






Variante alla SS12 da Buttapietra  
alla tangenziale SUD di Verona

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. VE92

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO PROGETTISTI	MANDATARIA:  Sigeco Engineering	MANDANTI:  No.Do. e Servizi s.r.l. Società di Ingegneria	 IDRO.STRADE s.r.l.	 Barci Engineering	 SANDRO D'AGOSTINI INGEGNERE
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Antonino Alvaro - SIGECO ENGINEERING srl Ordine Ingegneri Provincia di Cosenza n. A282</i>		IL PROGETTISTA: <i>Arch. Giuseppe Luciano-SIGECO Eng. srl Ordine Architetti di Reggio Cal. n. A2316 Ing. Francesco Tucci - IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A922 Ing. Carmine Guido - NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1379 Ing. Sandro D'Agostini - Ordine Ingegneri Belluno n. A457 Ing. Antonio Barci - BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1003</i>			
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Arch. Giuseppe Luciano - SIGECO ENGINEERING srl Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. A2316</i>		GRUPPO DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Giovanni Costa - Steel Project Engineering - Ordine Ingegneri Livorno n. A1632 Arch. Alessandra Alvaro - SIGECO Eng. srl Ordine Architetti Cosenza n. A1490 Ing. Gaetano Zupo - SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5385 Geom. Giuseppe Crispino - SIGECO Eng. srl Collegio Geometri Potenza n. 2296 Ing. Paola Tucci - IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5488 Ing. Mario Perri - IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A3784 Arch. Simona Tucci - IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1637 Ing. Roberto Scrivano - NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A2061 Ing. Emiliano Domestico- NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5501 Geol. Carolina Simone - NO.DO. e Serv. srl Ordine Geologi della Calabria n. 730 Ing. Giorgio Barci - BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Prov. di Cosenza n. A5873 Dott.ssa Laura Casadei - Kara s.r.l.-Iscr. el. Operatori abilitati Archeologia Prev. n. 2248</i>			
I GEOLOGI: <i>Dott. Geol. Domenico Carrà- SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 641 Dott. Geol. Francesco Molinaro - SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 1063</i>					
VISTO:IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Antonio Marsella</i>					
PROTOCOLLO:	DATA:				

**GEOTECNICA**  
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

CODICE PROGETTO		NOME FILE TOOGE00GETRE01_A			REV.	SCALA:
CO VE0029 D 2001		CODICE ELAB. TOOGE00GETRE01			A	
D						
C						
B						
A	EMISSIONE	Apr.2022	Sigeco Engineering s.r.l.	Ing. L. Tripodi	Arch. G. Luciano	Ing. A. Alvaro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. RIFERIMENTI.....</b>	<b>3</b>
2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
2.2. BIBLIOGRAFIA.....	3
<b>3. CRITERI DI STUDIO .....</b>	<b>4</b>
3.1. INDICAZIONI NORMATIVE .....	5
3.2. METODO OSSERVAZIONALE .....	6
<b>4. DESCRIZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE .....</b>	<b>7</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE DELL'AREA .....</b>	<b>12</b>
<b>6. CAMPAGNA INDAGINI .....</b>	<b>18</b>
6.1. SONDAGGI GEOTECNICI E POZZETTI ESPLORATIVI .....	25
6.2. PROVE ED ANALISI DI LABORATORIO .....	27
6.3. INDAGINI DI CARATTERE SISMICO .....	29
<b>7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>34</b>
7.1. ANALISI DELLE PROVE IN SITO .....	35
7.1.1. Prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT).....	35
7.1.2. Prove penetrometriche statiche eseguite con punta elettrica (CPTU).....	47
7.1.3. Prove di carico su piastra.....	54
7.1.4. Prove di permeabilità.....	56
7.2. MODELLO GEOTECNICO .....	58
7.3. SISTEMI GEOTECNICI E MODELLI DI CALCOLO .....	63
7.3.1. Carico limite per azioni assiali al palo.....	63
7.3.2. Carico limite per azioni trasversali al palo .....	69
<b>8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>72</b>
8.1. PERICOLOSITÀ DEL SITO.....	73

---

8.2. CATEGORIA DI PROFILO STRATIGRAFICO .....	74
8.3. STRATEGIA DI PROGETTAZIONE .....	75
8.4. SPETTRO DI PROGETTO (NTC2018) .....	76
8.5. RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	79
8.5.1. Sito a - Corte Bassa – Bauli.....	81
8.5.2. Sito b - Svincolo di Castel d’Azzano.....	82
8.5.3. Sito c - Svincolo di Vigasio.....	83
8.5.4. Sito d - Sovrappasso RFI .....	84
8.6. SISTEMI GEOTECNICI .....	84
8.6.1. Spostamento e velocità orizzontale del terreno .....	85
8.6.2. Verifiche di stabilità e fondazioni .....	85
8.6.3. Fronti di scavo e rilevati .....	86

## 1. PREMESSA

Nell'ambito dei lavori inerenti la "S.S. n° 12 "Dell'Abetone e del Brennero" Variante tra Verona Sud – Castel d'Azzano – Buttapietra – Vigasio – Isola della Scala" viene fornita di seguito una prima caratterizzazione dei sistemi geotecnici relativi all'infrastruttura viaria e alle diverse opere che si andranno a realizzare per la sua messa in esercizio. Tale caratterizzazione è finalizzata alla esecuzione delle verifiche geotecniche e strutturali dell'infrastruttura e delle sue opere accessorie.

## 2. RIFERIMENTI

### 2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n. 42 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n. 8.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, G.U. n. 35 del 11-2-2019, Supplemento Ordinario n. 5.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici, 2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, 2005.

Per tutti quegli elementi concernenti le metodologie di calcolo e alla modellazione dei sistemi geotecnici non direttamente reperibili nella normativa vigente si farà riferimento a quanto proposto ed ampiamente consolidato in letteratura ed alle Raccomandazione dell'Associazione Geotecnica Italiana in merito alle tematiche trattate.

### 2.2. BIBLIOGRAFIA

- XI Convegno AGI Milano 1973 "Fondazioni profonde", JAMIOLKOWSKI (Alcune osservazioni sullo stato delle

conoscenze sul calcolo dei pali di fondazione) Patron Editore, Bologna;

- AGI *"Raccomandazioni sui pali di fondazione"*, dicembre 1984;
- Associazione Geotecnica Italiana (2005) *"Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"*, Patron Editore, Bologna;
- JOSEPH E. BOWLES (1992) *"Fondazioni – Progetto e analisi"*, McGraw-Hill, Giugno 1992;
- LANCELLOTTA R. (1993) *"Geotecnica"*, Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna;
- VIGGIANI C. *"Fondazioni"*, Hevelius Edizioni;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. *"Analisi e progettazione di fondazioni su pali"*, Dario Flaccovio Editrice;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) *"Elastic solutions for soil and rock mechanics"*, John Wiley & Sons, Inc. Edizioni.

### 3. CRITERI DI STUDIO

In tale contesto è richiesta una progettazione esecutiva legata in maniera solidale alla definizione dei modelli geotecnici dei diversi sistemi interessati. Presupposto essenziale per la definizione di tali modelli è dunque la disponibilità di un adeguato quadro conoscitivo supportato da studi geologici e geomorfologici, da analisi idrologiche e da indagini ed analisi geotecniche. Diventa essenziale riuscire a definire le possibili cause di innesco dei dissesti.

Caratteristica essenziale degli interventi deve essere la loro efficacia per un "tempo indefinito". Per raggiungere tale fine è necessario, in sede di progettazione, la previsione di un programma di controllo e di manutenzione degli interventi che si andranno a realizzare che consenta, rispettivamente, di verificarne la funzionalità nel tempo e, se necessario, di ripristinarla.

Si ritiene necessario, per una corretta definizione delle opere, dare corso all'utilizzo del "metodo osservazionale" tipico della geotecnica: sulla base dei dati e delle informazioni che progressivamente si renderanno disponibili, saranno ulteriormente precisati i modelli geotecnici e saranno quindi verificate nel corso della realizzazione le scelte progettuali operate.

### 3.1. INDICAZIONI NORMATIVE

Nell'ambito della progettazione geotecnica le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018), unitamente alla Circolare del 21 febbraio 2019 n° 7/C.S.LL.PP., forniscono indicazioni relativamente alla modalità di lavoro ed ai contenuti della Relazione Geotecnica.

Per progettazione geotecnica si intende l'insieme delle attività progettuali che riguardano le costruzioni o le parti di costruzioni che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo del terreno e lo studio della stabilità del sito nel quale si colloca l'opera in esame.

Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono la verifica delle condizioni di sicurezza globale e locale del sistema opera – terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni sulle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni di esercizio.

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto delle opere devono essere presi in considerazione la successione stratigrafica, il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche e tutti gli elementi significativi del sottosuolo e delle opere che con esso interagiscono.

Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Infine la Relazione Geotecnica deve contenere i principali risultati delle indagini e prove geotecniche, descrivere la caratterizzazione e la modellazione dei terreni interagenti con l'opera, e riassumere i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni di esercizio del sistema geotecnico.

Dalle indicazioni forniti dalla normativa si estraggono i principali contenuti della Relazione Geotecnica:

- una descrizione dei luoghi e dell'opera;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- le informazioni geologiche rilevanti;

- programma di indagine e prove geotecniche;
- le caratteristiche dell'opera rilevanti ai fini geotecnici;
- i risultati e l'interpretazione delle indagini e delle misure in sito e in laboratorio;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici;
- la definizione dei modelli geotecnici, compresi quelli sismici, riguardanti la geometria del suolo e del sottosuolo, la scelta dei modelli di comportamento dei terreni ed i relativi parametri in relazione alle caratteristiche dell'opera;
- piano di monitoraggio e controllo dei sistemi geotecnici in corso d'opera ed in fase di esercizio dell'infrastruttura;
- risultati delle analisi e loro commento.

Nel caso in si faccia ricorso al Metodo Osservazionale la Relazione Geotecnica deve comprendere anche l'illustrazione del piano di monitoraggio, con l'individuazione della strumentazione di controllo e l'individuazione delle possibili soluzioni alternative.

### 3.2. METODO OSSERVAZIONALE

L'elemento fondamentale del Metodo Osservazionale è la istituzione di un adeguato sistema di "monitoraggio" attivo anche in corso d'opera, che ha lo scopo di consentire la misura ed il controllo di alcune grandezze significative, in grado di segnalare tempestivamente se il comportamento osservato sia in linea con le previsioni progettuali, o se bisogna introdurre elementi correttivi nel progetto.

Pertanto tale sistema di monitoraggio deve essere in grado di rilevare le evoluzioni dei fenomeni con adeguato anticipo, rispetto al possibile andamento degli eventi, così da poter porre in atto i necessari interventi correttivi.

Tutto ciò porta anche alla necessità di tempi osservazionali adeguati nella fase di progettazione, in quella di realizzazione interventi, e post-opera realizzata.

#### 4. DESCRIZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE

È prevista la realizzazione di una nuova infrastruttura stradale della lunghezza di circa 13.0 km che collegherà la città di Verona (ubicata a Nord) con la città di Isola della Scala (ubicata a Sud) attraversando i comuni di Castel'Azzano, butta pietra e Vigasio, costituendo di fatto una completa variante all'attuale sede stradale della S.S. n°12.

Lungo lo sviluppo dell'infrastruttura viaria è prevista la realizzazione di una nuova sede stradale con una sezione tipo di "Categoria C1 - Extraurbana secondaria" del D.M. 05.11.2001 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade". Ai soli fini della descrizione del tracciato, l'opera viene suddivisa in quattro tratti, ricompresi fra diverse zone di svincolo:

- a. **Tratto Verona Sud - Svincolo di Via Cà Brusà:** sarà realizzato completamente in trincea.
- b. **Tratto Svincolo di Via Cà Brusà - Svincolo di Castel d'Azzano:** sarà realizzato parte in trincea e parte in rilevato.
- c. **Tratto Svincolo di Castel d'Azzano - Svincolo di Vigasio:** completamente in rilevato.
- d. **Tratto Svincolo di Vigasio - Svincolo di Buttapietra:** completamente in rilevato.

In sintesi il tratto in trincea interessa i primi 2.0 km circa a Nord dove la profondità massima di scavo prevista è pari a 9.0 m, mentre tutto il resto del tracciato principale, per circa 11.0 km, risulta, invece, interamente in rilevato.

Lungo lo sviluppo del tracciato è prevista la realizzazione di una serie di controstrade in parallelo alla nuova viabilità per consentire l'accesso ai fondi agricoli e la manutenzione delle opere irrigue e di scolo. Verranno inoltre realizzate delle opere viarie accessorie necessarie per garantire la continuità alla rete esistente e per migliorare il collegamento della zona industriale e artigianale del comune di Castel d'Azzano alla rete viaria di ordine superiore:

- **Collegamento Z.A.I. di Castel d'Azzano** realizzato in parte riqualificando la sede stradale esistente di Via della Corte Bassa e parte in nuova sede, con una sezione tipo di "Categoria F2 - Locale Extraurbana" del D.M. 05.11.2001 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade".
- **Collegamento di Via Vigasio** realizzato in nuova sede stradale, con una sezione tipo di "Categoria F2 - Locale Extraurbana" del D.M. 05.11.2001.



- **Collegamento Variante S.P. N°51** sarà realizzato completamente in nuova sede stradale, con una sezione tipo di “Categoria F2 - Locale Extraurbana” del D.M. 05.11.2001.

L’intera infrastruttura stradale sarà interessata dalla realizzazione di numerose opere d’arte (ponti e sottopassi) che consentono la risoluzione delle interferenze con la viabilità stradale e ferroviaria esistente, nonché il superamento delle numerose opere idrauliche presenti sul territorio, prevedendo in alcuni casi anche la deviazione definitiva dell’alveo dei corsi d’acqua. Nello specifico:

- 1. Sovrapasso Le Cave** ubicato alla progressiva 1021.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 16.5 *m* ed una larghezza di 10.5 *m*, servirà per consentire la strada di accesso alle cave ed la fabbricato presenti nell’area;
- 2. Sovrapasso La Rizza** ubicato alla progressiva 1192.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 20.0 *m* ed una larghezza di 10.5 *m*;
- 3. Sovrapasso Ca Brusà** ubicato alla progressiva 1826.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 23.0 *m* ed una larghezza di 11.5 *m*, per consentire la realizzazione del ramo di svincolo bidirezionale;
- 4. Sovrapasso Ca' Di David** ubicato alla progressiva 3481.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 15.0 *m* ed una larghezza di 10.5 *m*, per consentire il prolungamento di via Stazione;
- 4b. Sottopasso FF.SS** ubicato alla progressiva 3481.00 *km* e costituito da monolite a spinta per una lunghezza di 12.0 *m* ed una larghezza di 11.5 *m*, per consentire il prolungamento di via Stazione;
- 5. Ponte fosso Campagna 1** ubicato alla progressiva 4712.00 *km* e costituito da un ponte a spalle inclinate per una lunghezza di 22.0 *m* ed una larghezza di 12.0 *m*;
- 6. Ponte fosso Campagna 2** ubicato alla progressiva 5161.00 *km* e costituito da un ponte a spalle parallele per una lunghezza di 22.0 *m* ed una larghezza di 12.0 *m*;
- 7. Sottopasso via Scopella** ubicato alla progressiva 5341.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 15.0 *m* ed una larghezza di 12.5 *m*;

8. **Scotolare via Scopella** costituito da uno scatolare idraulico per una lunghezza di 6.0 *m* ed una larghezza di 3.0 *m*, realizzato su Fosso Campagna 2 a valle del ponte e del sottopasso idraulico esistente sotto la sopraelevata Scopella;
9. **Sovrapasso via Scopella** ubicato alla progressiva 5728.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 12.0 *m* ed una larghezza di 8.5 *m*, per consentire la viabilità a servizio di un fabbricato intercluso;
10. **Ponte Alto Agro Veronese** ubicato alla progressiva 6033.00 *km* e costituito da un ponte per una lunghezza di 44.0 *m* ed una larghezza di 12.0 *m*;
11. **Scotolare fosso Casara** ubicato alla progressiva 6425.00 *km* e costituito da uno scatolare per una lunghezza di 4.5 *m* ed una larghezza di 3.0 *m*;
12. **Fosso Campagna 3** costituito da Tubolari (in numero di 2) e muro di sottoscarpa ubicato alla progressiva 6540.00 *km*;
13. **Sovrapasso Castel D'Azzano** ubicato alla progressiva 6955.00 *km* e costituito da viadotto per una lunghezza di 70.0 *m* ed una larghezza di 12.0 *m*;
14. **Sovrapasso Vigasio** ubicato alla progressiva 8973.00 *km* e costituito da viadotto per una lunghezza di 70.0 *m* ed una larghezza di 12.0 *m*;
15. **Scotolare fosso Basilea** ubicato alla progressiva 10063.00 *km*;
16. **Sottopasso Cà Bassa** costituito da uno scatolare e ubicato alla progressiva 10375.00 *km*;
17. **Viadotto San Giorgio (FF.SS)** ubicato alla progressiva 10770.0 – 11510.00 *km* e costituito da un ponte per una lunghezza di 740.0 *m* ed una larghezza variabile lungo il suo sviluppo;
18. **Sovrapasso Fosso Nuovo 1** da uno scatolare e ubicato alla progressiva 11350.00 *km*;
19. **Sovrapasso Fosso Nuovo 2** da uno scatolare e ubicato alla progressiva 11517.00 *km*;
20. **Sovrapasso Fosso Nuovo 3** Padovano da uno scatolare e ubicato alla progressiva 12361.00 *km*;
21. **Sovrapasso Fosso Nuovo 4** da uno scatolare e ubicato alla progressiva 12711.00 *km*;
22. **Sovrapasso fosso Mandella** da uno scatolare e ubicato alla progressiva 13375.00 *km*.

Sono inoltre previsti la realizzazione di Tubolari sulla discarica del diametro nominale DN1000 alle progressive 1500.00 km e 1662.00 km ed una serie di muri di sostegno in calcestruzzo armato da ubicare lungo tutto lo sviluppo dell'infrastruttura.



Figura 1. Planimetria di inquadramento generale ed ubicazione delle opere strutturali di maggiore interesse.

Per quanto riguarda il corpo stradale della pista principale, delle piste di svincolo e delle rotatorie, questo sarà costituito come di seguito riportato:

- il piano di appoggio del rilevato stradale sarà ottenuto tramite uno strato di scoticamento dello spessore di 20.0 *cm*, da uno scavo di sbancamento dello spessore di 50.0 *cm*, e dal risanamento della zona di bonifica con uno strato di materiale arido dello spessore di 70.0 *cm*, posato su un telo di geocomposito che dovrà essere opportunamente risvoltato;
- i rilevati saranno costituiti in parte da materiale proveniente da cava di prestito appartenente ai gruppi A1, A3, A2-4 e A2-5 ed in parte da materiale proveniente dagli scavi;
- le scarpate dei rilevati, con pendenza del 3/2, saranno rivestite con uno strato di terreno vegetale dello spessore di 30.0 *cm* per ciascun lato, costipato in corso di esecuzione ed inerbite dopo la sagomatura.

La preparazione del piano di posa del rilevato stradale sarà eseguita con uno strato di bonifica costituito come segue:

- uno strato di scoticamento dello spessore di 20.0 *cm*, necessario per consentire la pulizia del terreno superficiale;
- uno scavo di sbancamento dello spessore di 50.0 *cm*, necessario per consentire l'asportazione del terreno argilloso superficiale;
- la stesa di un telo di geocomposito nper il rafforzamento del piano di appoggio, essendo la stratigrafia del terreno tale da non garantire la stabilizzazione del piano d'appoggio del corpo stradale;
- il risanamento della zona di bonifica con uno strato di materiale arido dello spessore di 70.0 *cm*, costituito da materiale arido (spaccato di cava di dimensioni 10/30 *cm*), posato sul geocomposito che dovrà essere opportunamente risvoltato.

L'ultimo strato costituente il piano di posa del rilevato stradale, a compattazione avvenuta, dovrà presentare un grado di costipamento con una densità riferita alla densità massima secca AASHO modificata non inferiore al 95% ed un modulo di deformazione, al primo ciclo di carico su piastra (DN30), non inferiore a 15.0 *N/mm<sup>2</sup>*.

Il rilevato stradale sarà realizzato con le forme e dimensioni definite nelle sezioni tipo di progetto e sarà costituito come segue:

- il rilevato stradale sarà eseguito a strati successivi di spessore uniforme non eccedente i 50.0 cm (dopo il costipamento) e sarà costituito da materiali idonei provenienti da cava appartenenti ai gruppi A1, A3, A2-4 e A2-5, secondo la classificazione CNR-UNI 10006/63, ed in parte da materiali provenienti dagli scavi.
- le scarpate dei rilevati, con pendenza del 3/2, saranno rivestite con uno strato di terreno vegetale dello spessore di 30.0 cm per ciascun lato, inerbite dopo la sagomatura.

L'ultimo strato costituente il piano di posa della fondazione stradale, a compattazione avvenuta, dovrà presentare un grado di costipamento con una densità riferita alla densità massima secca AASHO modificata non inferiore al 95% ed un modulo di deformazione, al primo ciclo di carico su piastra (DN30), non inferiore a 50.0 N/mm<sup>2</sup>.

## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE DELL'AREA

Di seguito viene riportata una sintesi degli elementi significativi presenti nella Relazione Geologica redatta dallo Studio Nucci & Associati ed utili alla formulazione della caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle opere oggetto di studio.

Per un inquadramento geologico - geomorfologico della porzione di territorio su cui ricade l'area di interesse progettuale, si fa riferimento alle seguenti pubblicazioni:

- *"Carta Geologica d'Italia"* in scala 1:100.000 – Foglio n. 49 "Verona" e Foglio n. 63 "Legnago";
- *"Carta della Litologia"* del P.T.C.P. della Provincia di Verona in scala 1:50.000.

La porzione di territorio in cui è prevista la realizzazione della strada in progetto si colloca all'interno della pianura alluvionale del Fiume Adige posta a Sud della città di Verona, in un contesto sub pianeggiante e debolmente degradante verso Sud compreso tra le quote altimetriche di 58.0 e 29.0 m s.l.m.

Sotto l'aspetto geologico l'area esaminata si colloca in un'area di origine fluviale e fluvioglaciale prodottasi con la colmata della fossa padana derivante all'azione di erosione, trasporto e deposito operata dai corsi d'acqua ed espressione delle variazioni climatiche, in particolare dell'alternanza di periodi glaciali ed interglaciali. In tale contesto, nel tratto di pianura in esame si assiste alla deposizione dell'ampio conoide alluvionale dell'Adige che si estende con



forma a ventaglio e diretto verso Sud-Est dallo sbocco della Val d'Adige fino a Legnago. A Nord-Ovest il conoide si raccorda alle morene esterne degli anfiteatri di Rivoli e del Garda mentre ad Est e a Nord-Est il lembo settentrionale si fonde con le conoidi delle valli lessinee secondo un limite superficiale spesso mal distinguibile; la porzione meridionale del conoide invece degrada dolcemente nella pianura vera e propria.

Alla luce dello sviluppo planimetrico della nuova arteria stradale in progetto, è possibile osservare come questa si svilupperà attraverso i seguenti ambiti deposizionali:

**Tabella 1.** Ambito geologico di riferimento per l'infrastruttura stradale.

Progressive	Toponimi di riferimento	Ambito geologico
0 km ÷ 4.0 km	Verona Sud ÷ Loc. Scopella	Alta Pianura
4.0 km ÷ 11.0 km	Loc. Scopella ÷ Loc. C.te Saccovener	Media Pianura
11.0 km ÷ fine strada	Loc. C.te Saccovener ÷ Loc. Falgeri	Bassa Pianura

Tali ambiti vengono ad essere così caratterizzati:

- **Alta Pianura:** si estende dai Monti Lessini verso Sud fino alla fascia delle risorgive. È contraddistinta da una pendenza relativamente accentuata (15%) in quanto i fiumi, a causa della forte dispersione delle proprie acque nel sottosuolo, perdono rapidamente di portata depositando così la maggior parte dei materiali grossolani. L'unità dell'Alta Pianura è caratterizzata da un materasso alluvionale ghiaioso – sabbioso indistinto contenente un unico acquifero indifferenziato a superficie libera.
- **Media Pianura:** di fatto coincidente con la fascia delle risorgive corrisponde al tratto in cui i depositi ghiaiosi si riducono progressivamente di spessore a fronte di orizzonti e digitazioni limose ed argillose sempre più continue sia lateralmente che verticalmente; il passaggio dall'Alta alla Media Pianura è segnato dal limite superiore della fascia delle risorgive entro cui la superficie piezometrica intercetta quella topografica con conseguente venuta a giorno della falda.
- **Bassa Pianura:** posta a valle della fascia dei fontanili, è caratterizzata da una pendenza sensibilmente minore rispetto all'Alta Pianura (2‰) e dalla presenza di granulometrie fini ed in particolare da alternanze di sabbie e argille che determinano la sussistenza di un sistema acquifero multistrato. Procedendo da Nord verso Sud, dalla

parte apicale del conoide verso le sue parti più distali, si osserva infatti una costante diminuzione della granulometria, in ragione della natura del trasporto di tipo fluviale; l'energia idrica a disposizione per il trasporto del sedimento è infatti minore, e possono così depositarsi anche i sedimenti a granulometria fine quali limi ed argille.

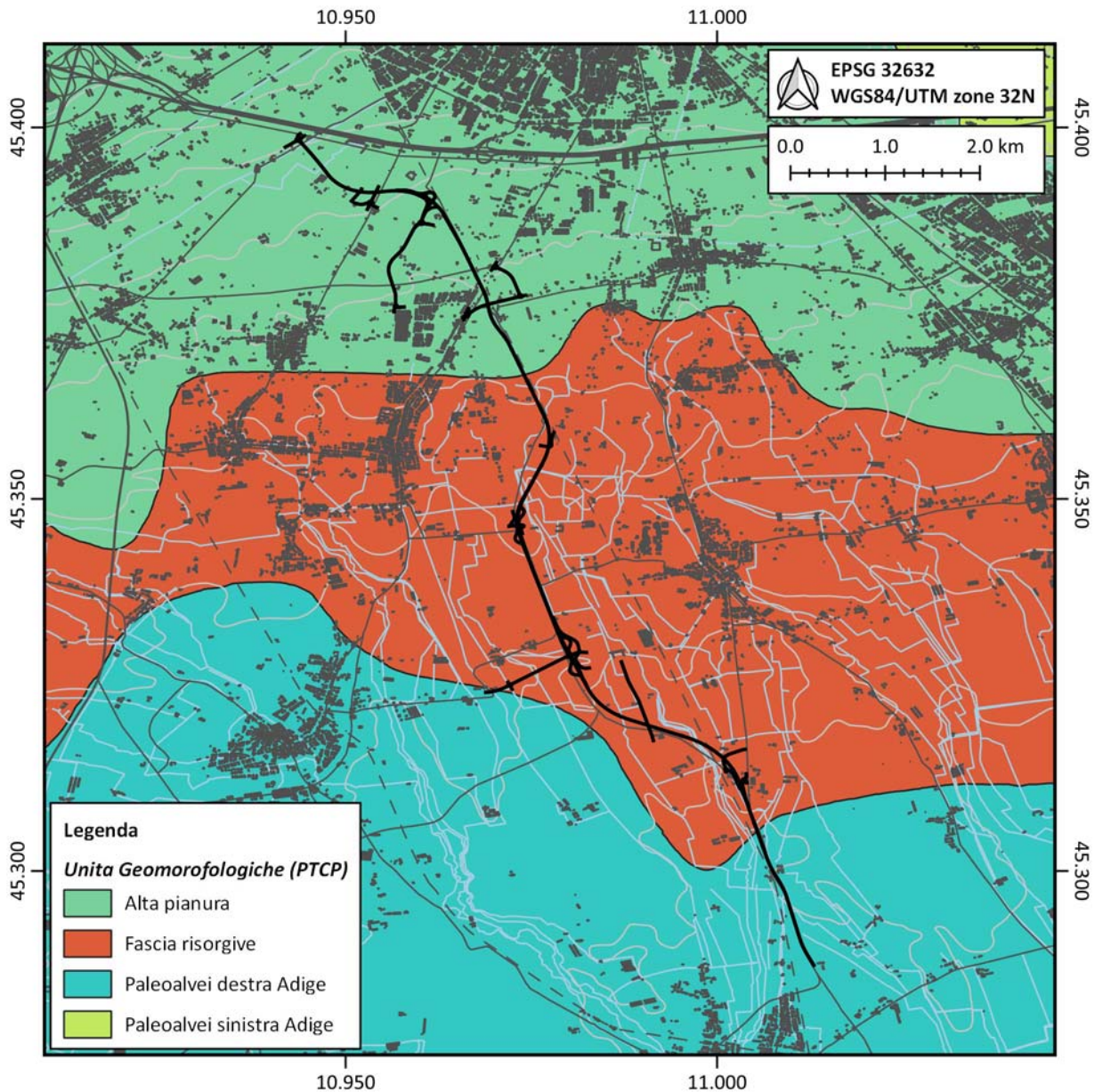
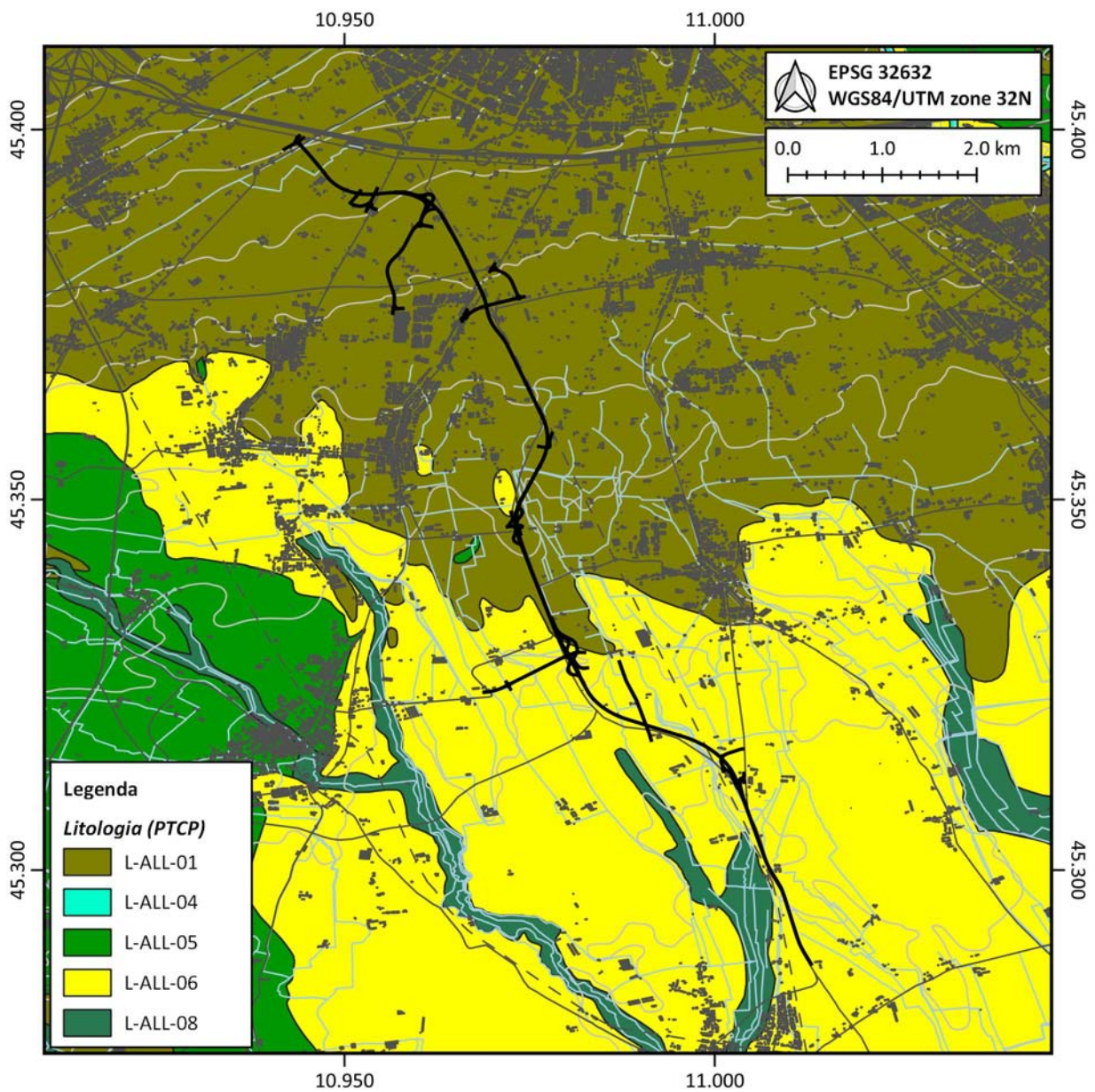


Figura 2. Estratto dalla "Carta della Geomorfologica" del P.T.C.P. della Provincia di Verona in scala 1:50.000. In nero il tracciato stradale.

Dall'esame della Carta Litologica del P.T.C.P (della quale si riporta un estratto con l'ubicazione della infrastruttura viaria) si riconosce la seguente successione litologica:

- **L-ALL-01:** materiali granulari addensati di deposito fluviale e/o fluvioglaciale a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa;
- **L-ALL-04:** materiali sciolti di deposito recente ed attuale dell'aveo mobile o delle aree di esondazione;
- **L-ALL-05:** materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa;
- **L-ALL-06:** materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente sabbiosa;
- **L-ALL-08:** materiali di deposito palustre a tessitura fine e torbiere.





**Figura 3.** Estratto dalla "Carta della Litologia" del P.T.C.P. della Provincia di Verona in scala 1:50.000. In nero il tracciato stradale.

Per quanto concerne l'assetto geomorfologico della regione oggetto di studio, la quale si presenta come un ampio bacino sedimentario, siamo in presenza di una morfologia apparentemente pianeggiante e ripetitiva, ma nel dettaglio molto varia, legata alle tipiche forme fluviali di pianura. In particolare si osserva la presenza di aree dalla morfologia

allungata e sopraelevate rispetto alla topografia circostante (*dossi fluviali*), che delimitano territori posti a quote relativamente più basse (*pianura alluvionale*).

Nello specifico si rileva come, in tutto il territorio in cui ricade il tracciato stradale in progetto, siano presenti piccoli dossi di forma allungata ed orli di terrazzo che interrompono la monotonia della pianura con scarpate di altezza variabile tra 1.0 ÷ 3.0 m, corrispondenti ai corsi fluviali attuali o estinti. È possibile osservare come il nuovo tracciato stradale intercetti le morfologie del territorio sopra menzionate alle progressive riportate nella tabella seguente:

**Tabella 2. Morfologie intercettate lungo il tracciato stradale.**

Progressive	Toponimi di riferimento	Morfologia
0.0 km ÷ 4.0 km	Verona Sud ÷ Loc. Scopella	Piana alluvionale
4.0 km ÷ 5.5 km	Loc. Scopella ÷ Loc. Cà Nuova	Paleoalveo
5.5 km ÷ 8.0 km	Loc. Cà Nuova ÷ Settimo di Gallese	Piana alluvionale
8.0 km ÷ 9.0 km	Settimo di Gallese ÷ Loc. Cà Bassa	Dosso
9.0 km ÷ 10.8 km	Loc. Cà Bassa ÷ Loc. Corte Saccoveneri	Piana alluvionale
10.8 km ÷ 12.4 km	Loc. Corte Saccoveneri ÷ Loc. Falgeri	Paleoalveo
12.4 km ÷ fine strada	Loc. Falgeri	Dosso

Dal punto di vista geolitologico, a partire dalla porzione più settentrionale il tracciato interesserà una porzione di territorio costituita da depositi alluvionali di natura per lo più granulare (ghiaia ciottolosa e sabbia) che progressivamente sfumano in depositi via via più fini procedendo verso Sud. Al passaggio tra l'Alta e la Medio – Bassa Pianura il modello litostratigrafico locale diventa progressivamente meno continuo, con depositi granulari che si riducono di spessore a fronte di orizzonti e digitazioni limose ed argillose sempre più continue sia lateralmente che verticalmente, fino a divenire predominanti in corrispondenza del centro abitato di Isola della Scala.

È possibile identificare le seguenti 4 unità geolitologiche rappresentative dei depositi presenti nel primo sottosuolo della porzione di territorio entro cui si sviluppa il tracciato stradale in progetto, appena al di sotto del terreno agrario superficiale:

- **depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi** (tratta: 0.0 ÷ 7.5 km): ghiaie ciottolose con frazioni minime di sabbie e limi. Si rinvencono nelle zone di Alta e Media Pianura e interessano la porzione più settentrionale del tracciato

stradale, comprendendo il territorio del Comune di Verona e parte dei Comuni di Castel d'Azzano, Buttapietra e San Giovanni Lupatoto, tra le località La Rizza, Borgo Verdi, Cà di David, Beccacivetta e Marchesino;

- **depositi alluvionali prevalentemente sabbiosi** (tratta: 7.5 ÷ 13.0 km): sabbie e, localmente, sabbie con ghiaia, con frazioni subordinate di limo e argilla. Costituiscono tutta la zona della Media e Bassa Pianura fino ad Isola della Scala interessando la porzione meridionale del tracciato stradale, che comprende le località di Azzano, Forette, Settimo di Gallese, Cà Pindemonte e San Bernardino ad Ovest e le località Dossi e Casalbergo ad Est;
- **depositi prevalentemente limosi e argillosi**: limo e argilla con frazione sabbiosa e ghiaiosa trascurabile. Tale deposito non interessa direttamente il tracciato stradale e presenta la sua maggiore estensione nella porzione occidentale del territorio, nei Comuni di Vigasio e Trevenzuolo;
- **depositi composti da limo ed argilla localmente organici o torbosi**: limo e argilla con presenza di materia organica di natura torbosa. Tali depositi non interessano direttamente le aree di competenza del tracciato, tuttavia sono presenti nei paleoalvei del Tartaro (ad Ovest), del Menago (ad Est) e lungo il Piganzo (in corrispondenza di Isola della Scala).

## 6. CAMPAGNA INDAGINI

Al fine di definire un modello funzionale alla caratterizzazione geotecnica e sismica del complesso di materiali che andranno a costituire il terreno di fondazione per le opere oggetto di tale studio ci si avvale di una estesa campagna indagini svolta lungo tutto il tracciato dell'infrastruttura viaria. Nel dettaglio si farà riferimento a:

- Indagini e prove in sito
  - numero 29 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo con uno sviluppo verticale variabile tra i 15.0 ed i 50.0 m;
  - numero 19 piezometri a tubo aperto installati nei fori di sondaggio per una profondità pari a 6.0 – 50.0 m;
  - numero 55 pozzetti esplorativi che hanno interessato una profondità di 2.0 m;
  - numero 55 prove di carico su piastra eseguite nei pozzetti esplorativi;
  - numero 16 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);

- prove penetrometriche statiche (SPT) eseguite con un intervallo di 3.0 m all'interno di tutti i fori di sondaggio;
  - numero 1 indagine sismica di superficie con metodologia MASW;
  - numero 4 indagini sismiche di superficie con metodologia HVSR;
  - numero 6 indagini sismiche in foro di tipo down-hole.
- analisi e prove di laboratorio

L'ubicazione planimetrica delle indagini in sito svolte è mostrata nelle seguenti figure.

In allegato alla presente relazione sono sviluppate alcune tavole di sintesi relative alle prove di carattere penetrometrico, sia statiche che dinamiche, ed alle analisi di laboratorio.



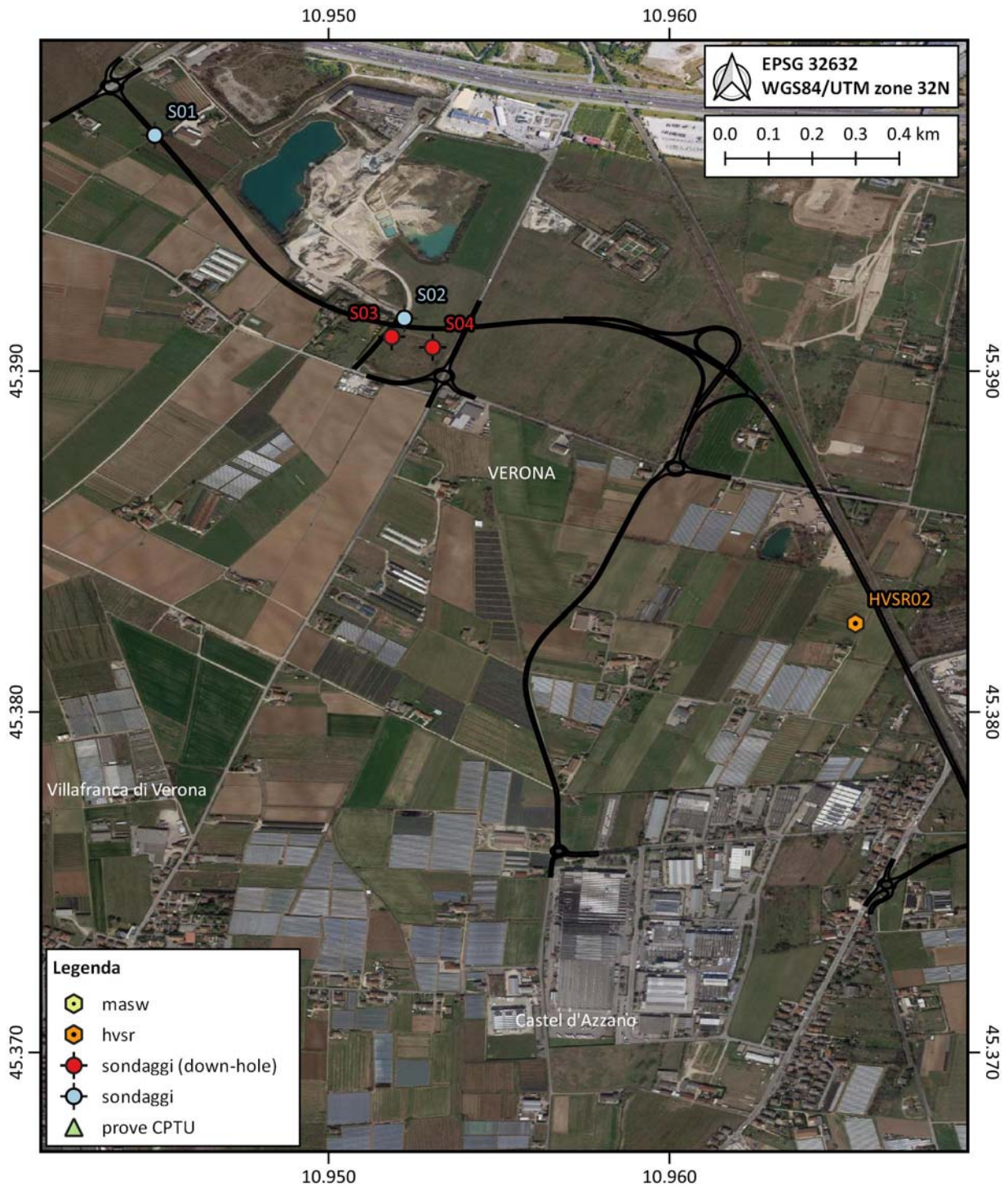


Figura 4. Planimetria con ubicazione delle indagini in sito svolte.



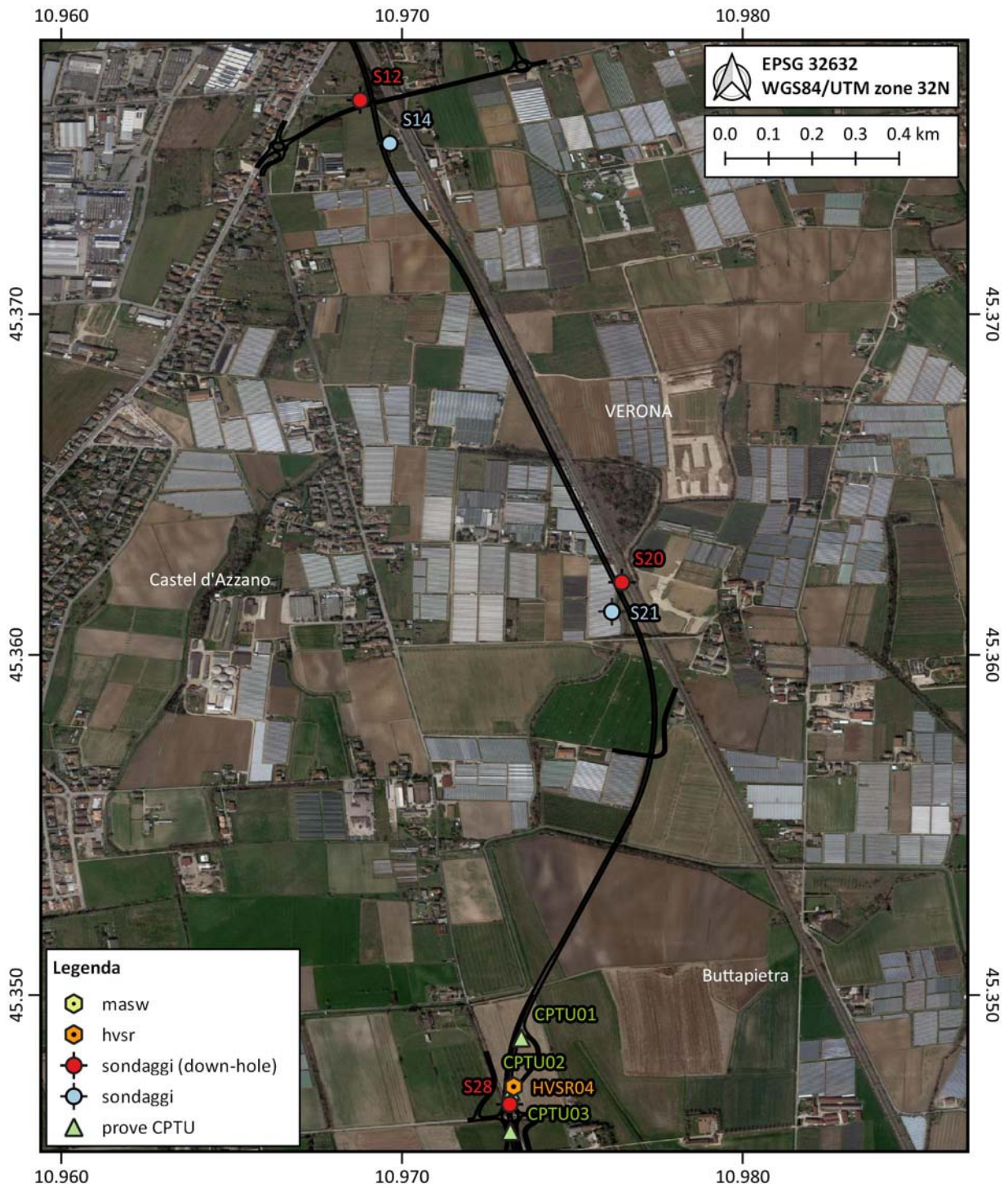


Figura 5. Planimetria con ubicazione delle indagini in sito svolte.



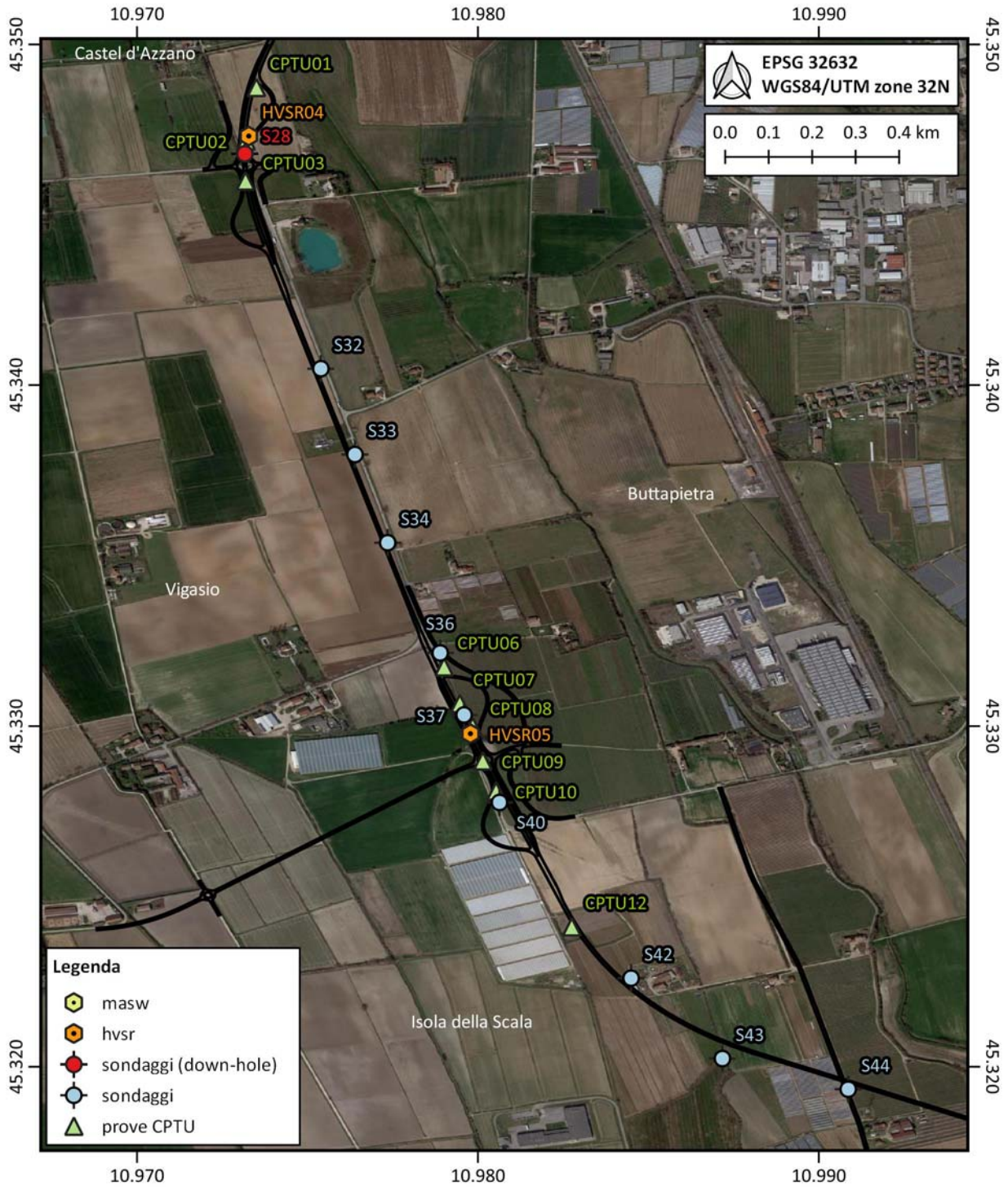


Figura 6. Planimetria con ubicazione delle indagini in sito svolte.

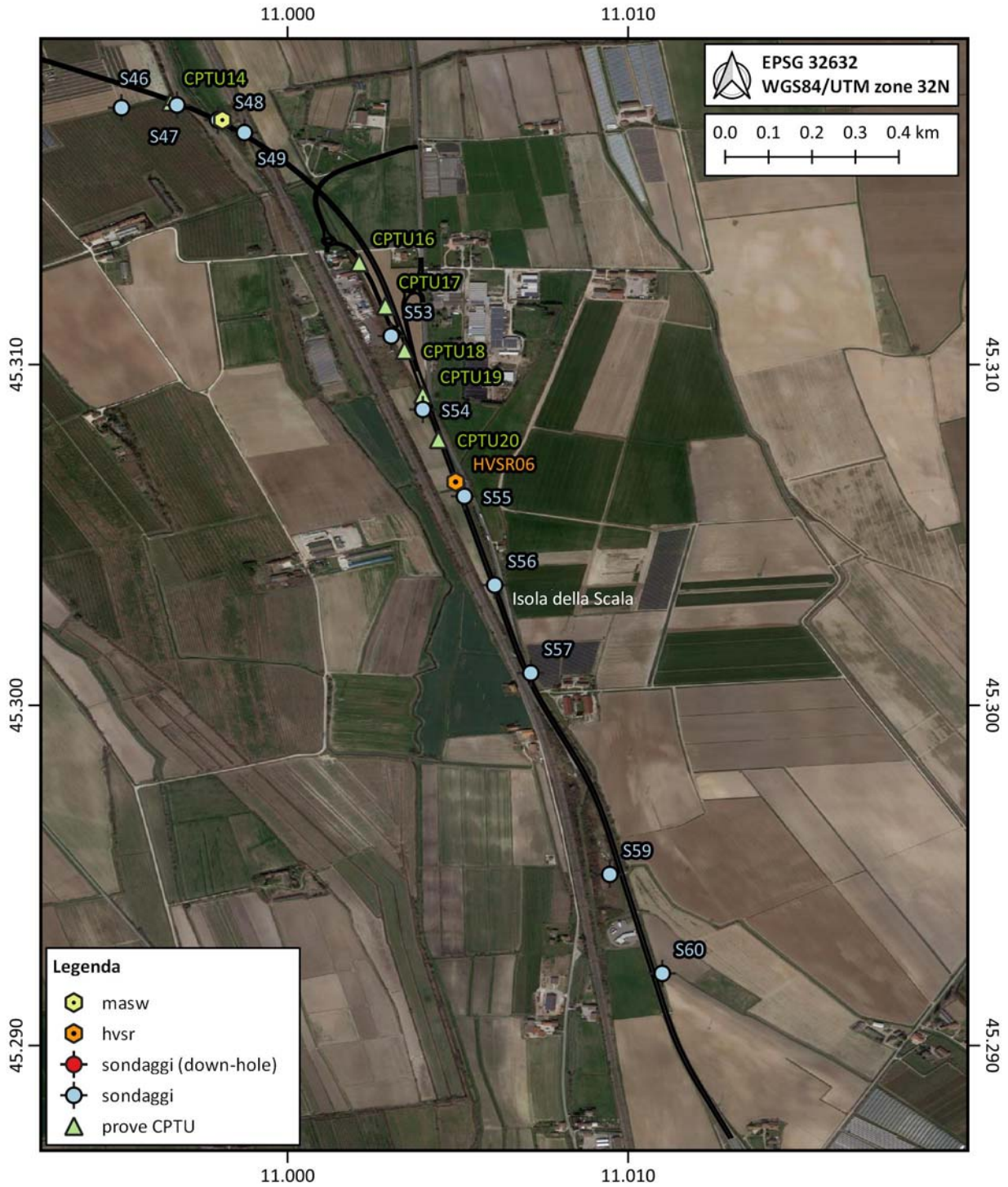


Figura 7. Planimetria con ubicazione delle indagini in sito svolte.





**Figura 8.** Planimetria con ubicazione dei pozzetti esplorativi realizzato lungo l'infrastruttura viaria.

Di seguito vengono sintetizzati i risultati relativi alla campagne indagine e la loro interpretazione ai fini della caratterizzazione dei sistemi geotecnici coinvolti nella progettazione dell'infrastruttura viaria.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati relativi alle prove in sito e di laboratorio in allegato al presente progetto.

## 6.1. SONDAGGI GEOTECNICI E POZZETTI ESPLORATIVI

Le caratteristiche dei sondaggi analizzati sono riportati nella tabella seguente:

**Tabella 3. Caratteristiche dei sondaggi geotecnici a carotaggio continuo.**

sondaggio	profondità m	n° SPT	campioni	strumentazione	prove
S01	30.0	10	1 rimaneggiato	Piezometro a tubo aperto (18.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S02	30.0	10	6 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 4 Prove di permeabilità Lefranc
S03	35.0	11	6 rimaneggiati	Tubo down-hole (35.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S04	35.0	11	4 rimaneggiati	Tubo down-hole (35.0 m)	n° 4 Prove di permeabilità Lefranc
S12	35.0	11	8 rimaneggiati	Tubo down-hole (35.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S14	20.0	6	5 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S15	15.0	5	-	-	-
S20	40.0	13	1 indisturbato + 8 rimaneggiati	Tubo down-hole (35.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S21	40.0	13	12 rimaneggiati	-	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S27	40.0	13	-	-	-
S28	40.0	13	8 rimaneggiati	Tubo down-hole (40.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S32	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S33	15.0	5	1 indisturbato + 3 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (6.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S34	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S36	30.0	10	3 indisturbati + 5 rimaneggiati	-	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S37	40.0	13	1 indisturbato + 11 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S38	40.0	13	5 indisturbati + 4 rimaneggiati	-	-
S40	40.0	13	1 indisturbato + 9 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S42	15.0	5	1 indisturbato + 3 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S43	15.0	5	1 indisturbato + 3 rimaneggiati	-	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S44	15.0	5	1 indisturbato + 4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S46	30.0	10	1 indisturbato + 6 rimaneggiati	-	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S47	50.0	16	4 indisturbati + 6 rimaneggiati	-	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S48	50.0	16	4 indisturbati + 8 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (50.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S49	50.0	16	8 indisturbati + 3 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (50.0 m)	n° 2 Prove di permeabilità Lefranc
S50	40.0	13	5 indisturbati + 7 rimaneggiati	-	-
S53	20.0	6	6 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S54	20.0	6	1 indisturbato + 6 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (6.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S55	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S56	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (9.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S57	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (6.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc

**Tabella 3. Caratteristiche dei sondaggi geotecnici a carotaggio continuo.**

sondaggio	profondità	n° SPT	campioni	strumentazione	prove
-	<i>m</i>	-	-	-	-
S59	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (6.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc
S60	15.0	5	4 rimaneggiati	Piezometro a tubo aperto (6.0 m)	n° 1 Prova di permeabilità Lefranc

I piezometri installati presentano tutti un diametro di 15'' ed un primo tratto cieco per una profondità di 3.0 *m* a cui segue il tratto finestrato per la rimanente lunghezza della strumentazione.

I campioni indisturbati sono stati prelevati con un campionatore a pareti sottili.

Per quanto concerne l'identificazione stratigrafica delle verticali indagate si può distinguere diversi settori lungo lo sviluppo dell'infrastruttura viaria:

- nell'area compresa tra i sondaggi S01 ÷ S15 si riconosce la presenza di materiali con una forte componente ghiaiosa;
- i sondaggi S20 ed S21 presentano un'alternarsi di materiali ghiaiosi e sabbie limose con brevi tratti di limo argilloso;
- nei sondaggi S32 ÷ S34 vi è una prevalenza di materiale ghiaioso nella parte superficiale sino a circa 10.0 – 12.0 *m* di profondità, al quale segue un materiale assimilabile ad una sabbia debolmente limosa o limosa;
- con il sondaggio S36 si assiste alla comparsa nello strato superficiale (sino ad una profondità massima di circa 7.0 *m*) identificabile come limo argilloso / sabbioso o argilla limosa. Si va perdendo la componente ghiaiosa dei materiali, che comunque conservano la loro natura attrattiva. Tale componente ricompare nei sondaggi S36 ÷ S40 ad una profondità maggiore di 20.0 *m*.

Si mette in evidenza la presenza di livelli torbosi nella parte superficiale dei sondaggi S37, S40 ed S42 e in profondità, al di sotto dei 20.0 *m*, nei sondaggi S46, S47, S48 e S50.

Anche i pozzetti esplorativi mettono in evidenza un cambiamento stratigrafico lungo il progredire dell'infrastruttura viaria: nel primo tratto vi è un prevalenza di materiale ghiaiosi, sabbie e sabbie limose; con il procedere verso sud i materiale tendono a diventare limi sabbiosi /argillosi o sabbie limose perdendo la componente ghiaiosa.

Gli scavi si presentano comunque asciutti e senza rilevanti problemi di stabilità delle pareti.

## 6.2. PROVE ED ANALISI DI LABORATORIO

Si riportano di seguito i risultati delle prove ed analisi di laboratorio condotte in relazione al contenuto d'acqua naturale  $w_n$ , ai parametri di resistenza da prove di taglio diretto (angolo d'attrito  $\varphi$  e coesione  $c$ ) ed ai limiti di Atterberg (limite di liquidità  $W_L$  e limite di plasticità  $W_P$ ):

**Tabella 4. Analisi e prove di laboratorio.**

sondaggio	campione	da m	a m	$w_n$ %	$\gamma$ Mg/m <sup>3</sup>	$c$ kPa	$\varphi$ °	$W_L$ %	$W_P$ %
S20	i1	5.50	6.00	19.10	1.89	0.00	28.00	-	-
S21	1	1.00	1.40	-	-	-	-	35.00	17.80
S28	1	3.50	4.00	-	-	-	-	21.40	17.00
S28	6	20.00	20.20	-	-	-	-	28.60	26.50
S33	i1	1.00	1.50	24.90	1.96	-	-	48.60	22.90
S36	i1	1.00	1.50	19.20	1.99	7.70	28.00	24.20	20.40
S36	i2	2.50	3.00	29.80	2.07	-	24.00	25.00	18.50
S36	i3	4.50	5.00	21.10	2.12	-	-	33.30	21.40
S37	i1	2.50	3.00	23.80	2.02	0.00	24.00	37.30	19.40
S38	i1	1.50	2.00	16.40	2.02	0.00	24.00	41.30	17.30
S38	i2	3.00	3.70	15.30	1.87	-	-	39.00	15.80
S38	i3	7.00	7.50	13.10	1.95	0.00	30.00	-	-
S38	i4	33.50	34.00	22.50	1.99	-	-	-	-
S38	i5	35.00	35.50	53.50	1.94	0.00	27.00	-	-
S40	2	2.50	3.00	-	-	0.00	31.00	36.00	28.10
S40	i1	4.50	5.00	28.50	1.95	0.00	24.00	45.90	20.10
S40	3	6.00	6.50	-	-	-	-	33.50	18.40
S40	7	26.00	26.50	-	-	-	-	28.70	23.40
S42	i1	3.00	3.50	20.60	2.11	0.00	24.00	29.40	18.20
S42	2	5.50	6.00	-	-	0.00	26.00	36.30	21.30
S43	i1	4.50	5.00	34.30	1.89	0.00	21.00	34.80	18.50
S44	1	3.00	3.50	22.40	2.09	-	-	32.00	16.40
S46	i1	1.50	2.00	20.70	2.11	0.00	27.00	26.20	19.20
S46	1	7.70	8.00	-	-	-	-	24.3	20.3

**Tabella 4. Analisi e prove di laboratorio.**

sondaggio	campione	da m	a m	w <sub>n</sub> %	γ Mg/m <sup>3</sup>	c kPa	φ °	W <sub>L</sub> %	W <sub>P</sub> %
S47	i1	1.00	1.50	23.50	2.11	0.00	24.00	39.40	19.40
S47	i2	29.00	29.50	38.70	2.06	0.00	26.50	54.20	33.60
S47	i3	31.00	31.50	-	--	0.00	31.00	-	-
S47	i4	32.50	33.00	-	-	0.00	25.00	-	-
S48	i1	1.00	1.50	23.50	2.13	0.00	25.00	39.40	18.00
S48	i2	28.50	29.00	45.20	2.04	0.00	20.00	54.40	33.80
S48	i3	30.00	30.50	35.40	2.14	0.00	17.00	42.90	31.50
S48	i4	34.00	34.50	38.40	2.18	0.00	26.00	59.90	25.70
S49	i1	0.50	1.00	26.10	2.04	-	-	64.40	20.10
S49	i2	1.50	2.00	24.30	2.28	0.00	26.00	39.90	18.50
S49	i3	2.50	3.00	26.70	2.23	-	-	40.00	18.60
S49	i4	14.00	14.50	43.70	1.95	0.00	21.00	45.60	25.20
S49	i5	30.00	30.50	24.20	2.00	0.00	20.00	-	-
S49	i6	33.00	33.50	25.30	1.89	0.00	22.00	58.60	22.10
S49	i7	36.00	36.50	20.80	2.02	8.00	25.00	45.30	24.80
S49	i8	44.00	44.50	29.60	2.14	0.00	23.00	42.50	25.10
S50	i1	0.50	1.00	23.60	2.10	0.00	27.00	34.80	21.70
S50	i2	2.00	2.50	23.40	2.19	0.00	20.00	34.60	16.20
S50	i3	29.00	29.50	35.60	2.06	0.00	21.00	42.30	25.10
S50	i4	31.00	31.50	27.70	2.02	0.00	23.00	60.20	32.70
S50	i5	35.50	36.00	22.10	1.91	0.00	22.00	59.20	33.20
S54	i1	3.00	3.50	23.70	2.04	0.00	27.00	33.00	18.50
S55	1	2.00	2.10	-	-	-	-	22.40	13.80
S56	1	2.60	2.80	-	-	-	-	29.80	16.90
S57	1	2.50	2.70	-	-	-	-	29.60	17.70
S59	1	2.60	3.00	-	-	0.00	29.00	41.30	19.20
S59	2	3.30	3.50	-	-	-	-	21.40	14.20
S59	3	5.40	5.50	-	-	-	-	27.90	20.30
S60	1	5.70	5.90	-	-	-	-	34.70	9.30
S60	2	7.30	7.70	-	-	-	-	32.90	17.10

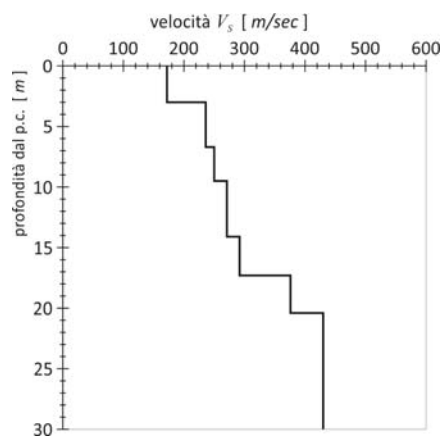
Inoltre sono state eseguite una serie di prove triassiali consolidate / drenate (CD) e non consolidate / non drenate (UU) che hanno permesso di ricavare i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci (angolo d'attrito  $\varphi$  e coesione  $c$ ) ed in termini di tensioni totali (coesione non drenata  $c_{ui}$ ):

**Tabella 5. Risultati delle prove triassiali.**

sondaggio	campione	da m	a m	c %	$\varphi$ Mg/m <sup>3</sup>	$c_{ui}$ kPa
S38	i1	1.50	2.00	-	-	53.19
S38	i2	3.00	3.70	25.85	20.66	-
S47	i1	1.00	1.50	-	-	40.78
S49	i3	2.50	3.00	-	-	42.09
S49	i6	33.00	33.50	-	-	125.20
S49	i8	44.00	44.50	-	-	154.87

### 6.3. INDAGINI DI CARATTERE SISMICO

La prova di tipo MASW ha permesso di ricostruire il profilo di rigidezza del sito tramite la misura della velocità di propagazione delle onde di superficie di RAYLEIGH con un successivo processo d'inversione, attraverso il quale è fornita una stima indiretta della distribuzione delle  $V_s$  (velocità di propagazione delle onde di taglio). La prova, spinta ad una profondità di 30.0 m ha permesso di ricostruire un profilo di velocità crescente in modo regolare con la profondità da un valore minimo pari a 172.0 m/sec ad un valore massimo di 430.0 m/sec.



**Figura 9.** Profilo di velocità da indagine con metodologia MASW.

Con le prove in foro di tipo down-hole si determina la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), calcolando il tempo a esse necessario per raggiungere il geofono ricevitore (all'interno del foro di sondaggio) dalla zona sorgente (su piano campagna a distanza nota dal foro).

I profili ricavata da tali indagini si presentano mediamente regolari ed in accordo con quanto emerso dall'indagine con metodologia MASW.

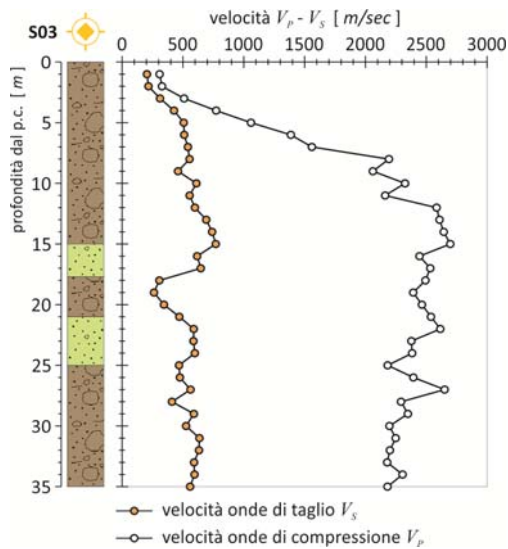


Figura 10. Profilo di velocità da down-hole S03.

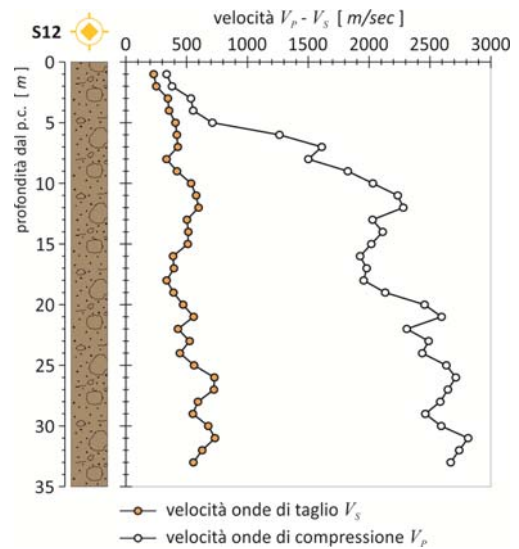


Figura 11. Profilo di velocità da down-hole S12.



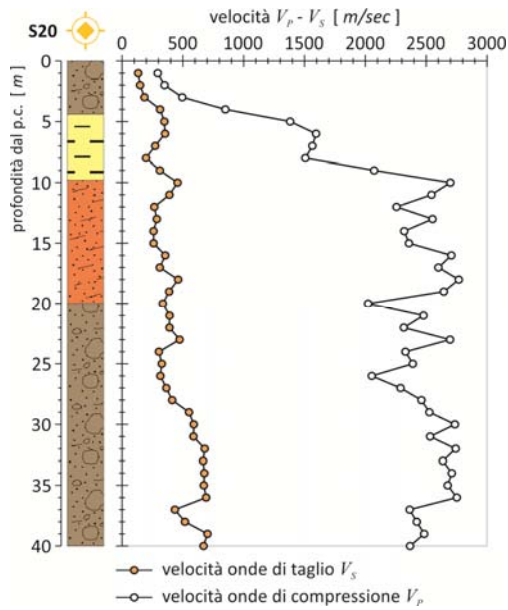


Figura 12. Profilo di velocità da down-hole S20.

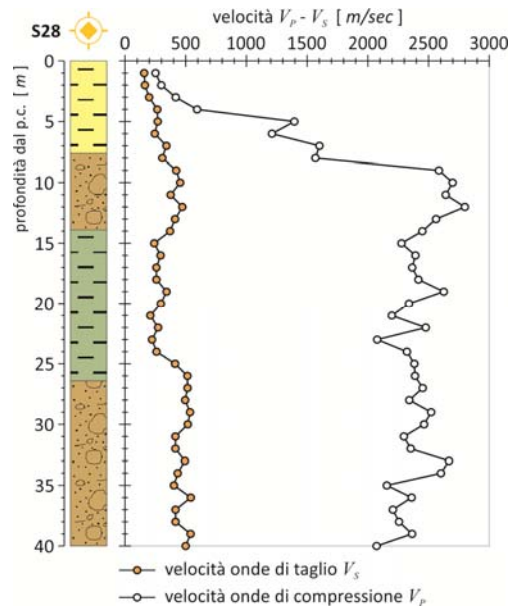


Figura 13. Profilo di velocità da down-hole S28.

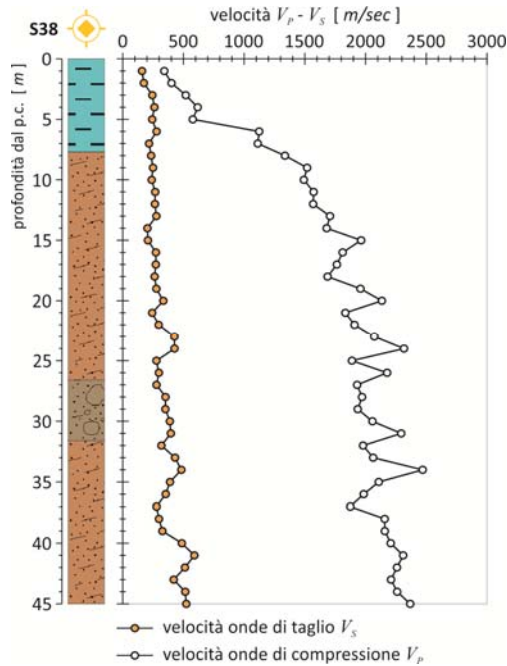


Figura 14. Profilo di velocità da down-hole S38.



Le analisi condotte permettono di valutare i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  per ogni stazione di misura e le corrispondenti categorie di sottosuolo, per come richiesto dalla normativa (§3.2.2 NTC2018).

**Tabella 6.** Velocità equivalente e categorie di sottosuolo.

Prova	$V_{S,eq}$ [ m/sec ]	Categoria
S03	451.21	B
S12	438.86	B
S20	301.16	C
S28	298.93	C
S38	262.16	C
MASW01	291.76	C

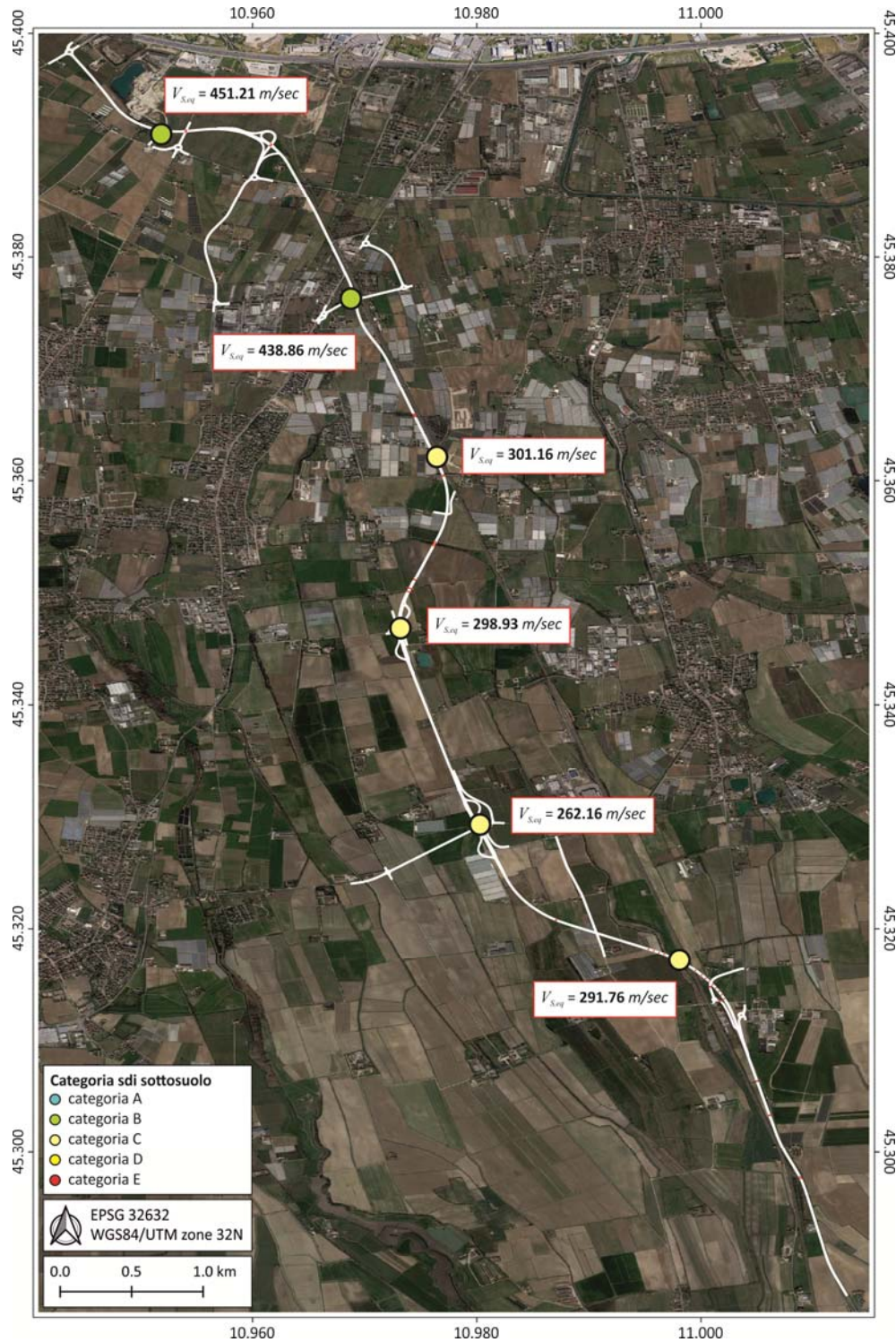


Figura 15. Distribuzione planimetrica delle categorie di sottosuolo sismiche.

Infine le indagini geofisiche a tecnica passiva (HVSr) permettono di evidenziare le caratteristiche di risposta sismica in termini di frequenza caratteristica del sito in base ai valori d'impedenza sismica rilevata.

Le prove hanno messo in evidenza i seguenti picchi H/V nell'intervallo 0.0 ÷ 64.0 Hz:

- prova HVSr02:  $0.81 \pm 0.07$  Hz;
- prova HVSr04:  $1.25 \pm 0.01$  Hz;
- prova HVSr05:  $1.13 \pm 0.06$  Hz;
- prova HVSr06:  $0.88 \pm 0.02$  Hz.

## 7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Prima di procedere alla caratterizzazione geotecnica dei diversi sistemi coinvolti è utile premettere alcune considerazioni. Secondo l'Eurocodice per l'ingegneria geotecnica (EC7) le opere da realizzare possono essere classificate in tre categorie geotecniche (GC) di importanza crescente cui corrispondono gradi di approfondimento crescenti dell'indagine geotecnica. Le opere in esame rientrano nella categoria GC2 (tutti i tipi di strutture e fondazioni convenzionali che non presentano particolari rischi), nella quale vengono annoverati: fondazioni superficiali, fondazioni a platea, pali, opere di sostegno delle terre e delle acque, scavi, pile di ponti, rilevati ed opere in terra.

In tale contesto, per identificare le condizioni stratigrafiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, possono essere eseguite prove geofisiche, scavi, trincee, sondaggi e prove continue (o ad esse assimilabili) lungo verticali di esplorazione. Per le prove in sito è consentito l'uso di correlazioni empiriche di tipo secondario in cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una base teorica, ma con approssimazioni e ipotesi sostanziali, e in genere con parametri intermedi.

## 7.1. ANALISI DELLE PROVE IN SITO

### 7.1.1. Prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT)

La risposta ottenuta nelle prove SPT, quando siano condotte sopra o sotto falda, dipende dalla granulometria del materiale incontrato: evidenze sperimentali (TERZAGHI e PECK, 1948; SCHULTZE e MEZEMBACH, 1961; BALZARA, 1967) mostrano che nel caso di ghiaie e sabbie pulite la presenza dell'acqua non influenza i valori di  $N_{SPT}$ , mentre in sabbie molto fini e sabbie limose, per la ridotta permeabilità del terreno, l'avanzamento del campionatore nel terreno può generare pressioni interstiziali che influenzano i valori di  $N_{SPT}$ .

Per la correzione dei valori di  $N_{SPT}$  in presenza di sabbie fine e/o limose si fa riferimento alla relazione proposta da TERZAGHI e PECK (1948) da utilizzare quando i valori risultano maggiori di 15:

$$N_{corretto} = 15 + 0.5 \cdot (N_{SPT} - 15)$$

Per la valutazione dei parametri geotecnici dalle prove penetrometriche in foro si fa riferimento a due distinte relazioni sulla base della natura dei materiali incontrati durante l'esecuzione delle prove:

- per i materiali di natura ghiaiosa si farà riferimento alla relazione proposta da MEYERHOF valida per materiali sabbiosi con una percentuale di fino comunque superiore al 5% (per come messo in evidenza dalla analisi granulometriche):

$$\varphi = 23.7 + 0.57 \cdot N_{60} - 0.006 \cdot N_{60}$$

- per i materiali che non presentano una significativa componente ghiaiosa si farà riferimento alla relazione proposta da DE MELO:

$$\varphi = 19.0 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.37 \cdot \log N_{60}$$

Nelle quali  $N_{60}$  rappresenta il numero di colpi  $N_{SPT}$  corretto per la eventuale presenza della falda e sulla base delle caratteristiche dello strumento di prova e della profondità di infissione. Si riportano nella tabella seguente i risultati ottenuti:

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$ °
		-	-	-	-	-	-	°
S01	3.00	16	33	21	54	54.00	28.80	35.14
	6.00	18	30	24	54	54.00	34.20	36.18
	9.00	21	36	38	74	74.00	46.87	37.24
	12.00	17	28	33	61	61.00	40.67	36.96
	15.00	13	18	21	39	39.00	26.00	34.46
	18.00	15	19	23	42	42.00	28.00	34.96
	21.00	18	22	33	55	55.00	36.67	36.53
	24.00	19	31	38	69	69.00	46.00	37.22
	27.00	20	34	36	70	70.00	46.67	37.23
	30.00	22	36	39	75	75.00	50.00	37.20
S02	3.00	47	R		3.00	-	-	-
	6.00	65	R		6.00	-	-	-
	9.00	R			9.00	-	-	-
	12.00	39	R		12.00	-	-	-
	15.00	44	R		15.00	-	-	-
	18.00	30	R		18.00	-	-	-
	21.00	38	48	R	21.00	-	-	-
	24.00	36	R		24.00	-	-	-
	27.00	R			27.00	-	-	-
	30.00	R		30.00	-	-	-	
S03	3.00	3	R		-	-	-	-
	6.00	6	R		-	-	-	-
	9.00	31	35	38	73	73.00	46.23	37.2
	12.00	29	36	41	77	77.00	51.33	37.1
	15.00	19	28	31	59	59.00	39.33	36.8
	18.00	20	24	26	50	50.00	33.33	36.0
	21.00	19	26	33	59	59.00	39.33	36.8
	24.00	21	33	39	72	72.00	48.00	37.2
	27.00	30	38	41	79	79.00	52.67	37.1
	30.00	31	34	38	72	72.00	48.00	37.2
	33.00	29	32	36	68	68.00	45.33	37.2
S04	3.00	R			-	-	-	-
	6.00	32	R		-	-	-	-
	9.00	47	R		-	-	-	-

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$
		-	-	-	-	-	-	°
	12.00	36	43	R	-	-	-	-
	15.00	41	R		-	-	-	-
	18.00	37	49	R	-	-	-	-
	21.00	37	R		-	-	-	-
	24.00	28	42	R	-	-	-	-
	27.00	30	48	R	-	-	-	-
	30.00	R			-	-	-	-
	33.00	R			-	-	-	-
S12	3.00	24	39	47	86	86.00	45.87	37.22
	6.00	R			-	-	-	-
	9.00	37	R		-	-	-	-
	12.00	47	R		-	-	-	-
	15.00	39	R		-	-	-	-
	18.00	27	36	42	78	78.00	52.00	37.12
	21.00	34	R		-	-	-	-
	24.00	30	48	R	-	-	-	-
	27.00	42	R		-	-	-	-
	30.00	47	R		-	-	-	-
	33.00	38	R		-	-	-	-
S14	3.00	24	36	R	-	-	-	-
	6.00	36	48	R	-	-	-	-
	9.00	37	R		-	-	-	-
	12.00	R			-	-	-	-
	15.00	27	36	44	80	80.00	53.33	37.03
	18.00	36	46	R	-	-	-	-
S15	3.00	R			-	-	-	-
	6.00	R			-	-	-	-
	9.00	R			-	-	-	-
	12.00	R			-	-	-	-
	15.00	R			-	-	-	-
S20	3.00	14	27	32	59	59.00	31.47	35.70
	6.00	12	19	27	46	46.00	19.32	29.45
	9.00	14	24	32	56	56.00	22.48	29.86
	12.00	27	38	42	80	80.00	31.67	30.94

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$
		-	-	-	-	-	-	°
	15.00	30	41	48	89	89.00	34.67	31.08
	18.00	10	19	33	52	52.00	22.33	29.27
	21.00	34	R		-	-	-	-
	24.00	R			-	-	-	-
	27.00	R			-	-	-	-
	30.00	27	36	R	-	-	-	-
	33.00	R			-	-	-	-
	36.00	R			-	-	-	-
	39.00	R			-	-	-	-
S21	3.00	R			-	-	-	-
	6.00	5	7	7	14	14.00	8.87	26.63
	9.00	12	19	28	47	31.00	19.63	29.38
	12.00	18	32	39	71	43.00	28.67	30.59
	15.00	19	34	42	76	45.50	30.33	30.61
	18.00	22	36	34	70	42.50	28.33	30.15
	21.00	27	36	42	78	46.50	31.00	30.24
	24.00	30	39	42	81	48.00	32.00	30.10
	27.00	R			-	-	-	-
	30.00	47	R		-	-	-	-
	33.00	R			-	-	-	-
	36.00	R			-	-	-	-
	39.00	R			-	-	-	-
S27	3.00	12	12	17	29	29.00	15.47	28.75
	6.00	5	8	9	17	16.00	10.13	27.07
	9.00	11	13	15	28	21.50	13.62	28.00
	12.00	15	28	30	58	36.50	24.33	29.95
	15.00	9	13	21	34	24.50	16.33	28.31
	18.00	6	19	24	43	29.00	19.33	28.71
	21.00	3	4	4	8	8.00	5.33	23.79
	24.00	8	15	17	32	23.50	15.67	27.45
	27.00	19	37	R	-	-	-	-
	30.00	12	22	29	51	33.00	22.00	28.10
	33.00	33	45	R	-	-	-	-
	36.00	10	15	12	27	21.00	14.00	25.78



**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$
		-	-	-	-	-	-	°
	39.00	19	27	30	57	36.00	24.00	27.36
S28	3.00	3	6	8	14	14.00	7.47	26.1
	6.00	2	5	5	10	10.00	6.33	25.4
	9.00	17	26	30	56	56.00	35.47	36.4
	12.00	30	46	R	-	-	-	-
	15.00	12	21	26	47	47.00	31.33	35.7
	18.00	20	22	34	56	35.50	23.67	29.4
	21.00	7	13	21	34	24.50	16.33	27.9
	24.00	7	13	19	32	23.50	15.67	27.5
	27.00	36	R		-	-	-	-
	30.00	17	28	37	65	40.00	26.67	28.8
	33.00	12	21	34	55	35.00	23.33	28.0
	36.00	18	27	39	66	40.50	27.00	28.2
	39.00	21	38	47	85	50.00	33.33	28.6
S32	3.00	R			-	-	-	-
	6.00	15	22	20	42	42.00	26.60	34.62
	9.00	23	R		-	-	-	-
	12.00	4	R		-	-	-	-
	15.00	22	R		-	-	-	-
S33	3.00	29	39	42	81	81.00	43.20	37.13
	6.00	21	16	37	53	53.00	33.57	36.07
	9.00	13	18	14	32	32.00	20.27	32.79
	12.00	30	38	37	75	45.00	30.00	30.72
	15.00	11	13	17	30	22.50	15.00	28.01
S34	3.00	5	11	23	34	34.00	18.13	29.32
	6.00	21	39	48	87	87.00	55.10	36.89
	9.00	19	18	20	38	38.00	24.07	33.94
	12.00	13	13	18	31	23.00	15.33	28.29
	15.00	23	R		-	-	-	-
S36	3.00	3	3	3	6	6.00	3.20	23.02
	6.00	9	5	4	9	9.00	5.70	26.75
	9.00	9	12	17	29	22.00	13.93	28.07
	12.00	5	11	22	33	24.00	16.00	28.41
	15.00	11	20	33	53	34.00	22.67	29.48



**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$ °
		-	-	-	-	-	-	°
	18.00	11	31	49	80	47.50	31.67	30.49
	21.00	12	22	25	47	47.00	31.33	35.67
	24.00	13	24	33	57	57.00	38.00	36.70
	27.00	7	5	12	17	17.00	11.33	29.39
	30.00	8	15	27	42	28.50	19.00	27.55
S37	3.00	11	21	19	40	27.50	14.67	28.57
	6.00	4	9	17	26	20.50	12.98	28.01
	9.00	10	28	44	72	43.50	27.55	30.60
	12.00	12	30	45	75	45.00	30.00	30.74
	15.00	13	49	50	99	57.00	38.00	31.42
	18.00	11	45	47	92	53.50	35.67	30.97
	21.00	10	18	21	39	39.00	26.00	34.46
	24.00	6	14	23	37	37.00	24.67	34.11
	27.00	27	28	35	63	63.00	42.00	37.06
	30.00	10	30	41	71	43.00	28.67	29.10
	33.00	11	24	50	74	44.50	29.67	28.90
	36.00	9	18	39	57	36.00	24.00	27.78
	39.00	10	35	43	78	78.00	52.00	37.12
S38	3.70	7	11	10	21	18.00	9.60	27.01
	6.00	3	3	4	7	7.00	4.43	24.10
	9.00	9	17	20	37	26.00	16.47	28.73
	12.00	7	13	16	29	22.00	14.67	28.14
	15.00	17	26	34	60	37.50	25.00	29.89
	18.00	13	19	28	47	31.00	20.67	28.99
	21.00	14	23	31	54	34.50	23.00	29.14
	24.00	13	21	30	51	33.00	22.00	28.72
	27.00	R			-	-	-	-
	30.00	37	R		-	-	-	-
	36.00	8	10	17	27	21.00	14.00	25.96
	39.00	17	28	39	67	41.00	27.33	28.03
S40	3.00	12	17	15	32	32.00	17.07	29.10
	6.00	4	13	13	26	20.50	12.98	27.96
	9.00	9	9	10	19	17.00	10.77	27.14
	12.00	11	23	34	57	36.00	24.00	29.89

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$ °
	15.00	9	19	39	58	36.50	24.33	29.75
	18.00	13	30	36	66	40.50	27.00	29.92
	21.00	20	39	41	80	47.50	31.67	30.26
	24.00	17	31	39	70	42.50	28.33	29.60
	27.00	15	23	35	58	58.00	38.67	36.77
	30.00	21	34	41	75	75.00	50.00	37.20
	33.00	23	37	42	79	79.00	52.67	37.08
	36.00	18	31	40	71	71.00	47.33	37.24
	39.00	15	33	39	72	72.00	48.00	37.24
S42	3.00	5	8	10	18	18.00	9.60	27.01
	6.00	2	4	4	8	8.00	5.07	24.56
	9.00	15	25	27	52	33.50	21.22	29.62
	12.00	15	18	19	37	26.00	17.33	28.72
	15.00	12	14	20	34	24.50	16.33	28.32
S43	3.00	1	1	1	2	2.00	1.07	19.03
	6.00	2	2	3	5	5.00	3.17	22.86
	9.00	7	10	18	28	21.50	13.62	28.02
	12.00	9	15	26	41	28.00	18.67	29.00
	15.00	12	21	34	55	35.00	23.33	29.63
S44	3.00	3	3	4	7	7.00	3.73	23.58
	6.00	5	11	20	31	23.00	14.57	28.39
	9.00	11	15	19	34	24.50	15.52	28.47
	12.00	12	21	28	49	32.00	21.33	29.47
	15.00	15	22	27	49	32.00	21.33	29.28
S46	3.00	6	10	14	24	24.00	12.80	28.06
	6.00	7	16	17	33	24.00	15.20	28.54
	9.00	3	5	6	11	11.00	6.97	25.56
	12.00	6	2	7	9	9.00	6.00	24.85
	15.00	10	18	32	50	32.50	21.67	29.33
	18.00	17	34	50	84	49.50	33.00	30.65
	21.00	7	13	20	33	24.00	16.00	27.78
	24.00	4	17	29	46	30.50	20.33	28.40
	27.00	12	19	35	54	34.50	23.00	28.56
	30.00	14	25	26	51	33.00	22.00	28.10

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$ °
S47	3.00	4	4	6	10	10.00	5.33	24.90
	6.00	7	13	15	28	21.50	13.62	28.19
	9.00	8	15	22	37	26.00	16.47	28.74
	12.00	10	19	24	43	29.00	19.33	29.15
	15.00	14	23	37	60	37.50	25.00	29.90
	18.00	9	15	23	38	26.50	17.67	28.43
	21.00	9	17	26	43	29.00	19.33	28.52
	24.00	13	28	47	75	45.00	30.00	29.86
	27.00	3	5	7	12	12.00	8.00	24.77
	33.00	9	16	28	44	29.50	19.67	27.74
	36.00	11	18	36	54	34.50	23.00	27.98
	39.00	14	28	37	65	40.00	26.67	28.17
	42.00	21	35	48	83	49.00	32.67	28.53
	45.00	17	28	41	69	42.00	28.00	27.57
48.00	13	24	38	62	38.50	25.67	26.84	
S48	3.00	3	7	9	16	15.50	8.27	26.50
	6.00	5	8	12	20	17.50	11.08	27.44
	9.00	4	6	6	12	12.00	7.60	25.93
	12.00	6	13	18	31	23.00	15.33	28.32
	15.00	9	20	28	48	31.50	21.00	29.27
	18.00	12	22	34	56	35.50	23.67	29.49
	21.00	15	32	38	70	42.50	28.33	29.91
	24.00	12	23	31	54	34.50	23.00	28.90
	27.00	2	3	3	6	6.00	4.00	22.26
	30.50	10	17	23	40	27.50	18.33	27.49
	33.00	6	13	15	28	21.50	14.33	26.26
	36.00	14	31	42	73	44.00	29.33	28.52
	39.00	19	39	48	87	51.00	34.00	28.68
	42.00	21	38	48	86	50.50	33.67	28.25
45.00	19	33	42	75	45.00	30.00	27.41	
48.00	21	36	46	82	48.50	32.33	27.23	
S49	3.00	3	3	5	8	8.00	4.27	24.07
	6.00	7	11	15	26	20.50	12.98	28.00
	9.00	5	9	11	20	17.50	11.08	27.28

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$ °
		-	-	-	-	-	-	°
	12.00	5	13	21	34	24.50	16.33	28.53
	15.00	8	16	29	45	30.00	20.00	29.07
	18.00	8	15	19	34	24.50	16.33	28.13
	21.00	13	30	37	67	41.00	27.33	29.76
	24.00	10	23	32	55	35.00	23.33	28.93
	27.00	19	38	46	84	49.50	33.00	29.91
	30.50	3	4	4	8	8.00	5.33	22.95
	33.50	7	12	22	34	24.50	16.33	26.72
	36.50	13	27	41	68	41.50	27.67	28.29
	39.00	19	29	42	71	43.00	28.67	28.04
	42.00	5	8	13	21	18.00	12.00	24.48
	44.50	7	10	11	21	18.00	12.00	24.10
	47.00	4	6	6	12	12.00	8.00	22.23
S50	3.00				7	7.00	3.73	23.59
	6.00				24	19.50	12.35	27.82
	9.00				33	24.00	15.20	28.43
	12.00				46	30.50	20.33	29.32
	15.00				44	29.50	19.67	29.01
	18.00				51	33.00	22.00	29.21
	21.00				60	37.50	25.00	29.44
	24.00				58	36.50	24.33	29.08
	27.00				-	-	-	-
	30.00				10	10.00	6.67	23.79
	33.00				17	16.00	10.67	25.17
	36.00				35	25.00	16.67	26.44
	39.00				65	40.00	26.67	27.78
S53	3.00	7	10	13	23	19.00	10.13	27.22
	6.00	11	13	18	31	23.00	14.57	28.42
	9.00	14	17	19	36	25.50	16.15	28.65
	12.00	10	21	33	54	34.50	23.00	29.77
	15.00	16	29	38	67	41.00	27.33	30.21
	18.00	19	31	39	70	70.00	46.67	37.23
S54	3.00	5	15	14	29	22.00	11.73	27.79
	6.00	9	13	17	30	22.50	14.25	28.38

**Tabella 7. Analisi e risultati delle prove SPT.**

Sondaggio	Profondità <i>m</i>	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{corr.}$	$N_{60}$	$\varphi$
		-	-	-	-	-	-	°
	9.00	11	15	22	37	26.00	16.47	28.76
	12.00	9	16	26	42	28.50	19.00	29.12
	15.00	7	18	33	51	33.00	22.00	29.46
	18.00	13	27	36	63	39.00	26.00	29.86
S55	3.00	4	9	13	22	18.50	9.87	27.20
	6.00	11	14	20	34	24.50	15.52	28.73
	9.00	13	21	23	44	29.50	18.68	29.26
	12.00	10	15	27	42	28.50	19.00	29.16
	15.00	15	25	31	56	35.50	23.67	29.77
S56	3.00	6	12	15	27	21.00	11.20	27.62
	6.00	13	18	19	37	26.00	16.47	28.90
	9.00	9	12	21	33	24.00	15.20	28.47
	12.00	6	9	10	19	17.00	11.33	27.23
	15.00	8	15	24	39	27.00	18.00	28.73
S57	3.00	2	7	10	17	16.00	8.53	26.65
	6.00	7	9	11	20	17.50	11.08	27.48
	9.00	10	22	24	46	30.50	19.32	29.36
	12.00	9	17	28	45	30.00	20.00	29.32
	15.00	11	19	27	46	30.50	20.33	29.20
S59	3.00	3	6	8	14	14.00	7.47	26.16
	6.00	8	11	13	24	19.50	12.35	27.87
	9.00	11	20	23	43	29.00	18.37	29.17
	12.00	9	21	27	48	31.50	21.00	29.49
	15.00	12	18	26	44	29.50	19.67	29.07
S60	3.00	2	7	11	18	16.50	8.80	26.75
	6.00	5	10	13	23	19.00	12.03	27.77
	9.00	9	20	23	43	29.00	18.37	29.17
	12.00	11	24	26	50	32.50	21.67	29.60
	15.00	14	20	28	48	31.50	21.00	29.30

Nella tabella si è indicato con  $N_{corr}$  l'eventuale valore di  $N_{SPT}$  corretto per la presenza della falda. Di seguito vengono riportate alcune figure di sintesi rappresentative delle diverse area incontrate lungo il percorso dell'infrastruttura.



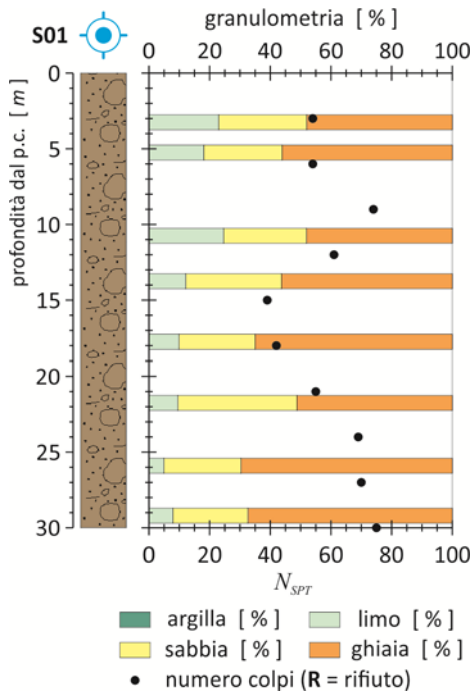


Figura 16. Prove SPT sondaggio S01.

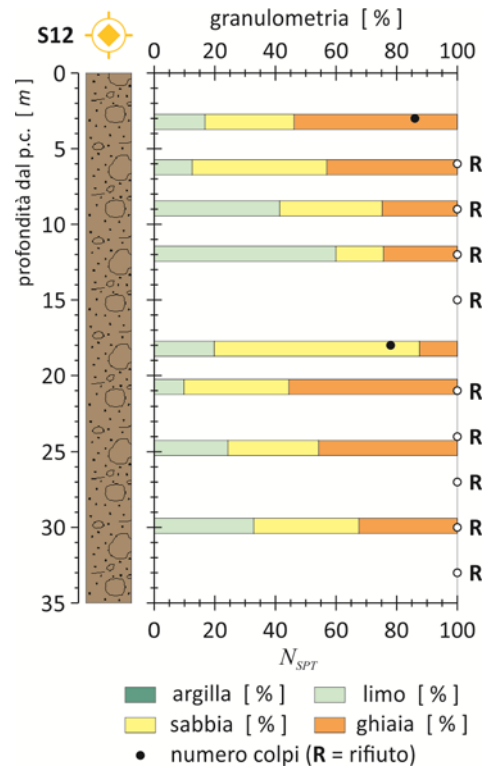


Figura 17. Prove SPT sondaggio S12.

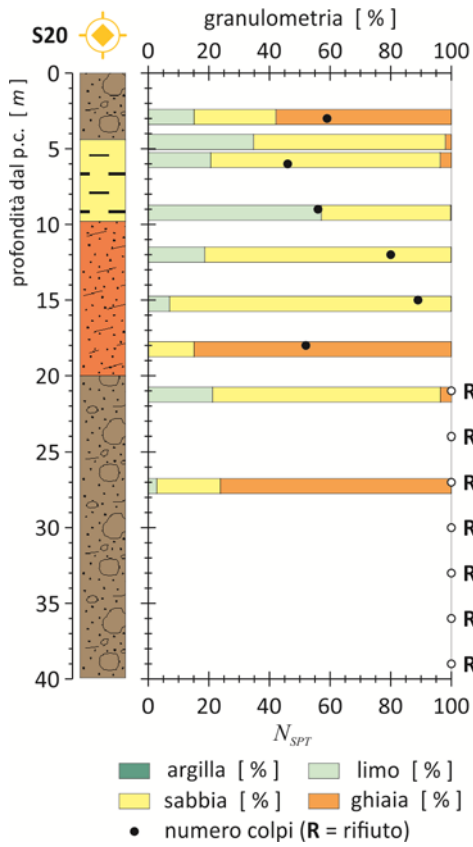


Figura 18. Prove SPT sondaggio S20.

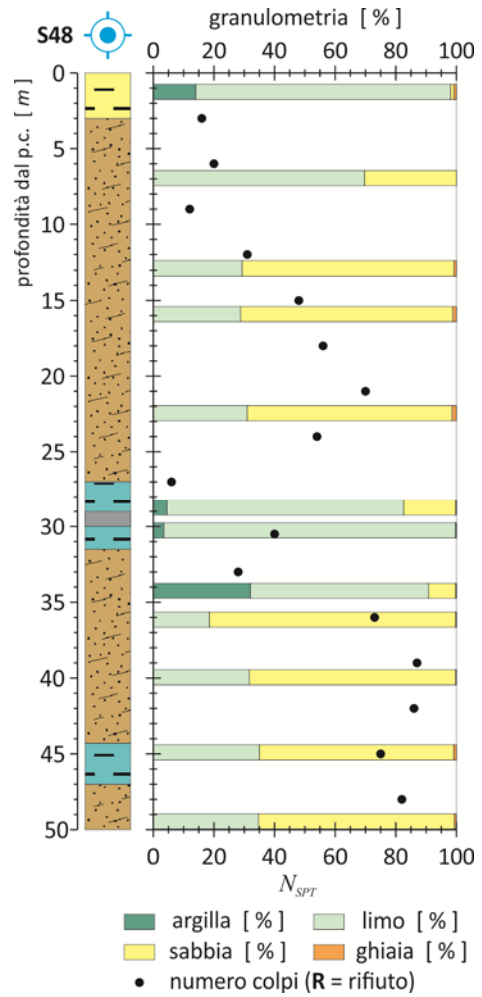


Figura 19. Prove SPT sondaggio S48.

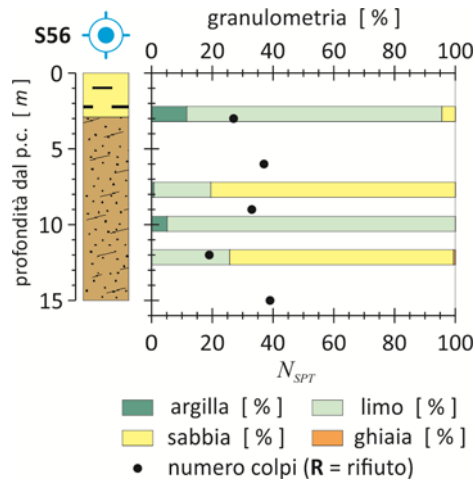


Figura 20. Prove SPT sondaggio S56.

### 7.1.2. Prove penetrometriche statiche eseguite con punta elettrica (CPTU)

Le prove di tipo CPTU vengono analizzate considerando degli spessori di 10.0 cm all'interno dei quali si valuta in valore medio della resistenza alla punta  $q_c$  e laterale  $f_s$  e della sovrappressione neutra  $u_2$ . Tale scelta è dovuta alla necessità di gestire in modo efficace i risultati ed alla volontà di ridurre l'influenza di eventuali misure anomale dovute agli errori derivanti dalle componenti elettroniche (non linearità e isteresi delle celle di pressione, sensibilità alle variazioni di temperatura, calibrazione).

Per quanto concerne il riconoscimento stratigrafico si fa riferimento alla carta di ROBERTSON e WRIDE (1990, 2010) che ha in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

e in ordinata la resistenza di punta normalizzata:

$$Q_m = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Nelle quali  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  rappresentano la tensione totale ed efficace verticale in sito alla quota della prova,  $p_a$  la pressione atmosferica espressa nelle medesima unità di misura delle resistenze misurate e delle tensioni citostatiche.

Per il parametro n valgono le seguenti formulazioni

$$n = 0.381 \cdot I_c + 0.05 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{p_a} - 0.15$$

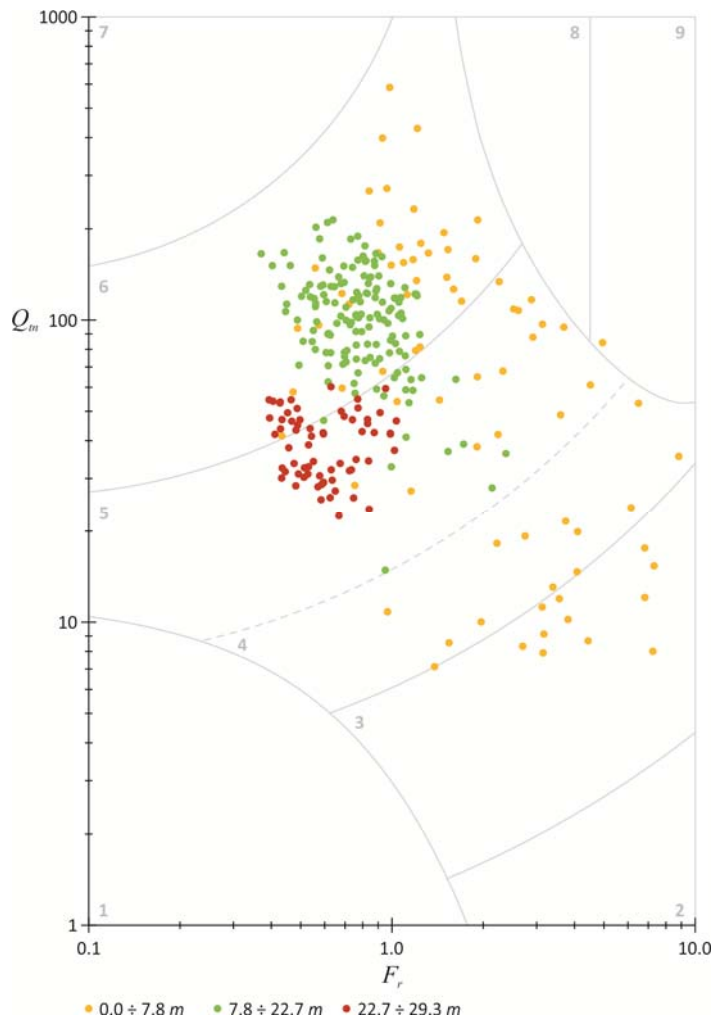
$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_m - 3.47)^2}$$

L'esponente  $n$  della resistenza di punta normalizzata ha valori compresi tra 1 (terreni argillosi) e 0.5 (sabbie pulite) e viene stimato attraverso una procedura di carattere iterativo.

La carta di Robertson è suddivisa in 9 zone cui corrispondono altrettante classi di terreno. Le curve che delimitano le zone corrispondenti alle classi da 2 a 7 possono essere approssimate, nel piano bilogarithmico, con archi di cerchio concentrici. Il raggio dei cerchi è l'indice del tipo di terreno ( $I_c$ ) le coordinate del centro comune valgono:  $F = -1.22$  e  $Q_m = 3.47$ . Per identificare i terreni delle classi da 2 a 7 (sono escluse le classi 1, 8 e 9) è sufficiente calcolare l'indice del tipo di terreno e verificare la classe di appartenenza:

- La **Classe 1** corrisponde a terreni sensitivi a grana fine.
- $3.60 < I_c$  **Classe 2**: terreno organico, torba ;
- $2.95 < I_c \leq 3.60$  **Classe 3**: argille (da argille ad argille limose);
- $2.60 < I_c \leq 2.95$  **Classe 4**: limi (da limi argillosi a argille limose);
- $2.05 < I_c \leq 2.60$  **Classe 5**: sabbie (da sabbie limose a limi sabbiosi);
- $1.31 < I_c \leq 2.05$  **Classe 6**: sabbie (da sabbie pulite a sabbie limose);
- $1.31 > I_c$  **Classe 7**: da sabbie ghiaiose a sabbie;
- la **Classe 8** corrisponde a da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate;
- la **Classe 9** corrisponde a materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati.

Si riportano a titolo esemplificativo i risultati relativi alle prove CPTU10, CPTU18 e CPTU20



Classi SBTn per la classificazione stratigrafica:

**Classe 1:** terreni sensitivi a grana fine

**Classe 2:** terreno organico, torba

**Classe 3:** da argille ad argille limose

**Classe 4:** da limi argillosi ad argille limose

**Classe 5:** da sabbie limose a limi sabbiosi

**Classe 6:** da sabbie pulite a sabbie limose

**Classe 7:** da sabbie ghiaiose a sabbie

**Classe 8:** da sabbie molto dense a sabbie argillose

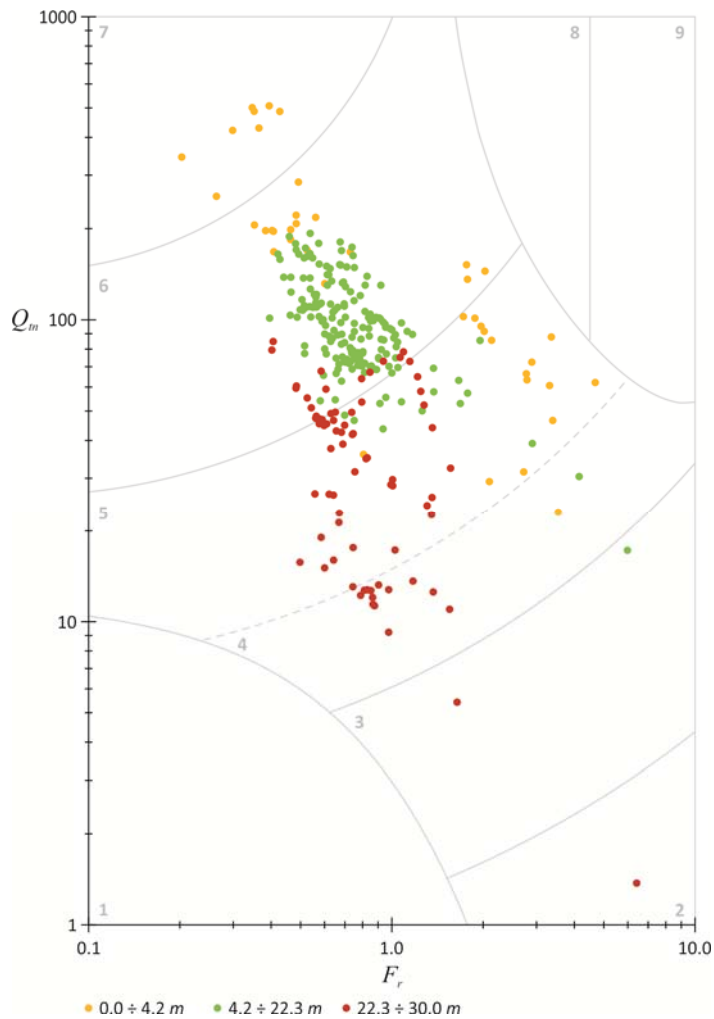
fortemente sovraconsolidate o cementate

**Classe 9:** materiali fini granulari molto duri,

fortemente sovraconsolidati o cementati

**Figura 21.** Carta di classificazione (Normalized Soil behavior Type SBTn chart, ROBERTSON 1990, aggiornato da ROBERTSON 2010), prova CPTU10.





Classi SBTn per la classificazione stratigrafica:

**Classe 1:** terreni sensitivi a grana fine

**Classe 2:** terreno organico, torba

**Classe 3:** da argille ad argille limose

**Classe 4:** da limi argillosi ad argille limose

**Classe 5:** da sabbie limose a limi sabbiosi

**Classe 6:** da sabbie pulite a sabbie limose

**Classe 7:** da sabbie ghiaiose a sabbie

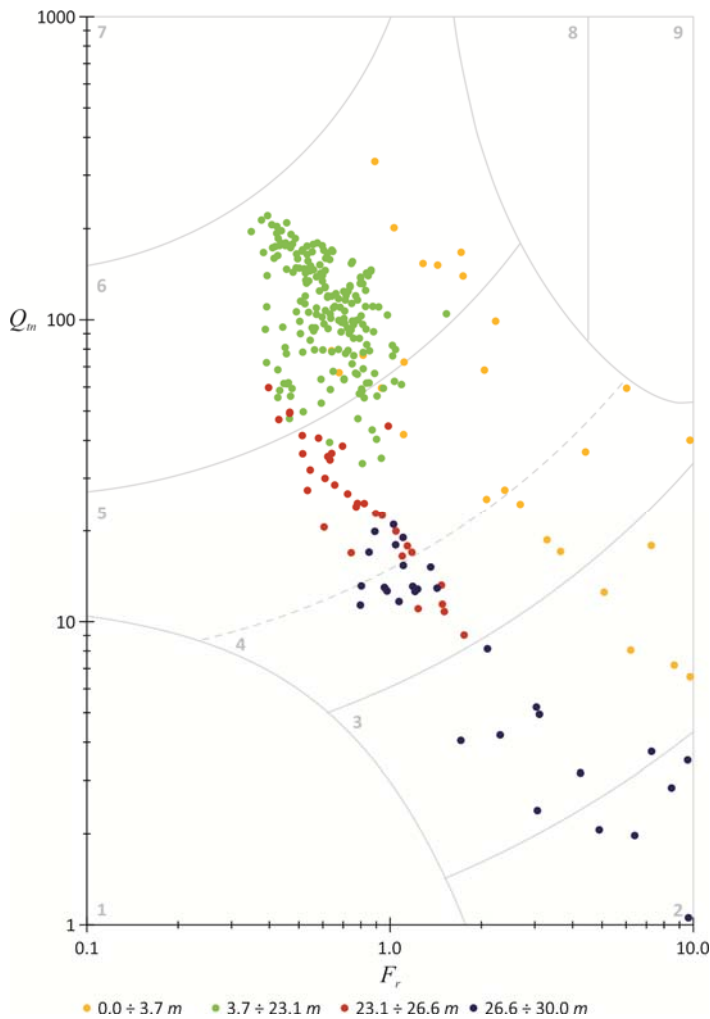
**Classe 8:** da sabbie molto dense a sabbie argillose

*fortemente sovraconsolidate o cementate*

**Classe 9:** materiali fini granulari molto duri,

*fortemente sovraconsolidati o cementati*

**Figura 22.** Carta di classificazione (Normalized Soil behavior Type SBTn chart, ROBERTSON 1990, aggiornato da ROBERTSON 2010), prova CPTU18.



Classi *SBTn* per la classificazione stratigrafica:

**Classe 1:** terreni sensitivi a grana fine

**Classe 2:** terreno organico, torba

**Classe 3:** da argille ad argille limose

**Classe 4:** da limi argillosi ad argille limose

**Classe 5:** da sabbie limose a limi sabbiosi

**Classe 6:** da sabbie pulite a sabbie limose

**Classe 7:** da sabbie ghiaiose a sabbie

**Classe 8:** da sabbie molto dense a sabbie argillose

*fortemente sovraconsolidate o cementate*

**Classe 9:** materiali fini granulari molto duri,

*fortemente sovraconsolidati o cementati*

**Figura 23.** Carta di classificazione (Normalized Soil behavior Type *SBTn* chart, ROBERTSON 1990, aggiornato da ROBERTSON 2010), prova CPTU20.

Ulteriori indicazioni sulla natura dei terreni incontrati ci vengono fornite dalle misure di sovrappressione neutra lungo la verticale di indagine: si riconosce una forte sovrappressione nello strato superficiale con un andamento molto irregolare; ad essa segue un andamento regolare con una crescita all'incirca costante (la risposta del materiale è di tipo incoerente); in profondità si misura un andamento leggermente irregolare delle sovrappressioni che testimoniano la presenza di materiale fino.

Per quanto concerne la parametrizzazione geotecnica dei terreni si farà ricorso alle seguenti relazioni empiriche:

- angolo d'attrito:

– CAQUOT 
$$\varphi = 9.8 + 4.49 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

– KOPPEJAN 
$$\varphi = 5.8 + 5.21 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

– DE BEER, 1965 – 1967 
$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

□ coesione efficace 
$$c = 0.02 \cdot \sigma_p$$

□ coesione non drenata 
$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

con  $N_k$  fattore empirico variabile tra  $8.0 \div 20.0$ , per penetrometro a punta elettrica  $N_k = 14.0$

□ tensione di preconsolidazione

– MAYEN, 2007 
$$\sigma_p = 0.101 \cdot p_a^{0.102} \cdot G_0^{0.478} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.42}$$

□ densità relativa

– LANCELLOTTA, 1983 (SBTn 5 - 8) 
$$D_R = 68 \cdot \left( \log \frac{q_t}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_{v0}}} - 1 \right)$$
 con  $q_t = q_c + (1 - a_n) \cdot u_2$

dove  $a_n$  rappresenta il rapporto di area netta del cono posto uguale a 0.08

– JAMIOLKOWSKI et al., 1985 
$$D_R = -98 + 66 \cdot \log\left(\frac{q_c}{p_a} \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}}\right)$$

□ modulo di taglio a piccole deformazioni

– ROBERTSON et al., 1992 
$$G_0 = 0.0188 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

La variazione lungo la verticale dei parametri angolo d'attrito e densità relativa sono mostrati nelle figure seguenti:

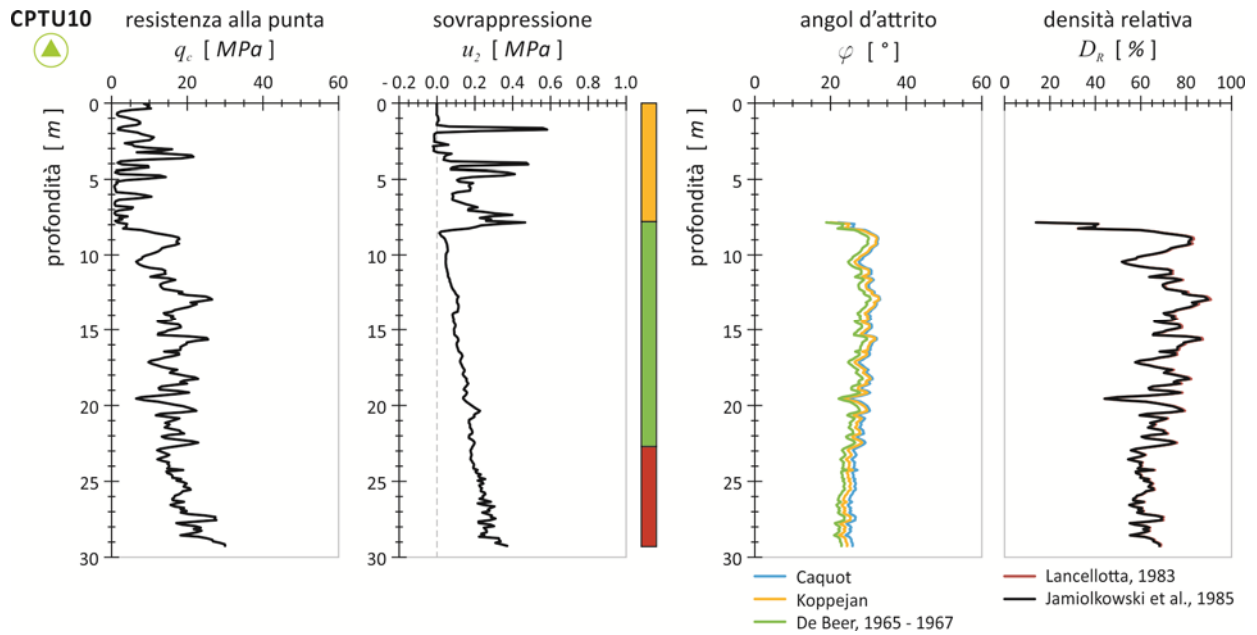


Figura 24. Variazione dell'angolo d'attrito e della densità relativa per la prova CPTU10.

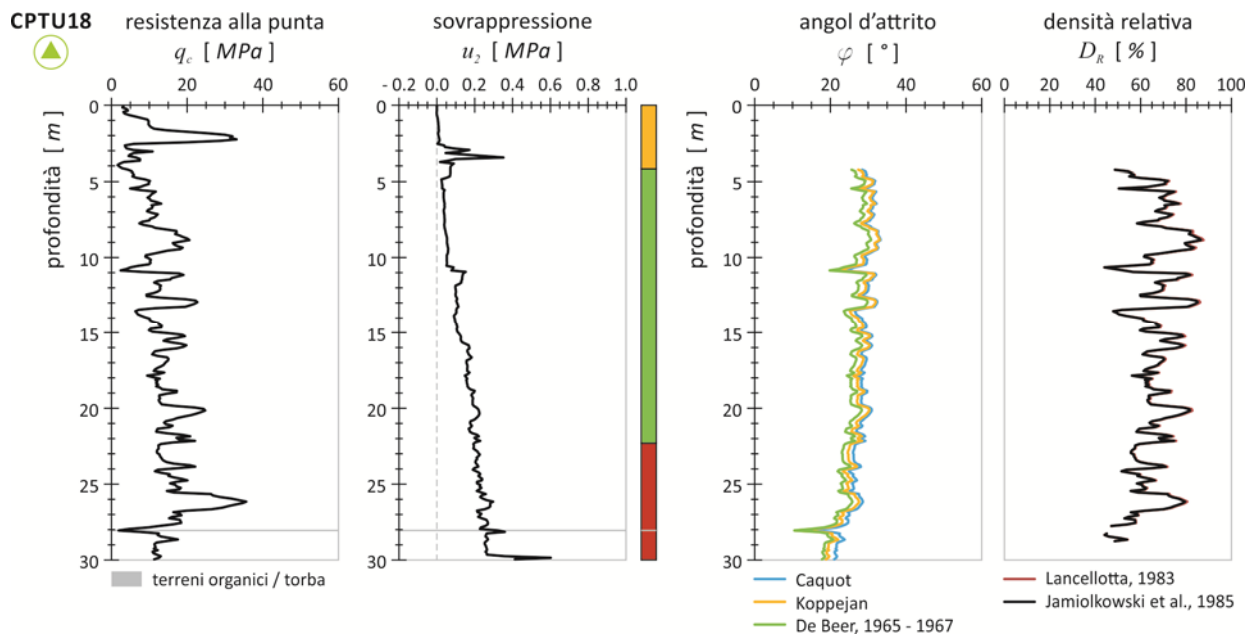


Figura 25. Variazione dell'angolo d'attrito e della densità relativa per la prova CPTU18.

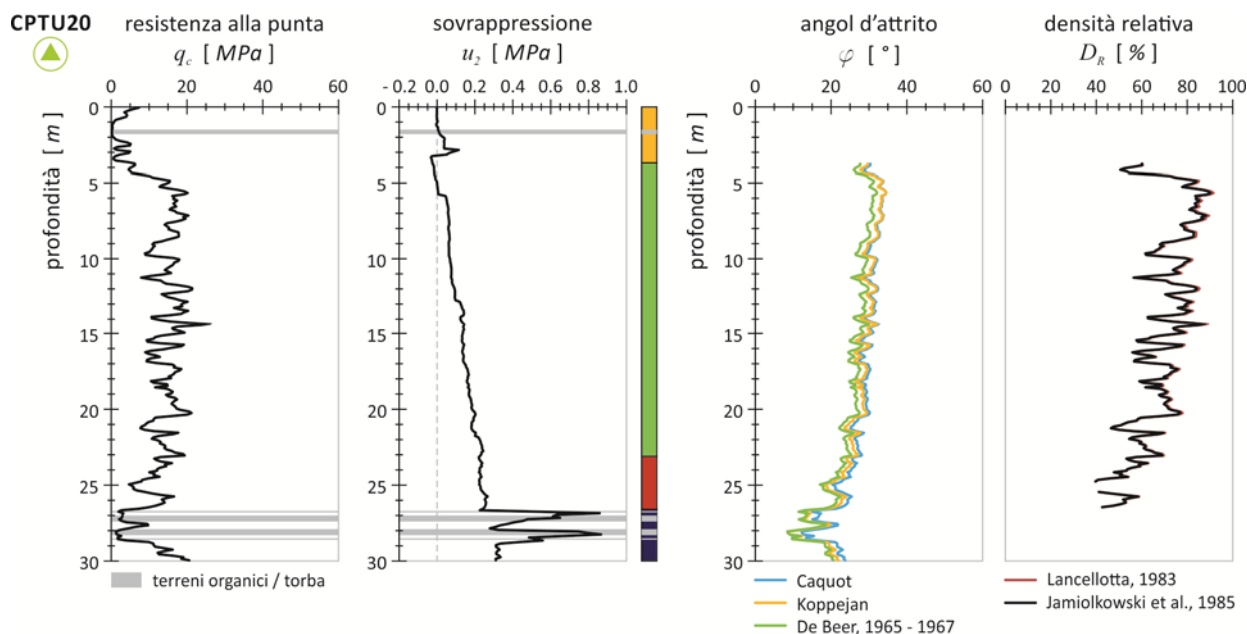


Figura 26. Variazione dell'angolo d'attrito e della densità relativa per la prova CPTU20.

### 7.1.3. Prove di carico su piastra

Per quanto concerne le prove di carico su piastra queste sono eseguite secondo quanto previsto dalla Normativa Italiana (indicazioni fornite dalla **Norma CNR BU N. 146 del 14 Dicembre 1992**): la prova prevede il carico a gradini di una piastra di acciaio del diametro di 300.0 mm e dello spessore di 25.0 mm con cilindro idraulico in grado di imprimere una forza massima pari a 10 tonnellate. La prova viene eseguita con due cicli di carico ed uno di scarico intermedio con un intervallo di carico pari a 0.05 – 0.15 N/mm<sup>2</sup>. Il Modulo di Deformazione  $M_d$  (o Modulo di compressibilità) in N/mm<sup>2</sup>, rappresenta la misura convenzionale della capacità portante di una terra ed è dato dalla formula (**CNR BU 146/92**):

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D$$

dove:

- $\Delta p$  è l'incremento di carico trasmesso dalla piastra alla terra;
- $\Delta s$  è il corrispondente incremento di cedimento;

–  $D$  è il diametro della piastra.

Per le prove eseguite (TAV. 07 008 TOOGEOOGETPE01) si ottengono i risultati riportati in tabella.

**Tabella 8.** Risultati delle prove di carico su piastra.

Prova	$M_d$ 1° ciclo	$M_d$ 2° ciclo	$w$	Prova	$M_d$ 1° ciclo	$M_d$ 2° ciclo	$w$
-	$N/mm^2$	$N/mm^2$	$mm$	-	$N/mm^2$	$N/mm^2$	$mm$
PE01	10.9	166.7	3.37	PE02	39.1	138.5	1.01
PE03	33.0	214.3	1.08	PE07	10.3	69.8	3.28
PE11	13.2	61.2	3.43	PE15	20.6	346.2	1.54
PE16	209.3	428.6	0.21	PE22	8.0	63.4	4.27
PE23	6.4	33.5	5.83	PE24	43.5	250.0	0.98
PE29	3.1	32.7	11.19	PE30	18.8	97.7	2.46
PE31	10.5	76.9	3.83	PE38	12.3	112.5	3.15
PE39	19.8	93.8	1.99	PE40	13.4	50.0	2.52
PE41	18.4	77.6	1.91	PE42	16.1	53.3	2.70
PE43	38.6	111.1	1.10	PE44	60.0	118.4	0.78
PE45	48.1	71.4	1.07	PE46	4.3	19.9	9.20
PE47	16.3	41.7	3.00	PE48	17.4	160.7	2.17
PE49	38.8	176.5	0.91	PE50	8.8	17.9	4.36
PE51	4.2	31.1	9.11	PE52	15.8	61.2	2.36
PE53	11.3	123.3	3.93	PE56	19.2	155.2	1.79
PE57	5.0	41.3	8.39	PE58	12.2	200.0	3.43
PE60	7.7	61.2	4.22	PE63	14.8	147.5	2.30
PE64	16.4	142.9	2.54	PE67	12.4	136.4	3.26
PE68	9.4	43.5	3.70	PE69	12.1	53.3	3.30
PE72	10.6	91.8	3.58	PE73	13.9	126.8	2.69
PE74	7.8	25.9	5.39	PE75	12.2	64.3	2.99
PE76	9.7	86.5	4.25	PE77	6.6	45.9	5.98
PE78	12.7	101.1	2.93	PE79	16.4	62.9	2.41
PE80	10.3	61.2	4.19	PE81	25.1	132.4	1.55
PE83	20.2	209.3	2.04	PE84	18.3	105.9	1.91
PE85	18.3	102.3	2.06	PE86	17.7	66.2	2.14
PE87	19.4	92.8	1.92	PE88	14.9	118.4	2.32
PE89	7.2	73.2	5.08	-	-	-	-



Per quanto concerne i piani di posa dei rilevati, sono stati determinati gli spessori dello strato di bonifica (al di sotto dei 20 cm di scotico), in accordo con gli standard prestazionali previsti nel Capitolato Speciale d'Appalto ANAS per i movimenti terra. La quantificazione di tali spessore è stata effettuata attraverso:

- La classificazione AASHTO (UNI10006) dei campioni di terreno prelevati dai pozzetti esplorativi realizzati nel corso della campagna di indagine;
- Le indicazioni fornite dalle prove di carico su piastra realizzate sempre all'interno dei pozzetti esplorativi. Nello specifico sono stati presi in considerazione i valori del modulo di deformazione al primo ciclo di carico e confrontati con i limiti previsti dal Capitolato per le diverse altezze di rilevato;
- La stratigrafia del terreno al di sotto del piano di posa dei rilevati, così come desunta dall'osservazione dei pozzetti ed – eventualmente – dei sondaggi posti nelle immediate vicinanze di questi ultimi.

#### 7.1.4. Prove di permeabilità

Nei fori di sondaggio sono state eseguite delle prove di permeabilità di tipo "LEFRANC" sia nelle condizioni di carico costante che di carico variabile. Le due procedure di prova sono eseguite secondo la normativa di riferimento AGI (1977) "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagine geotecniche".

Per quanto concerne l'interpretazione dei risultati si fa riferimento alle seguenti espressioni:

– carico costante  $K = \frac{Q}{F \cdot h}$

– carico variabile  $K = \frac{A}{F \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$

Nella modellazione proposta i parametri usati assumo il seguente significato:

$Q$  = portata di immissione o di estrazione;

$h$  = differenza di carico idraulico che provoca il flusso;

$A$  = area della sezione trasversale della cavità filtrante;

$h_2 - h_1$  = variazione del carico idraulico nell'intervallo di tempo  $\Delta t = t_2 - t_1$ ;

$F$  = coefficiente di forma dipendente dalle dimensioni  $L$ ,  $D$  della sezione determinabile attraverso gli schemi e le formazioni proposte da HVORSLEV (1951) e WILKINSON (1968);

$D$  = diametro della sezione filtrante;

$L$  = profondità del foro.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nella seguente tabella:

**Tabella 9.** Risultati delle prove di permeabilità in foro.

Sondaggio	Tipo di prova	Profondità	$F$	$K$
-	-	$m$	-	$m/sec$
S01	Carico costante	16.0 – 16.5	1.902	4.70E-03
S02	Carco variabile	14.0 – 15.0	0.500	4.20E-03
S03	Carico costante	19.0 – 19.5	1.902	2.80E-03
S04	Carco variabile	14.0 – 15.0	0.500	2.58E-03
S12	Carco variabile	18.0 – 19.0	0.500	5.27E-05
S14	Carco variabile	14.0 – 15.0	0.500	2.17E-04
S20	Carco variabile	14.0 – 15.0	0.500	5.80E-05
S21	Carco variabile	14.0 – 15.0	0.500	5.82E-04
S28	Carco variabile	15.0 – 16.0	0.500	6.32E-05
S32	Carco variabile	4.0 – 4.5	0.500	0.0017
S33	Carco variabile	3.5 – 4.5	0.500	0.00201
S34	Carco variabile	4.0 – 4.5	0.500	0.00064
S36	Carco variabile	5.5 – 6.0	0.500	1.20E-05
S37	Carco variabile	25.0 – 25.5	0.500	3.00E-05
S38	Carco variabile	17.0 – 18.0	0.500	2.06E-04
S40	Carco variabile	26.5 – 27.0	0.500	2.20E-05
S42	Carco variabile	10.0 – 10.5	0.500	3.40E-05
S43	Carco variabile	8.5 – 9.0	0.500	3.30E-06
S44	Carco variabile	10.0 – 10.5	0.500	6.00E-06
S46	Carco variabile	14.5 – 15.0	0.500	1.00E-06
S47	Carco variabile	14.0 – 15.0	0.500	2.34E-04
S48	Carco variabile	19.0 – 20.0	0.500	1.80E-04
S49	Carco variabile	13.0 – 14.0	0.500	1.88E-04
S53	Carco variabile	10.0 – 10.5	0.500	2.90E-06
S54	Carco variabile	5.5 – 6.0	0.500	1.50E-05
S55	Carco variabile	9.0 – 9.5	0.500	7.10E-06
S56	Carco variabile	10.5 – 11.0	0.500	3.50E-05
S57	Carco variabile	9.0 – 9.5	0.500	6.00E-05
S59	Carco variabile	9.0 – 9.5	0.500	6.10E-05
S60	Carco variabile	7.5 – 8.0	0.500	2.60E-05

## 7.2. MODELLO GEOTECNICO

Al fine di un primo inquadramento di carattere geotecnico per i diversi sistemi coinvolti nella progettazione si individuano cinque aree di riferimento per come descritte nelle figure seguenti:

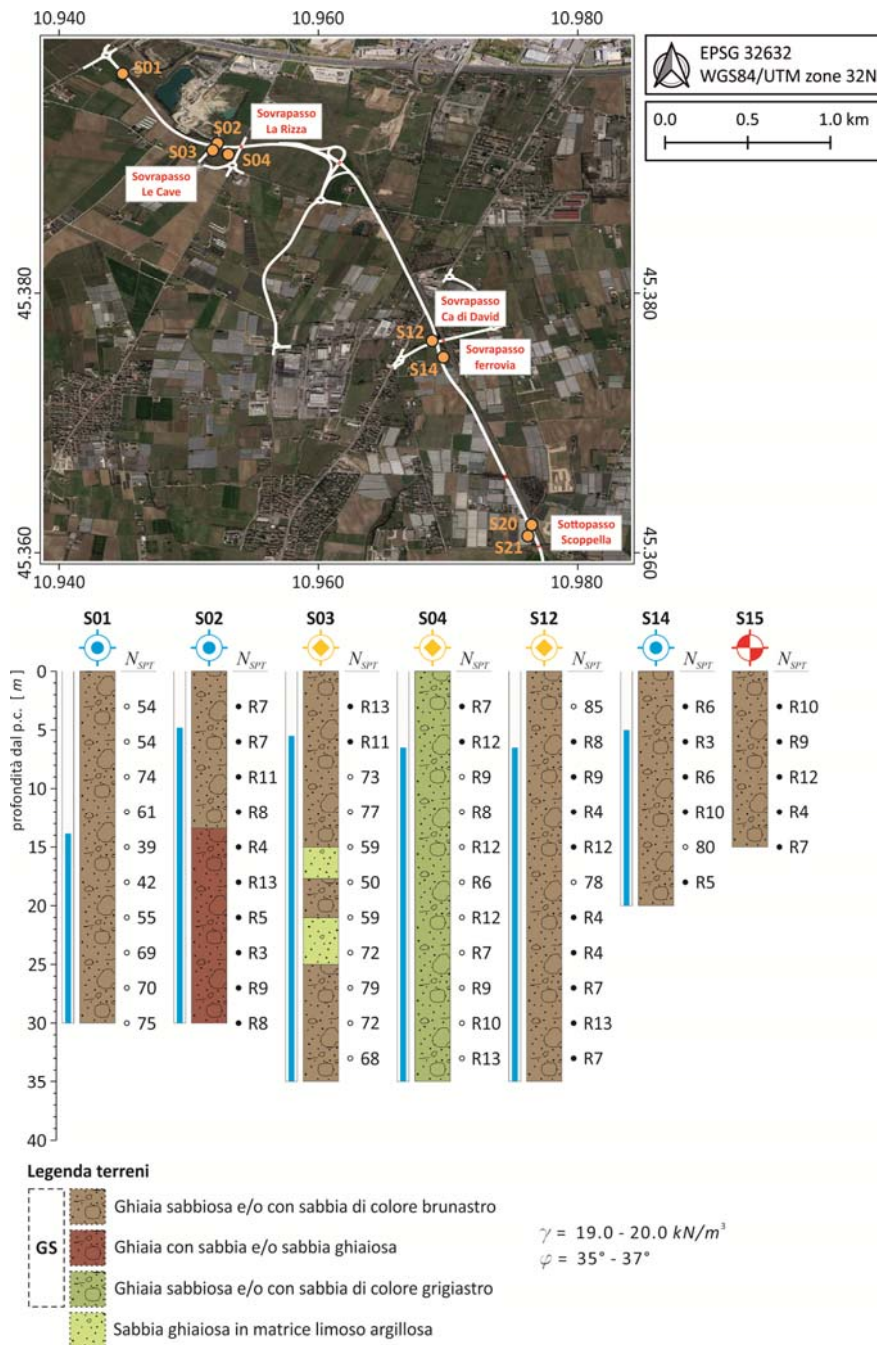


Figura 27. Modello geotecnico di riferimento per il tratto iniziale dell'opera.

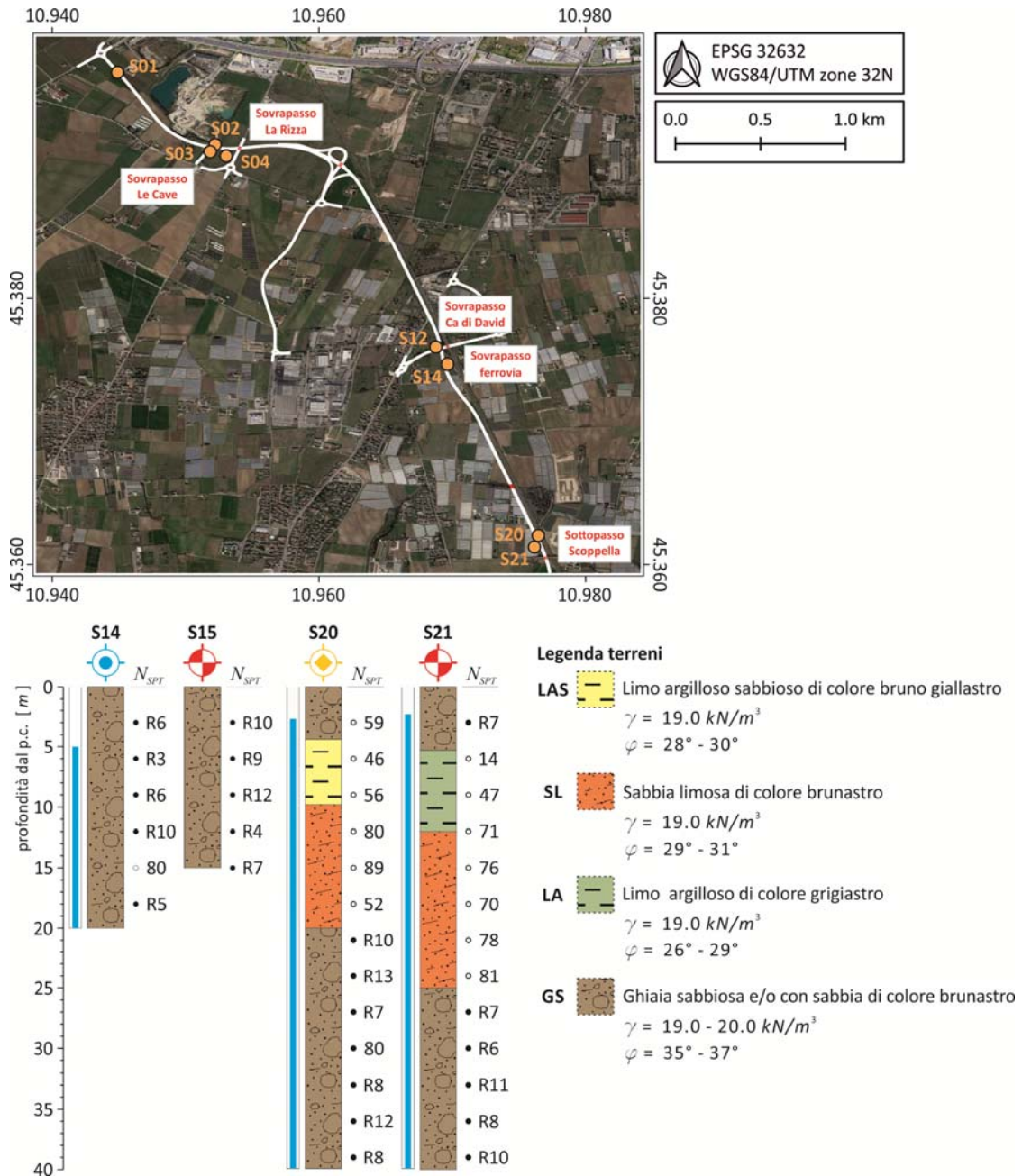


Figura 28. Modello geotecnico di riferimento per il sovrappasso Scoppella.



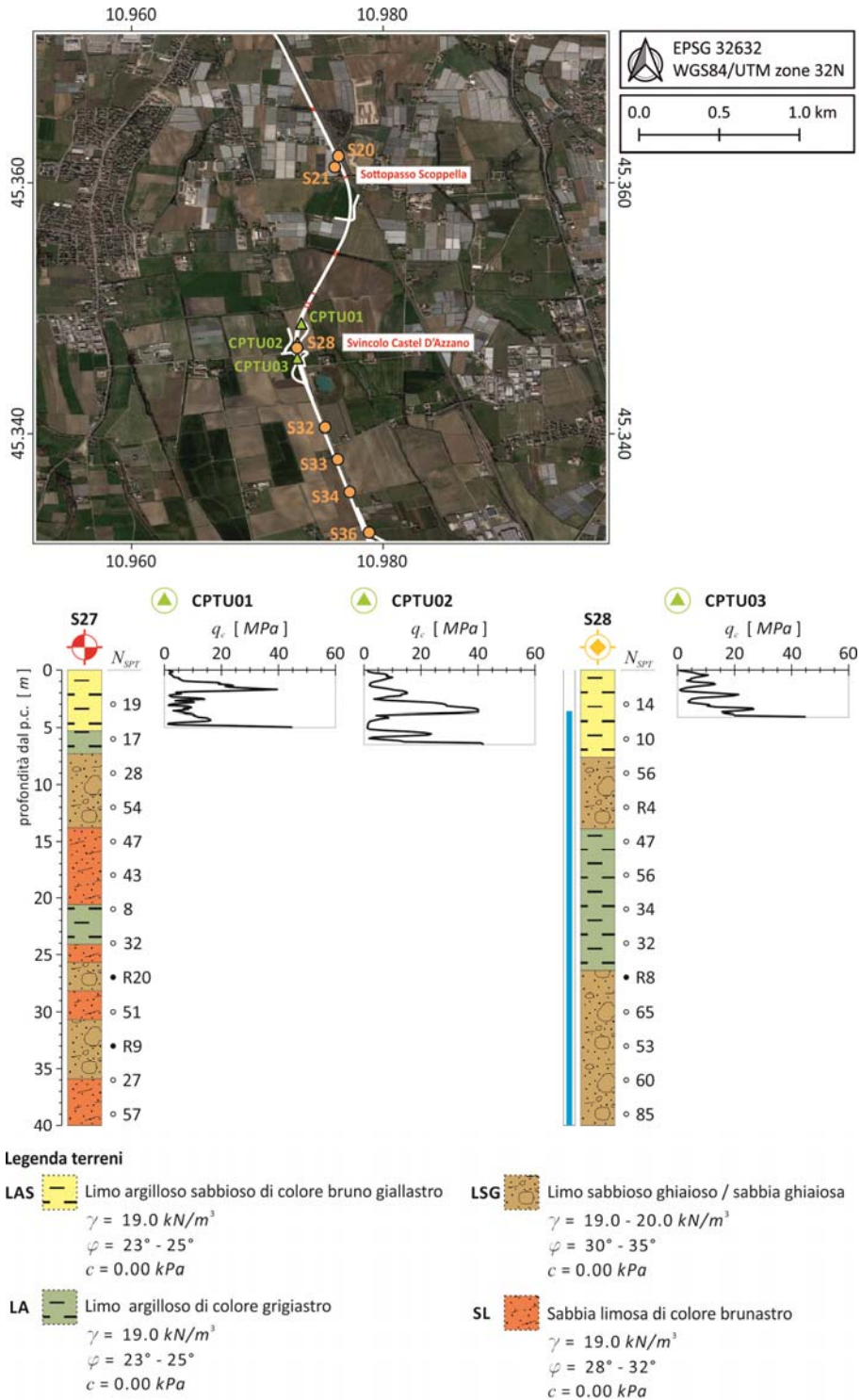


Figura 29. Modello geotecnico di riferimento per il sovrappasso Castel D'Azzano.

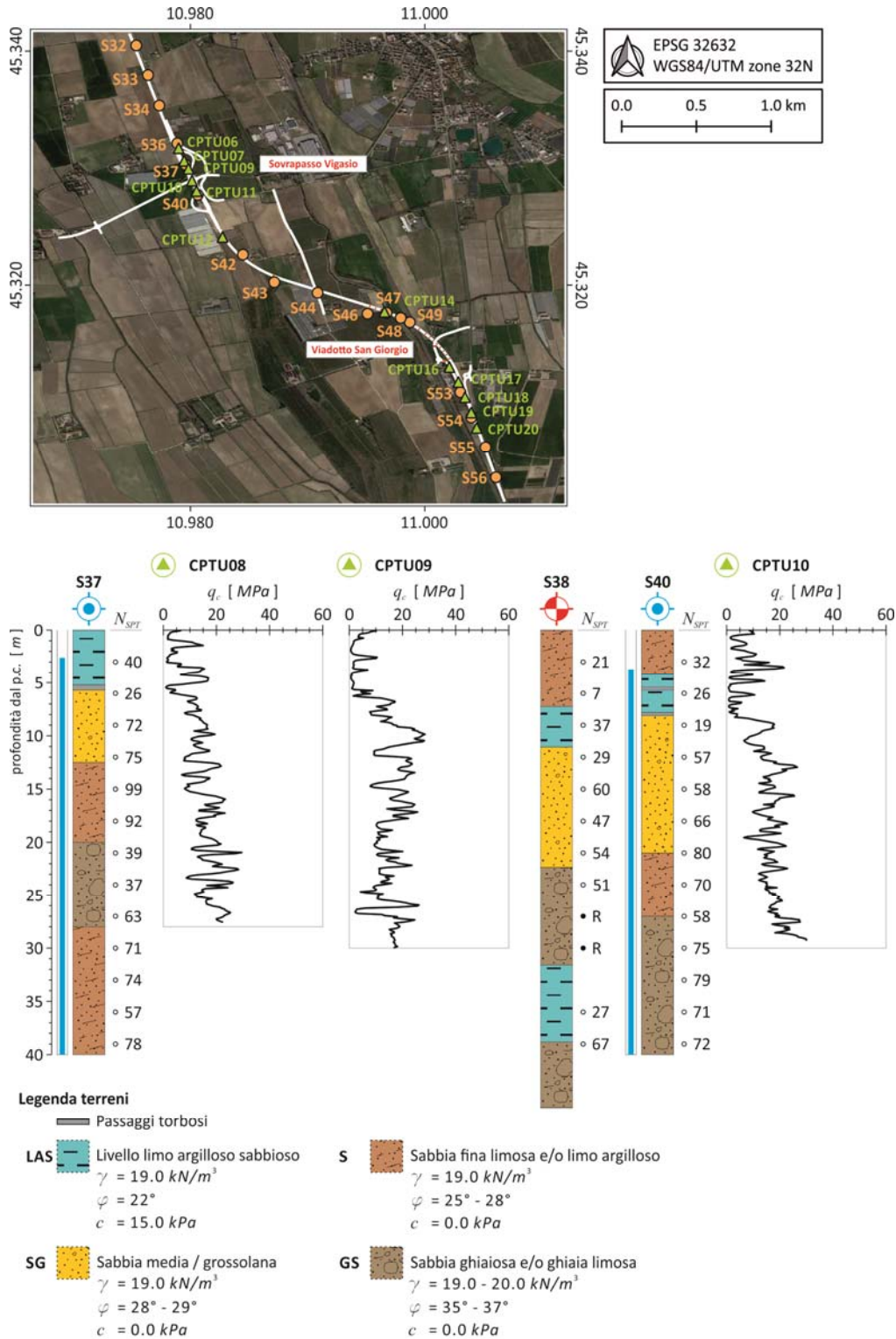


Figura 30. Modello geotecnico di riferimento per il sovrappasso Vigasio.



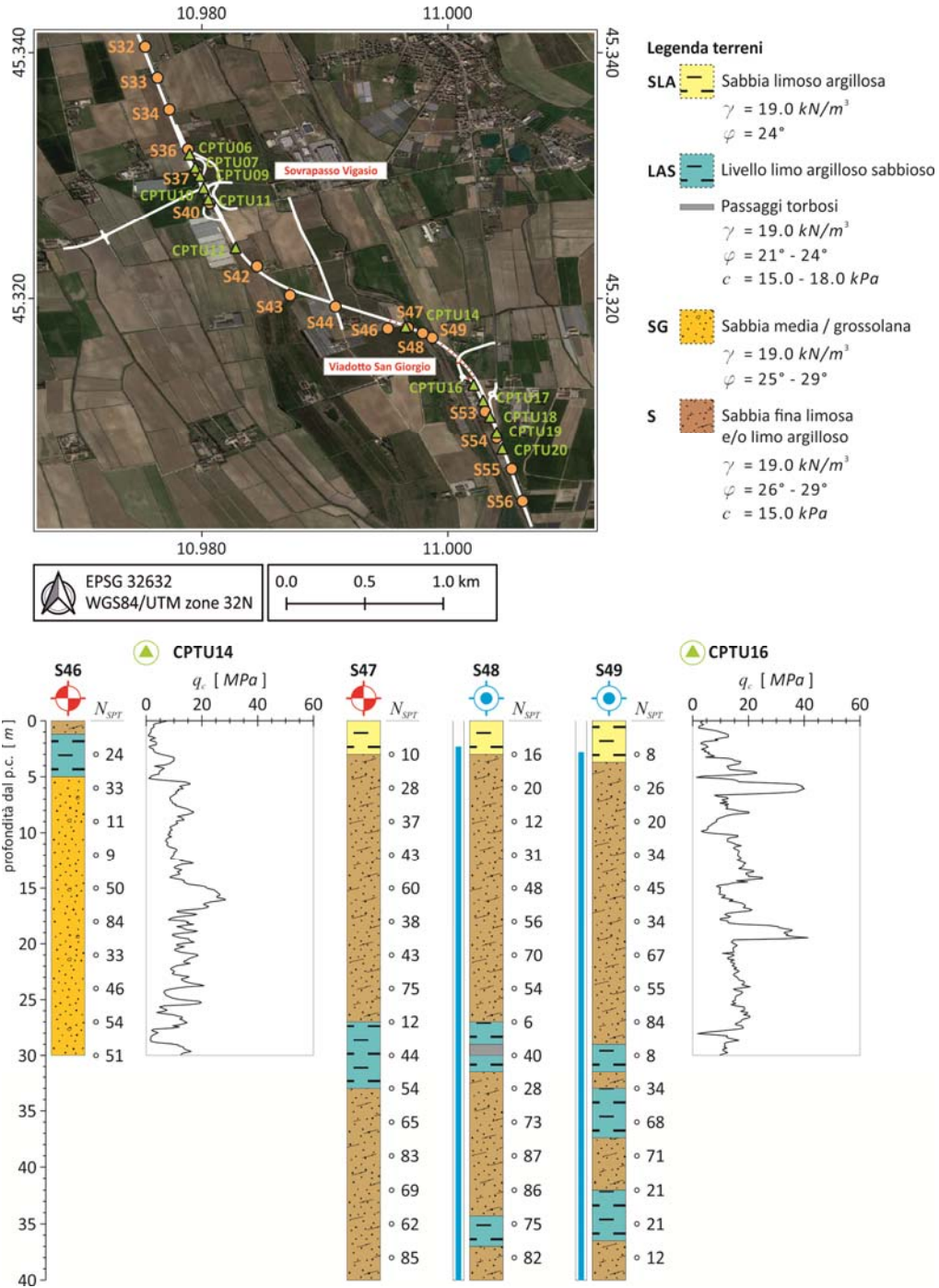


Figura 31. Modello geotecnico di riferimento per il viadotto San Giorgio.

In particolare si individuano i valori del peso per unità di volume  $\gamma$  e dei parametri di resistenza meccanica, espressi tramite l'angolo d'attrito  $\varphi$  e la coesione  $c$ . I valori delle diverse grandezze individuate per la definizione del modello geotecnico sono mediati considerando tutte le indagini presenti nell'area in quanto si individua una risposta omogenea in termini di parametrizzazione geotecnica.

### 7.3. SISTEMI GEOTECNICI E MODELLI DI CALCOLO

#### 7.3.1. Carico limite per azioni assiali al palo

La procedura di analisi per la valutazione del carico limite consiste in un esame della rottura del complesso palo – terreno assimilando il palo ad un corpo rigido ed il terreno ad un continuo rigido plastico. Tale analisi viene svolta con metodi non dissimili, in linea di principio, da quelli adottati per lo studio del carico limite per fondazioni superficiali. In particolare il carico limite di un palo  $Q_d$  viene suddiviso in due aliquote, la *resistenza alla punta*  $Q_{P,d}$  e la *resistenza laterale*  $Q_{S,d}$ :

$$Q_d = Q_{P,d} + Q_{S,d} \pm W_{ef} f = \frac{Q_{P,k}}{\gamma_b} + \frac{Q_{S,k}}{\gamma_s} \pm W_{ef} f = \frac{Q_{P,cal}}{\gamma_b \cdot \xi_3} + \frac{Q_{S,cal}}{\gamma_s \cdot \xi_3} \pm W_{ef}$$

Nella quale il termine  $W_{ef}$  rappresenta il peso efficace del palo depurato dal peso del terreno e le resistenze calcolate vengono valute tramite le seguenti espressioni:

$$Q_{P,cal} = \frac{\pi \cdot \varnothing_P}{4} \cdot p \qquad Q_{S,cal} = \pi \cdot \varnothing_P \cdot \int_0^{L_P} s \cdot dz$$

I parametri  $L_P$  e  $\varnothing_P$  indicano rispettivamente la lunghezza del palo ed il suo diametro. Il peso efficace si sottrae nel caso di palo in condizione di compressione e si somma nel caso di trazione.

Di fatto il termine  $p$  rappresenta la portata limite specifica alla base del palo ed il termine  $s$  rappresenta la tensione tangenziale che si sviluppo lungo il fusto del palo. La valutazione di questi parametri dipende dalla tipologia di terreno e dalla sua modellazione: si andrà a distinguere tra terreni coesivi ed incoerenti.

I modelli di calcolo relativi alle diverse componenti del carico limite proposte nei paragrafi seguenti fanno riferimento a quanto indicato dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI "Raccomandazione sui pali di fondazione", dicembre 1984.)

### Depositi incoerenti

#### **Resistenza di base di calcolo**

Sulla base delle indicazioni fornite dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1984) la resistenza specifica alla base del palo è stata determinata in funzione della tipologia di terreno dello strato portante (strato di terreno sul quale si assesta la punta del palo). Di seguito sono illustrate le procedure di calcolo.

Per la valutazione della resistenza unitaria alla punta  $p$  si pone:

$$p = N_q \cdot \sigma'_v + N_c \cdot c$$

dove  $\sigma'_v$  rappresenta lo stato tensionale verticale efficace alla profondità  $L_p$ , e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo.

La scelta del valore di  $N_q$  dipende, a parità di angolo di resistenza la taglio, dal meccanismo ipotizzato. Un confronto con i diversi modelli proposti in letteratura fa emergere una notevole dispersione dei valori di  $N_q$  in funzione dei diversi meccanismi di rottura ipotizzati. Tale dispersione tende a crescere con il crescere del valore dell'angolo d'attrito.

- La resistenza limite laterale ( $s$ ) viene mobilitata per spostamenti modesti (dell'ordine dei millimetri) e sostanzialmente indipendenti dal diametro del palo;
- La resistenza limite alla base ( $p$ ) viene mobilitata per spostamenti assai maggiori, dell'ordine del 10% (pali battuti) o del 25% (pali trivellati) del diametro del palo.

Per pali di grande diametro ( $D > 0.8 \div 1.0 \text{ m}$ ) in terreni a grana grossa, ( $p$ ) può risultare molto elevata rispetto ad ( $s$ ). Il progetto dei pali (ovvero la stima della loro lunghezza una volta fissato il diametro) è quindi condizionato dalla limitazione degli spostamenti. In questi casi ( $D > 0.8 \div 1.0 \text{ m}$ ) è possibile utilizzare un coefficiente  $N^*_q$  ridotto

(BEREZANTZEV, 1965), associato a spostamenti dell'ordine di  $0.06 \cdot D \div 0.10 \cdot D$ , proprio con l'obiettivo di limitare la resistenza alla base mobilitabile per spostamenti minori di quelli associati alla completa mobilitazione della resistenza alla base.

È pertanto opportuno riferirsi alle condizioni limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del  $6 \div 10\%$  del diametro del palo. Sulla base di queste considerazioni la formulazione per la valutazione della **resistenza alla punta specifica  $p$**  rimane quella proposta con l'adozione di un valore  $N^*_q$  **ridotto** rispetto ad  $N_q$  per come indicato da BEREZANTZEV (1961, 1965) e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta. **È opportuno mettere in evidenza come la formulazione di BEREZANTZEV risulta una delle più cautelative proposte dalla letteratura.**

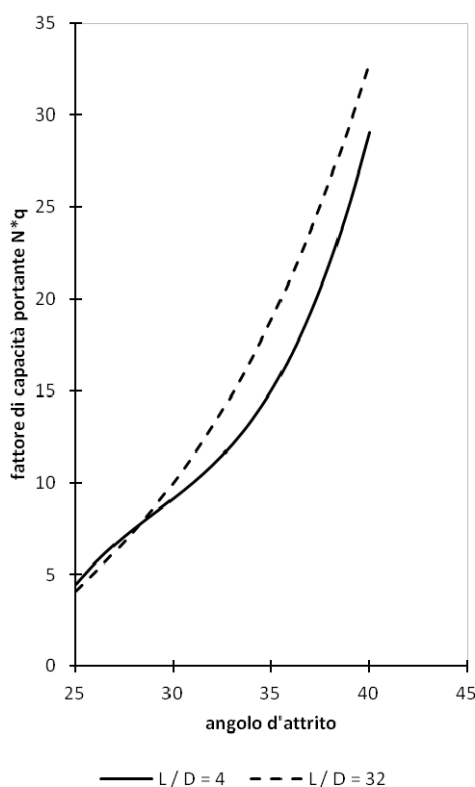


Figura 32. Coefficienti  $N^*_q$  corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche della punta (BEREZANTZEV, 1963 – AGI, 1984)

Inoltre sulla base delle indicazioni fornite da PASQUALINI (1985) viene imposto un limite superiore alla resistenza specifica alla punta del palo ( $p_{u,b,max}$ ).

In sintesi, sulla base di quanto sopra espresso, per i terreni a grana grossa la formulazione per la resistenza specifica alla base del palo assume la seguente forma:

$$p = (p_{u,b})_{D=0,1} = N^*_q \cdot \sigma'_v + N_c \cdot c \leq p_{u,b,max}$$

dove:

- $(p_{u,b})_{D=0,1}$ : pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo.
- $N^*_q$ : parametro valutato con l'ausilio del grafico proposta da BEREZANTZEV e riportato nella relativa figura;
- $p_{u,b,max}$  limite superiore della resistenza di base per come indicato da GWIZDALA (1984).

Per le tipologie di terreno incontrate alla punta del palo la definizione del limite superiore delle resistenza di base viene stimata interpolando i valori riportati nella seguente tabella:

**Tabella 10.** Valori limite per la resistenza di base dei pali in terreni incoerenti (GWIZDALA, 1984)\*

Tipologia di terreno	$p_{u,b,max}$ [ kPa ]
Ghiaia sabbiosa	7000.0
Sabbia grossa media	5500.0
Sabbia limosa	4000.0

\* XII C.G.T. 1985 "Conferenze di geotecnica politecnico di Torino", Recenti sviluppi nel campo dei pali di fondazione. Prof Pasqualini.

Si fa inoltre riferimento ai limiti proposti da diversi autori per il calcolo della resistenza specifica alla punta ( $p$ ) in relazione ai risultati di prove penetrometriche dinamiche:

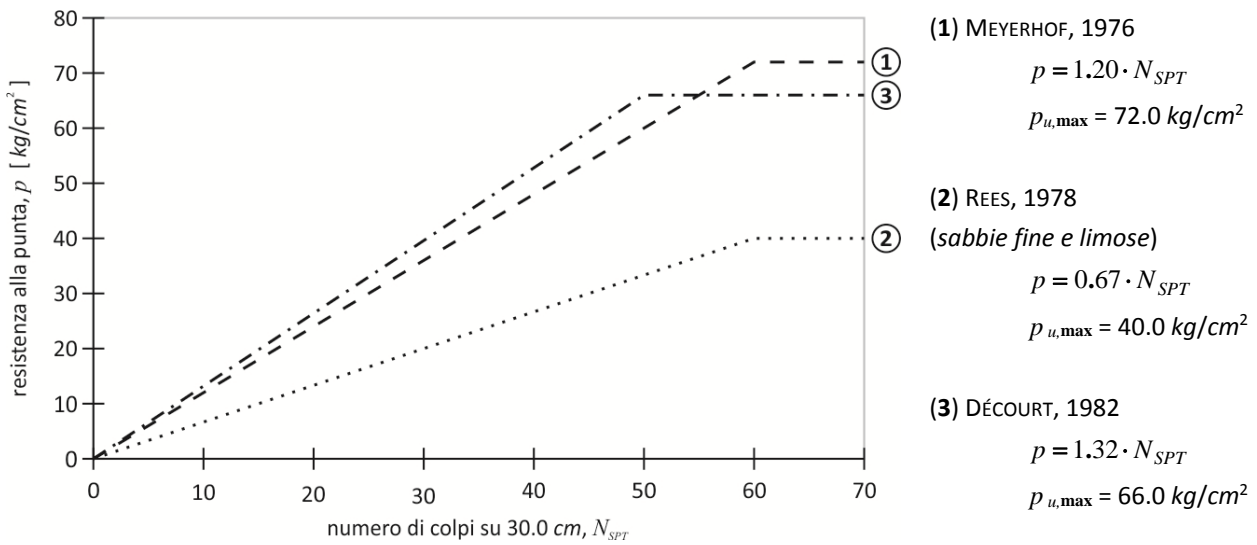


Figura 33. Confronto tra la resistenza specifica alla punta ( $p$ ) ed il valore di  $N_{SPT}$ .

Data la natura dei terreni portanti, scelti sulla base delle loro caratteristiche geotecniche (unità SG costituita da ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia limosa intercalata lungo alcune verticali dall'unità S costituita da sabbia, sabbia limosa, sabbia con limo), si assume come valore limite cautelativo:

$$p_{u,b,max} = 4000.0 \text{ kPa}.$$

Il valore di  $N_c$  si ottiene dalla seguente espressione:

$$N_c = (N^*_q - 1) \cdot \cot(\varphi)$$

La scelta di adoperare la formulazione per pali di grandi dimensioni è fatta sulla base del rapporto tra la lunghezza del palo  $L_p$  ed il suo diametro  $\varnothing_p$ .

In sintesi le scelte progettuali effettuate per la valutazione del carico limite alla punta del palo permettono di tenere in debita considerazione i seguenti fattori:

- il valore di  $N^*_q$  risulta minore del valore di  $N_q$  calcolato con le formulazioni classiche per tenere conto degli effetti di scale dovuti alle dimensioni dell'elemento (di fatto le verifiche sono svolte a favore di sicurezza);
- l'insorgere di deformazioni plastiche rispecchia i criteri di progettazione agli stati limite ultimi consentendo di sfruttare l'intera capacità di resistenza dei materiali;



- il raggiungimento delle condizioni ultime per il sistema palo-terreno non conduce comunque all'insorgere di cedimenti elevati che possano superare quelli limiti previsti per le condizioni di esercizio.

### Resistenza laterale di calcolo

Per quanto concerne l'aliquota di carico limite che si sviluppa lungo la superficie laterale dell'elemento, detta  $\sigma_h$  la tensione orizzontale agente alla generica quota  $z$ , la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo – terreno  $s$  è fornita dalla seguente espressione:

$$s = a + \sigma'_h \cdot \tan(\delta)$$

nella quale:

$a$  - coesione;

$\delta$  - attrito fra palo e terreno.

Data la tipologia costruttiva del palo si può assumere, senza commettere errori significativi, che l'angolo di attrito palo – terreno sia uguale all'angolo d'attrito del terreno stesso,  $\delta = \varphi$ .

In condizioni drenate si pone  $a = 0$  e risulta:

$$\sigma'_h = k \cdot \sigma'_z$$

Il coefficiente  $k$  dipende dalla tecnica esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno:

- per pali in condizione di compressione  $k = 0.7$ ;
- per pali in condizione di trazione  $k = 0.5$ .

Si assume nei calcoli la seguente limitazione:

$$s < s_{\max} = 150.0 \text{ kPa}$$

### Valori di riferimento del carico limite verticale

Si valutano dei valori di riferimento per il carico limite verticale in condizioni drenate in relazione a tre distinte opere:

- svincolo Castel d'Azzano;

- sovrappasso Vigasio;
- viadotto San Giorgio.

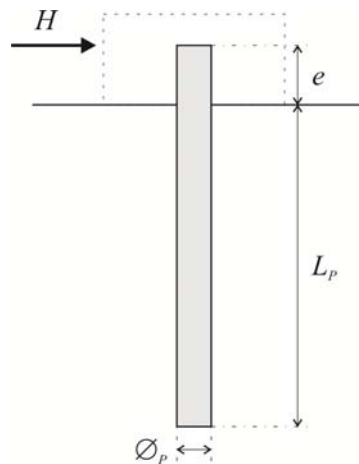
Le ipotesi di calcolo si basano sull'assunzione di un diametro di riferimento per  $a \varnothing = 1.2 \text{ m}$  ed un lunghezza variabile.

**Tabella 11.** Carico limite verticale.

opera	$\xi$	lunghezza / carico limite $Q_{lim}$ [ kN ]					
		20.0 m	25.0 m	30.0 m	35.0 m	40.0 m	45.0 m
Svincolo Castel d'Azzano (S28)	1.65	-	-	3851.08	5084.77	6465.27	-
Sovrappasso Vigasio (S37)	1.65	3001.31	4237.38	3739.76	4747.38	5888.75	-
Sovrappasso Vigasio (S40)	1.65	1949.06	2462.57	5004.99	6214.40	7449.81	-
Viadotto San. Giorgio (S47)	1.60	1786.51	2552.16	1844.29	4282.31	5461.72	6779.04

### 7.3.2. Carico limite per azioni trasversali al palo

Nel seguito si farà riferimento alla teoria sviluppata da BROMS (1964) secondo il seguente schema di calcolo:



**Figura 34.** Schema per il calcolo del carico limite orizzontale

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo – terreno sia di tipo rigido – perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga poi

costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente, e che la reazione del terreno sia determinata solo dalla dimensione trasversale del palo (diametro  $\varnothing_P$ ). A differenza di quanto avviene nello studio del carico limite verticale viene chiamata in causa la resistenza della sezione strutturale del palo attraverso il momento di plasticizzazione  $M_y$ , in quanto il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forza orizzontali risulta molto più gravoso di quello relativo a sforzi di tipo normali.

Infine si caratterizza la risposta flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido – perfettamente plastico: si assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore di plasticizzazione, a seguito di ciò si forma una “*cerniera plastica*” e la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Nel caso in esame siamo nelle condizioni di rotazione in testa del palo impedita, ipotesi ampiamente accettata a causa della presenza della platea di fondazione (per i casi studiati si assume  $e = 0.00$ , forza trasmessa alla testa del palo).

Si valuta quindi il comportamento del palo distinguendo tra “*palo corto*”, “*palo intermedio*” e “*palo lungo*” in relazione alla formazione di cerniere plastiche. Ad ognuna di tali tipologie di comportamento è associato un valore limite del carico orizzontale  $H$  la cui formulazione dipende dalla tipologia di terreno, distinguendo tra terreni incoerenti e terreni coesivi.

Il carico limite orizzontale si ottiene come valore minimo fra i tre calcolati:

$$H_{lim} = \min(H_1; H_2; H_3)$$

Nella trattazione i simboli adottati assumo il seguente significato:

$c_u$  - coesione non drenata mediata lungo lo sviluppo del palo;

$\varnothing_P$  - diametro del palo;

$L_P$  - lunghezza del palo;

$M_y$  - momento di plasticizzazione.

### Depositi coesivi

– Palo corto:  $H_{c,1} = 9 \cdot c_u \cdot \varnothing_P \cdot (L_P - 1.5 \cdot \varnothing_P)$

non si ha formazione di cerniere plastiche, occorre verificare che  $M_{\max} < M_y$ ;

– Palo intermedio:  $\frac{H_{c,2}}{c_u \cdot \varnothing_P^2} = -9 \cdot \left( \frac{L_P}{\varnothing_P} + 1.5 \right) + 9 \cdot \sqrt{2 \cdot \left( \frac{L_P}{\varnothing_P} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot \varnothing_P^3} + 4.5}$

si forma una cerniera plastica all'attacco con la struttura di fondazione;

– Palo lungo:  $\frac{H_{c,3}}{c_u \cdot \varnothing_P^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot \varnothing_P^3}}$

si ha la formazione di una seconda cerniera plastica.

### Valori di riferimento del carico limite orizzontale

Si valutano dei valori di riferimento per il carico limite verticale in condizioni drenate in relazione a tre distinte opere:

- svincolo Castel d'Azzano;
- sovrappasso Vigasio;
- viadotto San Giorgio.

Le ipotesi di calcolo si basano sull'assunzione di un diametro di riferimento per  $\varnothing = 1.2 \text{ m}$  ed un lunghezza variabile. Per i parametri di resistenza si sono usati i valori medi pesati attraverso gli spessori dei relativi strati.

**Tabella 12.** Carico limite orizzontale.

opera	$\xi$	lunghezza / carico limite $H_{im}$ [ kN ]					
		20.0 m	25.0 m	30.0 m	35.0 m	40.0 m	45.0 m
Svincolo Castel d'Azzano (S28)	1.65	-	-	975.24	984.98	992.25	-
Sovrappasso Vigasio (S37)	1.65	990.97	1009.32	1018.24	1014.63	1011.83	-
Sovrappasso Vigasio (S40)	1.65	996.12	995.60	1006.16	1020.52	1031.66	-
Viadotto San. Giorgio (S47)	1.60	988.54	989.31	983.59	979.55	981.19	982.45

La diminuzione del valore di  $H_{lim}$  per le opere relative la sovrappasso Vigasio ed al viadotto San Giorgio è da imputare ad una diminuzione dell'angolo d'attrito per gli strati più profondi (sono presenti strati di natura argillosa/limosa).

## 8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

In tale contesto vengono fornite le indicazioni metodologiche per la valutazione delle azioni di riferimento in termini di parametri sintetici del moto e spettri di risposta, necessari per la definizione dello spettro di progetto secondo le NTC2018 e dello spettro target che andrà a costituire lo scenario di riferimento per la selezione degli accelerogrammi naturali spettro compatibili.

La determinazione delle azioni di riferimento per il progetto di un'opera in condizioni sismiche è in primo luogo regolato da alcuni documenti ufficiali:

- le mappe di pericolosità sismica nazionale, basate sull'individuazione delle principali zone sismo genetiche a scale sub regionale, espresse in termini di parametri sintetici del moto;
- la zonazione sismica del territorio nazionale che stabilisce, sulla base della mappa di pericolosità nazionale, i valori di accelerazione massima su affioramento rigido per le zone sismiche a cui viene assegnato ciascun comune del territorio nazionale;
- la normativa tecnica nazionale ed internazionale e le relative linee guida.

Il moto del deposito in superficie è espresso in termini di:

- accelerazione massima attesa in superficie, ottenibile attraverso l'impiego di coefficienti empirici di amplificazione  $S$  moltiplicativi del valore  $a_g$ ;
- spettro di risposta del sito  $S_{a,s}(T)$  ottenibile moltiplicando l'accelerazione massima attesa in superficie per una forma spettrale caratteristica del deposito.

Sia i coefficienti di amplificazione sia la forma spettrale sono in genere ottenibili applicando i criteri di classificazione del sottosuolo indicati nella normativa sismica in relazione alla stratigrafia, alla litologia dominante ed alle proprietà

meccaniche dei suoli di fondazione. Ai fini della classificazione sismica dei siti si fa riferimento ai valori della velocità delle onde di taglio  $V_S$ .

Si intende per *spettro di risposta elastico in accelerazione* il luogo matematico dei punti corrispondenti alla massima accelerazione (in valore assoluto) di una famiglia di oscillatori semplici ad un grado di libertà ciascuno caratterizzato da un diverso periodo fondamentale e dal medesimo valore dello smorzamento strutturale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore delle accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s.

### 8.1. PERICOLOSITÀ DEL SITO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limiti considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di interesse individuata sulla base del progetto S1-INGV.

In fase di analisi sono stati considerati i seguenti siti con i relativi reticoli di riferimento sismico:

**Tabella 13.** Individuazione dei siti considerati nelle analisi condotte.

Indice	Comune	Sito	Coordinate WGS84		Coordinate ED50	
			Latitudine (Nord)	Longitudine (Est)	Latitudine (Nord)	Longitudine (Est)
a	Verona	Corte Bassa – Bauli	45.376197	10.969294	45.377117	10.970311
b	Vigasio	Svincolo di Castel d’Azzano	45.346786	10.973161	45.347707	10.974177
c	Vigasio	Svincolo di Vigasio	45.329356	10.980114	45.330278	10.981130
d	Isola della Scala	Sovrappasso RFI	45.317097	10.998108	45.318019	10.999123

I valori dei parametri relativi alla pericolosità sismica nei punti del reticolo di riferimento sono forniti nelle tabella riportate nell’Allegato B al D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 e ripreso dalle norme NTC2018.



## 8.2. CATEGORIA DI PROFILO STRATIGRAFICO

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (m/s), definita dall'espressione (NTC2018 §3.2.2):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

$h_i$ : spessore dell'*i*-esimo strato;

$V_{S,i}$ : velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;

$n$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/sec.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30.0 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H = 30.0$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Al fine di valutare le caratteristiche sismiche del sito interessato dall'opera in progetto si fa riferimento a quanto emerso dalle indagini sismiche di tipo MASW e in foro tipo down-hole per come espressamente richiesto dalla normativa vigente. Le analisi condotte hanno interessato una porzione di terreno dello spessore minimo di 30.0 m permettendo di definire i valori delle velocità di taglio ( $V_S$ ) per i diversi materiali incontrati:

**Tabella 14.** Categoria di profilo stratigrafico.

Indice	Comune	Sito	Categoria
a	Verona	Corte Bassa – Bauli	<b>B</b>
b	Vigasio	Svincolo di Castel d’Azzano	<b>C</b>
c	Vigasio	Svincolo di Vigasio	<b>C</b>
d	Isola della Scala	Sovrappasso RFI	<b>C</b>

Si individuano quindi le seguenti categorie di profilo stratigrafico:

- suolo di fondazione di tipo **B**: *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e dai valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 e 800 m/sec”.*
- suolo di fondazione di tipo **C**: *“Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e dai valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180 e 360 m/sec”.*

### 8.3. STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Con riferimento alle indicazioni fornite dalla normativa si fissa la vita nominale:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Per quanto concerne l’uso le opere in esame rientrano nella **Classe d’uso IV** (NTC2018 §2.4.2): *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica”.*

A tale classe corrisponde un coefficiente d’uso (NTC2018 §2.4.3):

$$C_U = 2.0$$

Definiti tali parametri è possibile determinare il periodo di riferimento  $V_R$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 200.0 \text{ anni}$$

Per quanto concerne la categoria topografica il terreno in esame rientra nella **Categoria T1**: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ".

#### 8.4. SPETTRO DI PROGETTO (NTC2018)

L'azione sismica di base individuata viene variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tale modifica avviene attraverso la definizione di una serie di coefficienti:

$S_S$  – coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  – coefficiente di amplificazione topografica;

$S$  – coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica e topografica

$$S = S_S \cdot S_T$$

$C_C$  – coefficiente funzione della categoria di suolo.

$\eta$  – il fattore che altera lo spettro elastico per coefficiente di smorzamento viscoso convenzionali  $\neq$  diversi dal 5 %.

In mancanza di più rigorose analisi di risposta sismica locale la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_S$ , il coefficiente topografico  $S_T$  ed il coefficiente  $C_C$  funzione della categoria di sottosuolo:

$$S_T = 1.00$$

**sito a** - Corte Bassa – Bauli:

$$S_S = 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \quad \text{con } 1.00 \leq S_S \leq 1.20; \quad C_C = 1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$$

**sito b** - Svincolo di Castel d'Azzano; **sito c** - Svincolo di Vigasio; **sito d** - Sovrappasso RFI:

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \quad \text{con } 1.00 \leq S_S \leq 1.50; \quad C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$$

Tali valori permettono di determinare i seguenti parametri della **Componente Orizzontale dello Spettro di Risposta**

**Elastico in Accelerazione per i diversi Stati Limite:**

**Tabella 15.** Parametri sismici per la componente orizzontale dello spettro di risposta elastico in accelerazione – **Sito a.**

Parametri		SLO	SLD	SLV	SLC
$T_R$	[anni]	120	<b>201</b>	<b>1898</b>	2475
$a_g$	[g]	0.081	<b>0.103</b>	<b>0.247</b>	0.272
$F_O$	[-]	2.473	<b>2.432</b>	<b>2.407</b>	2.382
$T_C^*$	[sec]	0.264	<b>0.27</b>	<b>0.287</b>	0.29
$S_S$	[-]	1.20	<b>1.20</b>	<b>1.16</b>	1.14
$S_T$	[-]	1.00	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	1.00
$C_C$	[-]	1.44	<b>1.43</b>	<b>1.41</b>	1.41
$T_B$	[sec]	0.126	<b>0.129</b>	<b>0.135</b>	0.136
$T_C$	[sec]	0.379	<b>0.386</b>	<b>0.405</b>	0.409
$T_D$	[sec]	1.924	<b>2.012</b>	<b>2.588</b>	2.688
$S_e(0)$	[g]	0.097	<b>0.124</b>	<b>0.287</b>	0.310
$S_e(T_B)$	[g]	0.240	<b>0.301</b>	<b>0.691</b>	0.739

**Tabella 16.** Parametri sismici per la componente orizzontale dello spettro di risposta elastico in accelerazione – **Sito b.**

Parametri		SLO	SLD	SLV	SLC
$T_R$	[anni]	120	<b>201</b>	<b>1898</b>	2475
$a_g$	[g]	0.077	<b>0.098</b>	<b>0.236</b>	0.260
$F_O$	[-]	2.498	<b>2.457</b>	<b>2.411</b>	2.387
$T_C^*$	[sec]	0.265	<b>0.27</b>	<b>0.287</b>	0.29
$S_S$	[-]	1.50	<b>1.50</b>	<b>1.36</b>	1.33
$S_T$	[-]	1.00	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	1.00
$C_C$	[-]	1.63	<b>1.62</b>	<b>1.59</b>	1.58
$T_B$	[sec]	0.144	<b>0.146</b>	<b>0.152</b>	0.153
$T_C$	[sec]	0.431	<b>0.437</b>	<b>0.455</b>	0.458
$T_D$	[sec]	1.908	<b>1.992</b>	<b>2.544</b>	2.640
$S_e(0)$	[g]	0.116	<b>0.147</b>	<b>0.321</b>	0.345
$S_e(T_B)$	[g]	0.289	<b>0.361</b>	<b>0.773</b>	0.824

**Tabella 17.** Parametri sismici per la componente orizzontale dello spettro di risposta elastico in accelerazione – Sito c.

Parametri	SLO	SLD	SLV	SLC
$T_R$ [anni]	120	<b>201</b>	<b>1898</b>	2475
$a_g$ [g]	0.074	<b>0.094</b>	<b>0.228</b>	0.252
$F_O$ [-]	2.515	<b>2.476</b>	<b>2.417</b>	2.394
$T_C^*$ [sec]	0.266	<b>0.271</b>	<b>0.287</b>	0.29
$S_S$ [-]	1.50	<b>1.50</b>	<b>1.37</b>	1.34
$S_T$ [-]	1.00	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	1.00
$C_C$ [-]	1.63	<b>1.62</b>	<b>1.59</b>	1.58
$T_B$ [sec]	0.144	<b>0.146</b>	<b>0.152</b>	0.153
$T_C$ [sec]	0.432	<b>0.438</b>	<b>0.455</b>	0.458
$T_D$ [sec]	1.896	<b>1.976</b>	<b>2.512</b>	2.608
$S_e(0)$ [g]	0.111	<b>0.141</b>	<b>0.312</b>	0.337
$S_e(T_B)$ [g]	0.279	<b>0.349</b>	<b>0.755</b>	0.807

**Tabella 18.** Parametri sismici per la componente orizzontale dello spettro di risposta elastico in accelerazione – Sito d.

Parametri	SLO	SLD	SLV	SLC
$T_R$ [anni]	120	<b>201</b>	<b>1898</b>	2475
$a_g$ [g]	0.072	<b>0.092</b>	<b>0.222</b>	0.245
$F_O$ [-]	2.528	<b>2.49</b>	<b>2.422</b>	2.401
$T_C^*$ [sec]	0.268	<b>0.272</b>	<b>0.288</b>	0.29
$S_S$ [-]	1.50	<b>1.50</b>	<b>1.38</b>	1.35
$S_T$ [-]	1.00	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	1.00
$C_C$ [-]	1.62	<b>1.61</b>	<b>1.58</b>	1.58
$T_B$ [sec]	0.145	<b>0.146</b>	<b>0.152</b>	0.153
$T_C$ [sec]	0.435	<b>0.439</b>	<b>0.456</b>	0.458
$T_D$ [sec]	1.888	<b>1.968</b>	<b>2.488</b>	2.580
$S_e(0)$ [g]	0.108	<b>0.138</b>	<b>0.306</b>	0.330
$S_e(T_B)$ [g]	0.273	<b>0.344</b>	<b>0.741</b>	0.792

Dove  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  sono i punti caratteristici dello spettro:

$T_B$  – periodo corrispondente all'inizio del tratto in accelerazione costante

$T_C$  – periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

$T_D$  – periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

### 8.5. RISPOSTA SISMICA LOCALE

La scelta del livello di analisi, per la definizione dell'azione sismica e i dati necessari ad implementarlo dipendono, dalla rilevanza dell'opera (classe d'uso IV) e dalla caratterizzazione geologica e sismica del sito. Data la natura dell'opera e la sua rilevanza strategica è stata eseguita l'analisi numerica di Risposta Sismica Locale (RSL), che consente di valutare l'effetto delle caratteristiche dell'assetto stratigrafico locale sulla risposta sismica locale del sito in esame. Le analisi di risposta sismica locale condotte hanno permesso di ricavare lo spettro in termini di pseudo accelerazione in relazione alle diverse opere prese in esame dal presente studio. Di seguito viene proposta una sintesi dei risultati ottenuti, con riguardo agli aspetti inerenti alle verifiche geotecniche. Per maggiori dettagli si rimanda alla "Reazione analisi della Risposta Sismica Locale".

L'inquadramento dei siti presi in esame dallo studio è sintetizzato nella tabella seguente:

**Tabella 19.** Individuazione dei siti considerati nelle analisi condotte.

Indice	Comune	Sito	$V_N$	$C_U$	$V_R$	Cat. sottosuolo	Cat. topografica
a	Verona	Corte Bassa – Bauli	100	2.0	200	B	T1
b	Vigasio	Svincolo di Castel d'Azzano	100	2.0	200	C	T1
c	Vigasio	Svincolo di Vigasio	100	2.0	200	C	T1
d	Isola della Scala	Sovrappasso RFI	100	2.0	200	C	T1

I dati di input necessari per una valutazione quantitativa del verificarsi di amplificazioni nell'onda sismica incidente sui siti in oggetto, saranno i seguenti:

- n° 7 accelerogrammi spettro-compatibili;
- dati stratigrafico geotecnici dei terreni costituenti il sottosuolo.

Per la modellazione sismica sono stati utilizzati i parametri geo-meccanici e sismici ricavati durante la campagna di indagini geognostiche, eseguita per la caratterizzazione geotecnica e geofisica dei terreni di fondazione.



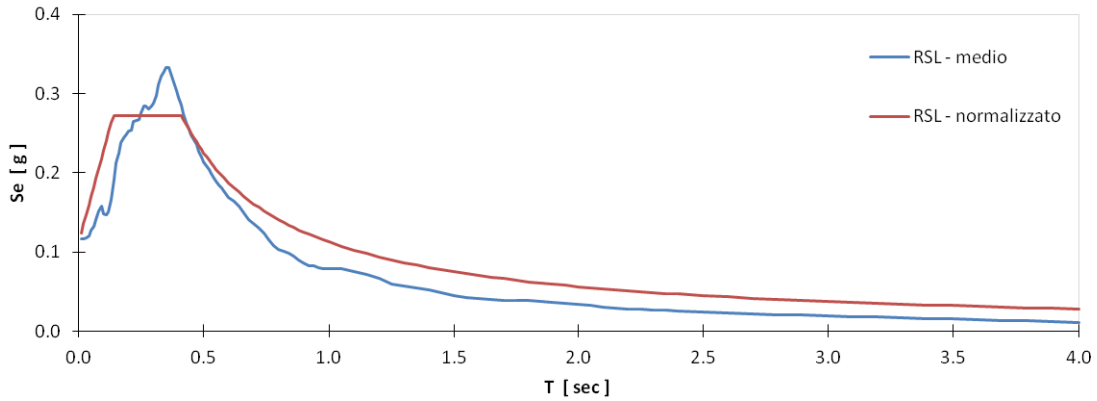
Gli accelerogrammi si riferiscono ad eventi sismici reali e spettro-compatibili con momento sismico  $M$  compreso tra 4.0 e 6.5 e distanze epicentrali comprese tra 0.0 e 90.0 *km*. La selezione è, inoltre, avvenuta, ai sensi del D.M. 17/01/2018. Come target della ricerca è stato utilizzato lo spettro di normativa al substrato sismico, considerando, quindi, una categoria di sottosuolo di tipo A. È stata poi operata la disaggregazione degli eventi sismici che hanno contribuito alla definizione della pericolosità sismica del sito di progetto in termini di magnitudo e distanza epicentrale.

Gli accelerogrammi di questi eventi sono stati successivamente “scalati” in termini di accelerazione di base per gli stati limite SLO, SLD e SLV ed applicati al substrato sismico locale, per come risultato nelle indagini eseguite nei siti di progetto, soprattutto in relazione alla stratigrafia sismica desunta per ogni sito.

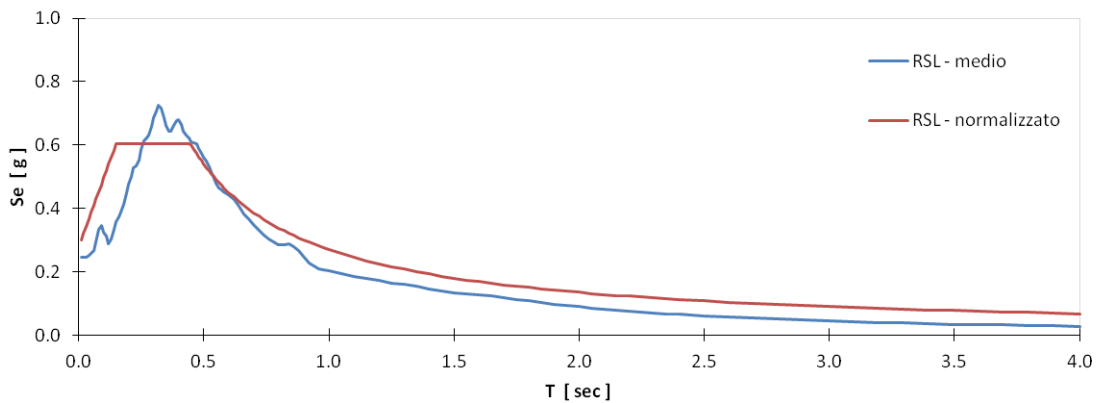
Per quanto concerne i parametri meccanici dinamici, in particolare il variare del damping e del modulo di taglio con la deformazione, non disponendo di misure dinamiche di laboratorio ma solo dei risultati delle prove geotecniche tra cui anche quella di taglio diretto, si è effettuata una ricerca in letteratura a partire dalle litologie presenti, e dei risultati delle prove stesse.

Sono infine forniti gli spettri parametrizzati ottenuti applicando la procedura suggerita dagli “Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica” (GdL MS, 2008 – parti I e II – punto 2.5.4.3.1 pag 92) per le condizioni alle quali bisogna verificare i diversi sistemi geotecnici presenti (stato limite di esercizio SLD e stato limite ultimo SLV).

### 8.5.1. Sito a - Corte Bassa – Bauli



**Figura 35.** Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLD.



**Figura 36.** Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLV.

Ai fini del calcolo strutturale, per ogni sito, si consiglia l'utilizzo degli spettri di normativa in quanto più restrittivi rispetto a quelli normalizzati, come si evince dal confronto degli stessi, nell'analisi sismica locale.

### 8.5.2. Sito b - Svincolo di Castel d'Azzano

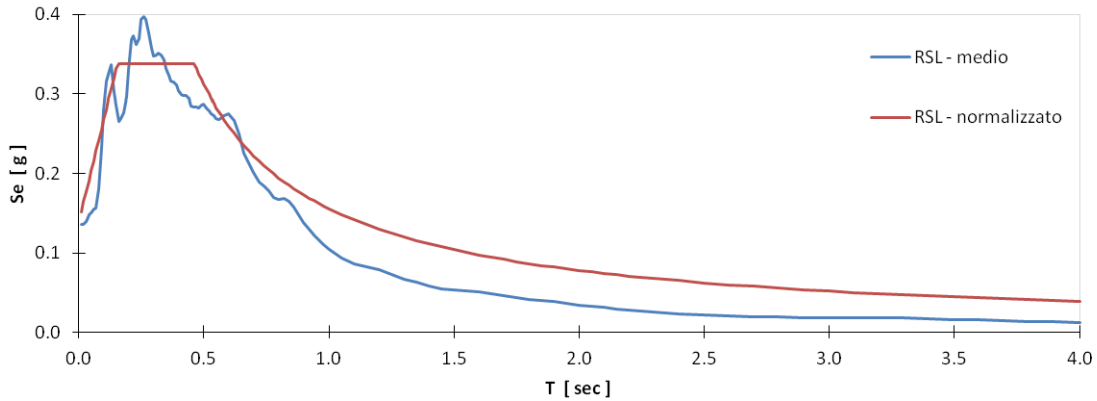


Figura 37. Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLD.

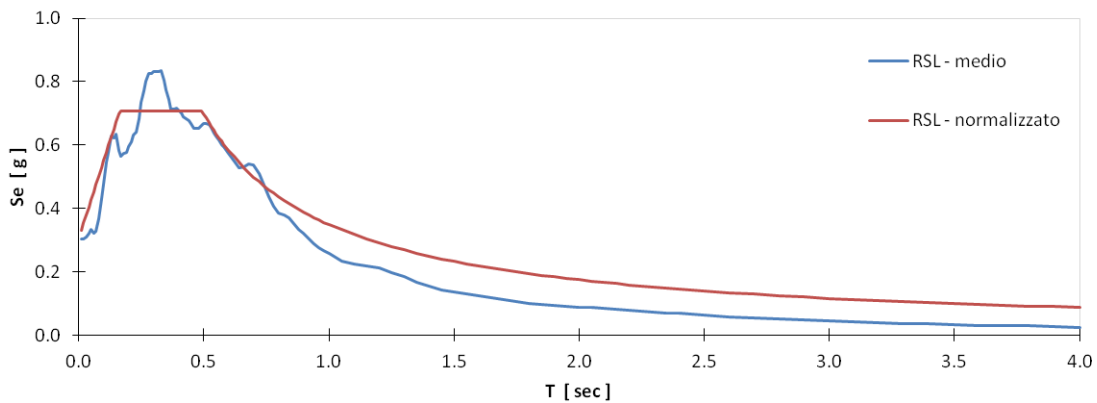


Figura 38. Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLV.

Ai fini del calcolo strutturale, per ogni sito, si consiglia l'utilizzo degli spettri di normativa in quanto più restrittivi rispetto a quelli normalizzati, come si evince dal confronto degli stessi, nell'analisi sismica locale.

### 8.5.3. Sito c - Svincolo di Vigasio

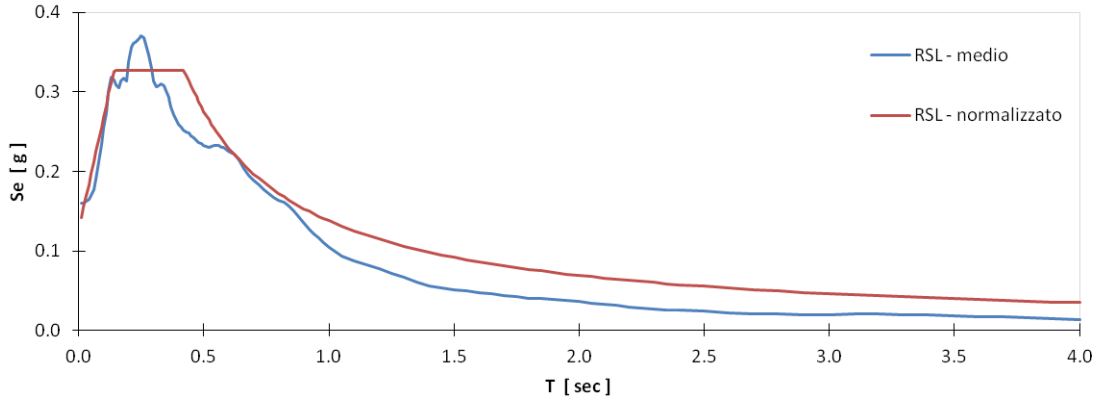


Figura 39. Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLD.

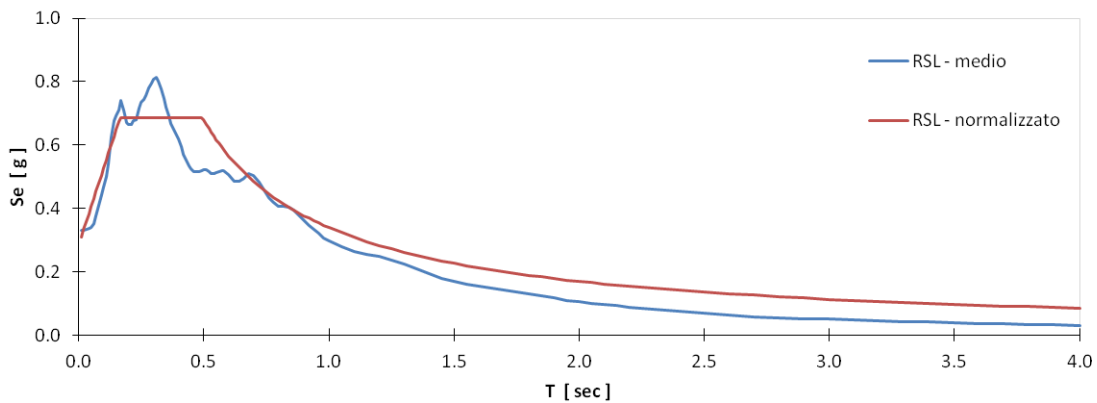


Figura 40. Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLV.

Ai fini del calcolo strutturale, per ogni sito, si consiglia l'utilizzo degli spettri di normativa in quanto più restrittivi rispetto a quelli normalizzati, come si evince dal confronto degli stessi, nell'analisi sismica locale.

#### 8.5.4. Sito d - Sovrappasso RFI

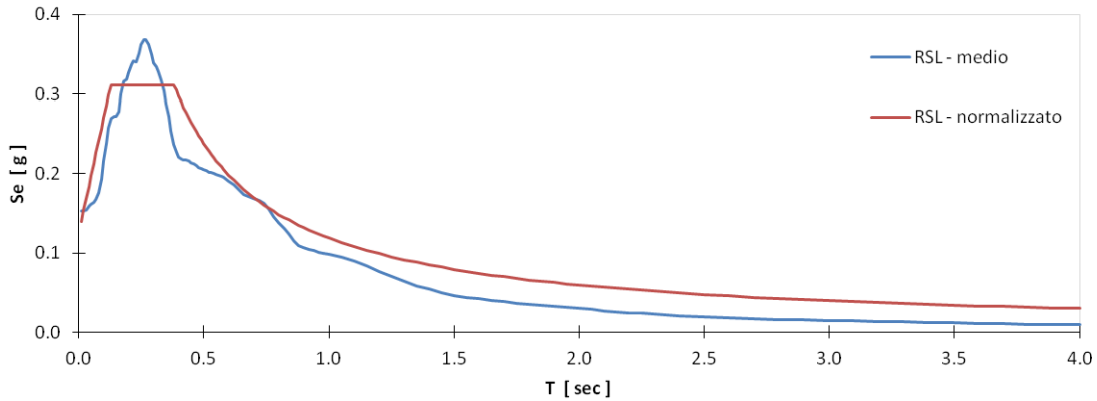


Figura 41. Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLD.

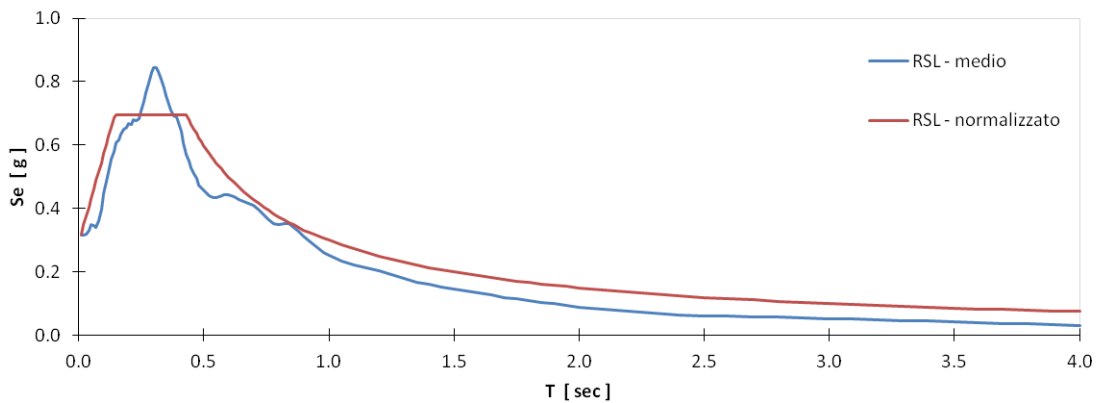


Figura 42. Spettro medio e spettro normalizzato per la condizione SLV.

Ai fini del calcolo strutturale, per ogni sito, si consiglia l'utilizzo degli spettri di normativa in quanto più restrittivi rispetto a quelli normalizzati, come si evince dal confronto degli stessi, nell'analisi sismica locale.

#### 8.6. SISTEMI GEOTECNICI

L'analisi sismica dei sistemi geotecnici viene eseguita con metodi pseudo statici, nei quali l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$

dell'accelerazione equivalente sono ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità della stessa di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico, il valore dell'accelerazione massima sul sito di riferimento  $a_g$  viene moltiplicato per un coefficiente  $S$  che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica  $S_S$  e dell'amplificazione topografica  $S_T$ .

### 8.6.1. Spostamento e velocità orizzontale del terreno

Risulta possibile calcolare il valore dello spostamento orizzontale  $d_g$  e della velocità orizzontale  $v_g$  massimi del terreno per i diversi stati limiti indicati, con riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.3 delle Norme Tecniche:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0.16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

Nella tabella seguente si riportano i risultati relativi agli spettri proposti dalla normativa ed ottenuti dalla parametrizzazione dei risultati dell'analisi sismica locale per la condizione SLD e SLV:

**Tabella 20.** Valori di spostamento e velocità massimi.

Sito	Condizione SLD			Condizione SLV		
	$S$	$d_q$ <i>m</i>	$v_g$ <i>m/sec</i>	$S$	$d_q$ <i>m</i>	$v_g$ <i>m/sec</i>
Corte Bassa – Bauli	1.200	0.006	0.277	1.160	0.013	0.634
Svincolo di Castel d'Azzano	1.500	0.009	0.374	1.360	0.019	0.801
Svincolo di Vigasio	1.500	0.008	0.358	1.370	0.019	0.779
Sovrappasso RFI	1.500	0.008	0.349	1.380	0.018	0.075

### 8.6.2. Verifiche di stabilità e fondazioni

L'accelerazione  $a_h$  è legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume significativo di terreno per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \beta \cdot a_{max}$$

Nella quale:



- $g$  : accelerazione di gravità;
- $k_h$  : coefficiente sismico in direzione orizzontale;
- $\beta$  : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

L'accelerazione di picco  $a_{\max}$  è valutata mediante l'analisi di risposta sismica locale:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Si ha in definitiva:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g} \text{ e } k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Il coefficiente  $\beta$  è fornito dalla normativa in funzione della categoria di suolo e dell'accelerazione  $a_g$  e del sistema geotecnico considerato. Per i sistemi geotecnici in esame si ha:

**Tabella 21.** Coefficienti sismici pseudo statici per le verifiche di stabilità dei pendii e delle fondazioni.

Sito	Condizione SLD			Condizione SLV		
	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
Corte Bassa – Bauli	0.24	0.030	0.015	0.28	0.080	0.040
Svincolo di Castel d'Azzano	0.20	0.029	0.015	0.28	0.090	0.045
Svincolo di Vigasio	0.20	0.028	0.014	0.28	0.087	0.044
Sovrappasso RFI	0.20	0.028	0.014	0.28	0.086	0.043

### 8.6.3. Fronti di scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali (§7.11.4 NTC2018). Nei metodi pseudo statici l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel §7.11.3.5.20 delle NTC2018 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

– verifiche di stabilità in condizioni SLD:  $\beta_s = 0.47$

– verifiche di stabilità in condizioni SLV:  $\beta_s = 0.38$

Per i sistemi geotecnici in esame si ha:

**Tabella 22.** Coefficienti sismici pseudo statici per le verifiche dei fronti di scavo e dei rilevati.

Sito	Condizione SLD			Condizione SLV		
	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
Corte Bassa – Bauli	0.47	0.058	0.029	0.38	0.109	0.054
Svincolo di Castel d’Azzano	0.47	0.069	0.035	0.38	0.122	0.061
Svincolo di Vigasio	0.47	0.066	0.033	0.38	0.119	0.059
Sovrappasso RFI	0.47	0.065	0.032	0.38	0.116	0.058

## RIUTILIZZO DEI TERRENI DA SCAVO

Secondo la recente normativa in materia ambientale, le terre e le rocce provenienti da attività di scavo (TRS) non sono classificate come rifiuti e pertanto, a seguito di determinate verifiche condotte in seno al piano di gestione e riutilizzo delle TRS, possono essere reimpiegate quali materiali da costruzione per rilevati, trincee, riempimenti. I requisiti fisico-meccanici dei terreni richiesti per la costruzione delle varie tipologie di opere in terra sono forniti dalla classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006), in conformità della quale sono stati identificati alcuni campioni di terreno prelevati dai pozzetti esplorativi. In questo modo si è valutata la possibilità del reimpiego, da un punto di vista geotecnico, dei terreni superficiali quale materiale da costruzione e la destinazione più appropriata. Dalle analisi di laboratorio (granulometrie e limiti di consistenza) è stato possibile individuare la prevalenza di classe di materiale riscontrati per i singoli pozzetti esplorativi eseguiti lungo tutto il tracciato stradale di Fig.43 e (TAV. TOOGEOGETPE02) :

da Pk 00.0 a Pk 6800.0)

- unità GS , SG: è costituita prevalentemente da materiale di tipo A1-a , A1-b ; gruppi G ed S. (PE01-PE31)
- unità S, SL, : risulta costituita prevalentemente da materiale tipo A1-b , A2-4 in sub-ordine A3; gruppo S (PE31-PE48)

da Pk 6800.0 a Pk 14562.0 (fine tracciato)

- unità LA , LAS: risulta costituita prevalentemente da terreni tipo A6, A7-5 , A7-6; gruppi C ed M (PE31-PE48)

Quindi i materiali costituenti le unità GS, SG ed S, presenti fino alla Pk 6800 possono essere riutilizzati tal quali, mentre i materiali costituenti le unità AL ed LSA, presenti dalla Pk 6800 e fine tracciato , non possono essere riutilizzati tal

quali se non preventivamente trattati con calce o cemento per gruppi e zone omogenee di terreno (TAV. TOOGEOOGETPE03).

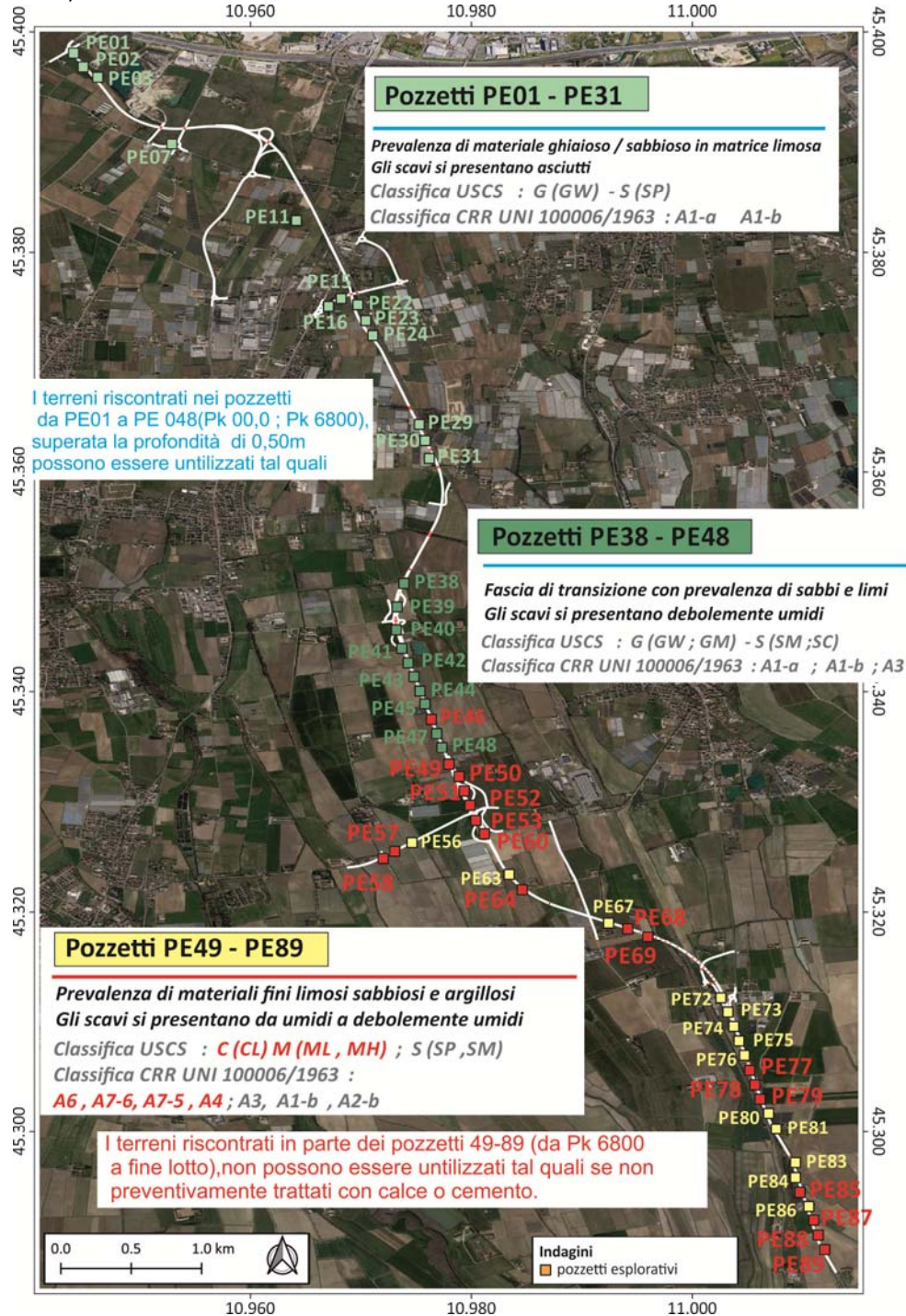


Fig.43 – Ubicazione pozzetti esplorativi investigati con indicate classificazioni terreni per il loro riutilizzo