

COMMITTENTE:



DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE VENEZIA

PROGETTAZIONE:



STUDI ESECUZIONE PROGETTI INGEGNERIA S.E.P.I. S.r.l.
Via F.lli Perini, 93 - 38122 Trento (TN)

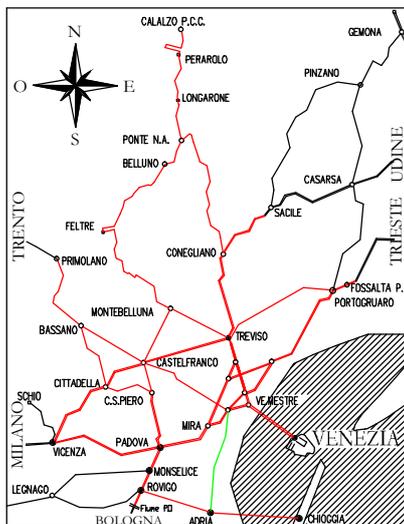
SOGGETTO TECNICO: DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE VENEZIA
S.O. INGEGNERIA e TECNOLOGIE
REP. S.O.A.F.I.S. - Sede Opere d'Arte Fabbricati Impianti Speciali

PROGETTO DEFINITIVO

Linea: VENEZIA - TRIESTE

Località: QUARTO D'ALTINO - RONCADE

Progettazione definitiva dell'intervento di modifica di tracciato della linea ferroviaria Venezia - Trieste tra il km 15+600 ed il km 17+800 circa, ai fini della velocizzazione della tratta Venezia Mestre - Portogruaro



GEOLOGIA E INDAGINI GEOGNOSTICHE
Relazione Geologica

SCALA -

Foglio 1 di 1

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROG.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZIONE
1 4 4 1 1 3	0 0 1	P D	T B B C	0 4	0 4	G L N R 0 1 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	Soraperra	07.09.15	Soraperra	08.09.15	Meneguzzier	11.09.15	Meneguzzier	11.09.15

POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZIONE	TIMBRO	
	L 3 9 0	T R 3 0 4 4	T B B C	G L N R 0 1 A		
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

Impresa Silvio Pierobon srl

Via Caffi 130

32100 Belluno

c.f. e p.i.00272430257

Provincia di Treviso

Comune di Roncade

RELAZIONE GEOLOGICA



Progetto: Intervento di modifica di tracciato della linea ferroviaria Venezia – Trieste tra il km 15+600 ed il km 17+800 circa, ai fini della velocizzazione della tratta Venezia Mestre – Portogruaro

Committente: RFI - Rete Ferroviaria Italiana SpA - S.O. Ingegneria Venezia e Tecnologie Venezia

Data : 05/05/2015

Relazione n 020/15

1.0 Premessa

1.1 Premessa

Nell'ambito della progettazione per la modifica di tracciato della linea ferroviaria Venezia – Trieste tra il km 15+600 ed il km 17+800 circa, ai fini della velocizzazione della tratta Venezia Mestre – Portogruaro, la Committente RFI - Rete Ferroviaria Italiana SpA - S.O. Ingegneria e Tecnologie Venezia ha richiesto a questa Società di eseguire lavori preliminari di indagine geognostica e relativa Relazione geologica (affidata allo Studio geotecnico Chili Giuliano) aventi lo scopo di definire:

- I livelli litologici presenti nel sito e la loro variazione spaziale;
- Le caratteristiche geomorfologiche dell'area
- Le caratteristiche idrogeologiche dell'area;
- Le caratteristiche meccaniche dei terreni;
- L'inquadramento sismico dell'area e la sua parametrizzazione di II^ livello
- Evidenziare dal punto di vista geologico le criticità del progetto.

Quanto precedentemente elencato ha richiesto la realizzazione di:

- n°10 prove penetrometriche statiche CPT con punta meccanica (tipo Begemann) spinte fino a 20,0 m di profondità;
- n°10 prove penetrometriche statiche con piezocono (tipo CPTU) spinte a profondità comprese tra i 10,0 m ed i 30,0 m dal p.c. attuale
- n°2 sondaggi a carotaggio continuo con prove in foro tipo SPT e Lefranc; nei fori sonda sono stati prelevati n° 6 campioni indisturbati; i carotaggi sono stati spinti rispettivamente a 20,0 m (S1) e a 30,0 m (S2) dal piano di campagna attuale;
- installazione di n°2 tubi piezometrici nei fori di sonda.
- Esecuzione di n°1 stendimento elettrico e restituzione tomografica del sottosuolo.
- Esecuzione di una prova ReMI per verificare, la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di spessore.

La redazione della relazione ha seguito i criteri imposti dalla Legislazione vigente di cui si riportano gli estremi:

- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni.**
- **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. n°30 del 14/01/ 2008.**
- **PTCP Provincia di Treviso**
- **P.A.T.I Comune di Roncade**
- **Norme AGI 1977 – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.**
- **Norme AGI 2005 – Aspetti Geotecnici della progettazione in zona sismica.**
- **D.P.R. 207/2010 Art. 17**

Il lavoro è stato completato dall'esame di dati pubblicati (sia su supporto cartaceo che informatico) quali:

Carta Geologica d'Italia scala 1:50.000 – Foglio 128 - Venezia
Carta Geomorfologica della Pianura Padana scala 1:250.000 Castiglioni 1987
Carta Geologica del Veneto scala 1:250.000

Prove e rilievi effettuati dallo Scrivente in zone limitrofe a quella oggetto di studio hanno completato lo studio del sito.

2.0 Modalità di prova

2.1. Prove penetrometrica statica (CPT) Norma ATSM (D.3441 – 79) aggiornata (D3441 – 86)

La prova Penetrometrica Statica (CPT) è conosciuta ed usata in tutto il mondo essendo da tempo codificata in maniera univoca.

Essa consiste nell'infingere una punta conica di dimensioni standard (area del cono 10 cm² ed angolo al vertice di 60°) nel terreno per mezzo di un martinetto idraulico misurando lo sforzo necessario; di seguito si infinge un manicotto avente dimensioni pure standardizzate (area laterale 150 cm²), anche in questo caso si misura lo sforzo necessario all'avanzamento.

I valori ottenuti opportunamente elaborati tramite programmi automatici di calcolo vengono poi diagrammati fornendo il grafico della resistenza alla punta (Rp) ed il grafico del rapporto tra la resistenza alla punta (Rp) e la resistenza laterale (Rl); tale rapporto conosciuto in letteratura come rapporto di Begemann dà indicazioni sulla natura dei terreni offrendo la possibilità di riconoscere i coesivi dagli incoerenti e, tra i primi quelli a maggiore o minore contenuto in argilla.

Per l'acquisizione dei dati è stata utilizzata una macchina di marca Deepdrill tipo SP 200 con cella tipo Gouda a lettura analogica e costante di cella K = 20.

Di seguito si riporta la legenda relativa all'elaborazione di Rp ed Rl partendo dai dati di campagna

PENETROMETRO STATICO tipo:	
Caratteristiche:	
- punta conica meccanica Ø 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)	
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (Ø 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm ²)	
- velocità di avanzamento costante	V = 2 cm / sec (± 0,5 cm / sec)
- spinta max nominale dello strumento	Smax variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett.⇒spinta)	Ct = spinta (Kg) / LETTURA al manometro
fase 1 - resistenza alla punta	$q_c \text{ (Kg / cm}^2 \text{)} = L_1 \times Ct / 10$
fase 2 - resistenza laterale locale	$f_s \text{ (Kg / cm}^2 \text{)} = (L_2 - L_1) \times Ct / 150$
fase 3 - resistenza totale	$R_t \text{ (Kg)} = (L_t) \times Ct$
	$q_c / f_s = \text{rapporto Begemann}$
- L1. punta	= lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L2. totale	= lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Lt. aste	= lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)
N.B. :	la spinta S (Kg), corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione Ct .
N.B. :	causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale fs viene computata 20 cm sopra la punta .

Tabella 2.1 Descrizione attrezzatura e procedura per l'elaborazione delle CPT

2.2 Prova penetrometrica statica SCPTu

La prova Penetrometrica Statica con cono sismico (SCPTu) è conosciuta ed usata in tutto il mondo essendo presente sul mercato dal 1974 come CPTE (punta Elettrica).

L'attrezzatura di prova è costituita da una punta conica del diametro di 35 mm e angolo di apertura del cono di 60° che viene infissa nel terreno con un velocità di 2 mm/s. La punta è seguita da un settore che porta un anello poroso necessario per misurare le variazioni delle pressione interstiziale al passaggio della punta, tale anello può essere posizionato in tre zone della punta ovvero: direttamente sul cono (u1), immediatamente sopra al cono (u2) e sul manicotto a tergo del cono (u3). Generalmente si una un settore poroso solo ma esistono punte con 2 e con tre settori porosi applicati contemporaneamente.

Dietro al cono, generalmente subito a monte rispetto al settore poroso u2, si trova un tratto di 150 mm utilizzato per la misura della pressione di attrito laterale esercitata dal terreno dopo il passaggio della punta. Questa misura, definita come f_s , viene utilizzata in combinazione con la pressione di rottura del terreno (q_c) al fine di definire per via indiretta il tipo litologica attraversato.

Tutte le misure avvengono mediante celle di carico e sensori posizionati sulla punta e vengono trasmesse e registrate in tempo reale (tramite un cavo coassiale contenuto entro le aste di prolunga) da un elaboratore elettronico in superficie.

La punta SCPTu contiene anche sensori che permettono di misurare la velocità delle onde sismiche di taglio nel terreno dando modo di poter ricercare tutti quei parametri meccanici che definiscono il terreno dal punto della risposta sismica.

La procedura e la qualità della prova sono ancora oggetto di discussione normativa da parte dell'IRTP (International reference test procedure) che comunque ha definito 4 classi di qualità delle prove a seconda del tipo di progetto e dell'accuratezza con cui bisogna ricostruire il sottosuolo.

L'attrezzatura di esecuzione della prova deve essere così costituita:

- n°1 attrezzatura autocarrata o cingolata con capacità di spinta compresa tra 5 ton e 20 ton
- n°1 punta SCPTu dotata di celle di carico per la lettura di q_c ed f_s ; la cella deve essere dotata di anello poroso per effettuare le letture di u (nel nostro caso u_2). Nella cella devono essere inseriti anche sensori che registrano la temperatura e l'inclinazione della attrezzatura di perforazione questo in quanto le Norme prevedono che oltre il 2% di inclinazione occorre eseguire delle correzioni sulla lettura della profondità ed inoltre la q_c è funzione della temperatura dei circuiti all'interno della punta.
- n° di aste di prolunga in numero idoneo a raggiungere la profondità prevista dalle indagini.

La modalità di esecuzione della prova prevede le seguenti fasi:

- Disaerazione della punta e del vano anteriore della cella di carico mediante iniezioni di olio siliconato; questa tecnica presenta diversi svantaggi consistenti nel fatto che se la punta viene utilizzata al di fuori di terreni saturi è altissima la probabilità di desaturazione della punta per fuoriuscita del liquido. Pertanto prima di iniziare una prova con questo tipo di saturazione bisogna eseguire un preforo (p.es con una punta meccanica CPT), estrarre le aste di preforo e introdurre nel foro la punta opportunamente confinata (p.es guaina in lattice di gomma). Per questo motivo è invalso l'uso di effettuare la desaturazione della punta mediante grasso siliconico che, avendo una densità maggiore fuoriesce in maniera più lenta permettendo di raggiungere la falda prima che avvenga al desaturazione. La differenza tra le due modalità sta nel fatto che le reazioni ai cambiamenti di pressione nella punta saturata a liquido sono immediate mentre, pur non pregiudicando la validità della prova, quelle con la punta saturata a grasso sono più lente.

- Approfondimento della punta entro il terreno della punta in maniera continua con una velocità di avanzamento di $2 \pm 0,5$ cm/sec; uniche interruzioni concesse sono quelle per la aggiunta di aste di prolunga e per le prove di dissipazione (che verranno trattate in un paragrafo a parte). In merito alle aste di prolunga è ammessa una flessione al centro di 0,5 mm per le aste più profonde ed 1 mm per le aste più superficiali, è per questo che è buona norma inserire nella batteria di aste alcune prolunghe dotate di anello centratore (allargatore) che essendo a contatto con i terreni attraversati riduce la flessione delle aste durante la fase di spinta.
- Una volta raggiunta la profondità desiderata si ritira la batteria di perforazione

In fig. 2.1 è rappresentata una punta CPTu con indicate le sue parti interne.

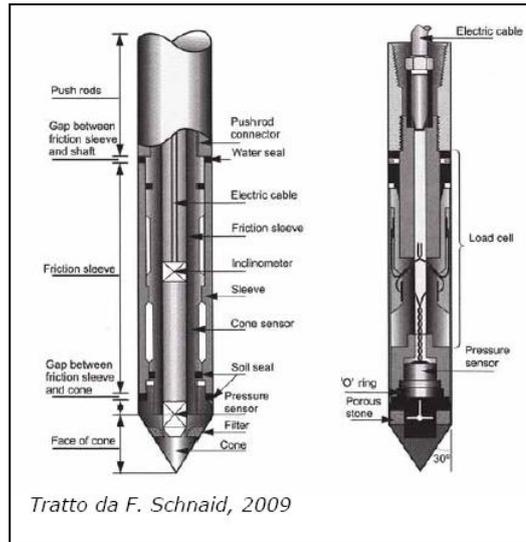


Fig. n. 2.1 - Punta per prove penetrometriche statiche con elettriche continue con misurazione delle pressioni interstiziali (CPTu) misurazione

La stratigrafia del terreno viene ricavata mediante il raffronto tra q_c , f_c e Δu in figura 2.2 si riportano i diagrammi realizzati da Robertson 1990 ed utilizzati per la determinazione della stratigrafia (parzialmente modificata) oggetto delle schede riportate in allegato 2.

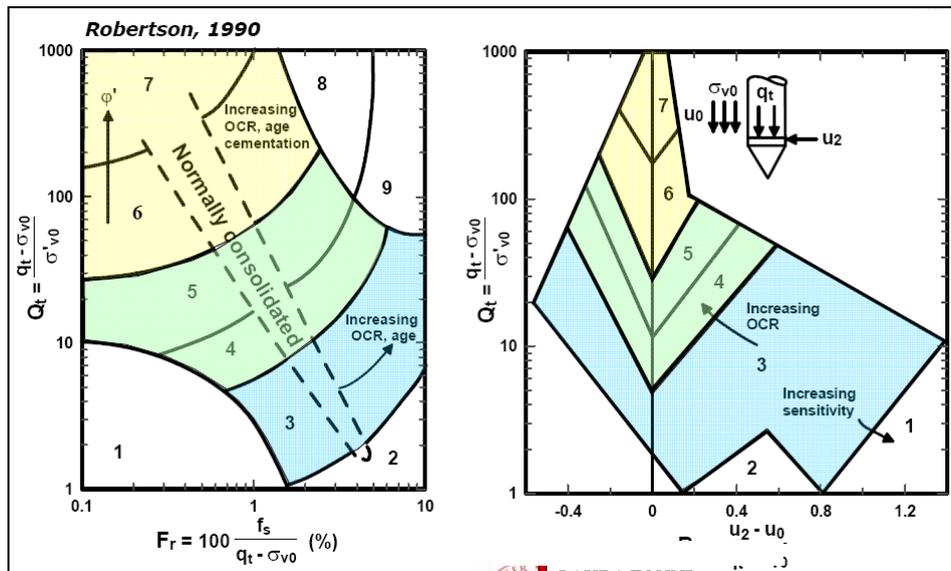


Fig. n. 2.2 - Diagrammi utilizzati per l'elaborazione dei dati rilevati ai fini della determinazione della stratigrafia incontrata da Robertson 1990

Il colore azzurro indica l'area in cui si hanno terreni dotati di comportamento coesivo (argille e argille limose, sabbie argillose etc.); l'area in verdino indica terreni a comportamento misto (limo argilloso sabbioso, limo sabbioso, sabbia fine limosa) e l'area in giallo indica terreni a comportamento drenato (sabbia media e fine con poco limo, sabbia media e sabbia grossolana).

La prova non è indicata per terreni ghiaiosi

2.2.1. Prove di dissipazione con punta SCPTu

La prova di dissipazione viene eseguita mediante la sospensione dell'avanzamento di una prova penetrometrica statica tipo SCPTu.

Questa prova consiste nel misurare il tempo ed il modo di dissipazione della pressione interstiziale che è venuta a crearsi durante l'avanzamento della punta.

Il risultato è un grafico da cui un ascisse si ha la variazione della pressione d'acqua e in ordinate il tempo.

La permeabilità k in questo lavoro è stata calcolata mediante il metodo di Perez e Fauriel (1988) che applica la seguente relazione:

$$k_b = (251 t_{50})^{-1,25}$$

in cui t_{50} è il tempo in cui la sovrappressione interstiziale (Δu) è il 50% della pressione neutra all'interno del terreno perforato.

Per comodità gli autori citati hanno elaborato un grafico (riportato in fig.2.3) da cui, tramite il tempo t_{50} è possibile ricavare direttamente la permeabilità del terreno indagato.

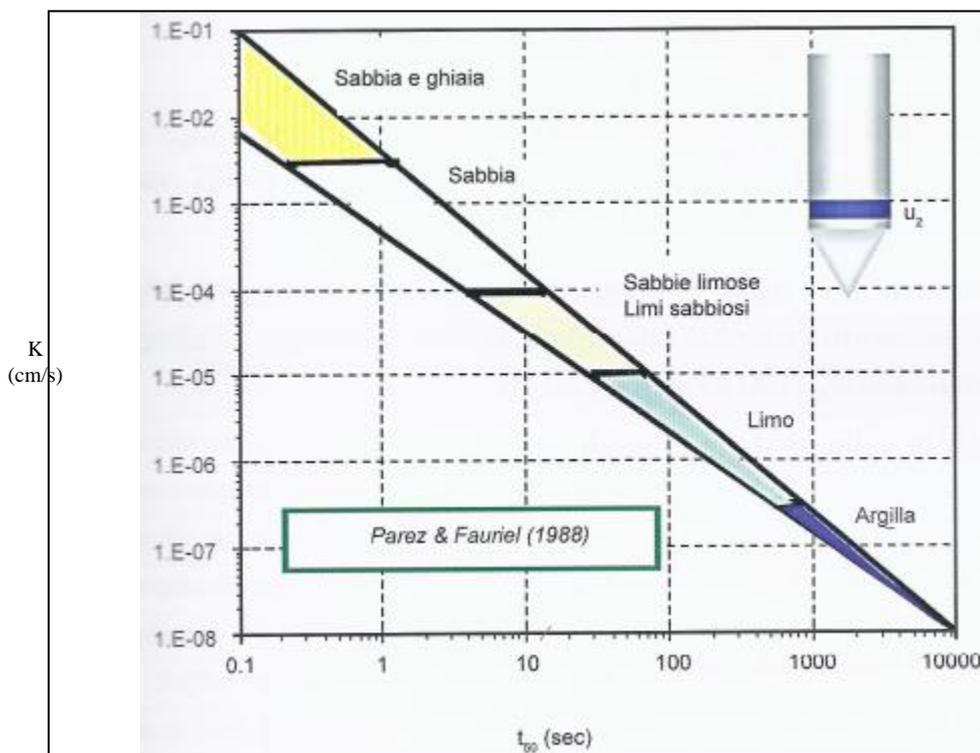


Fig. n. 2.3 - Diagramma per la determinazione del coefficiente di permeabilità k n funzione del tempo di dissipazione t_{50} da Perez e Fauriel (1988)

La prova di dissipazione fornisce anche dati in merito al coefficiente di consolidamento c_h utilizzando il diagramma di fig. 2.4 tratto dalla pubblicazione di Teh e Houlsby 1991 in cui il coefficiente di consolidamento è dato dalla relazione:

$$c_h = T_{50}^* \times r^2 \times \sqrt{I_r} / t_{50}$$

con

r = raggio esterno punta

$I_r = G/c_u$

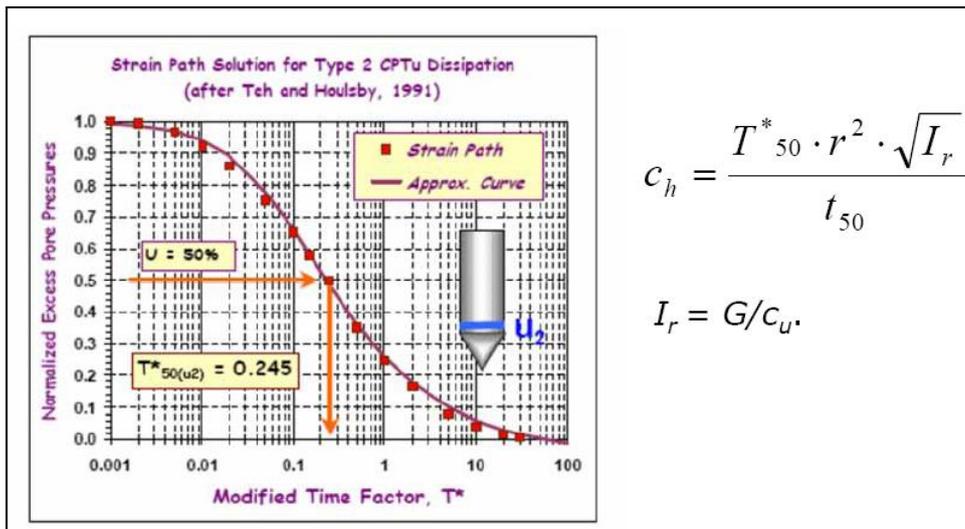


Fig. n. 2.4 - Diagramma per la determinazione del coefficiente di permeabilità k n funzione del tempo di dissipazione t_{50} da Perez e Fauriel (1988)

La punta utilizzata per l'esecuzione delle prove è di Marca TECNO PENTA Tipo TP CPL2IN

2.3 Sondaggio a carotaggio continuo

Consiste nel prelievo di terreno dal sottosuolo mediante un tubo carotiere infisso a rotazione da un apposita macchina perforatrice le fasi del lavoro sono:

Infissione a rotazione del tubo carotiere fino alla profondità che determina il riempimento dello stesso o l'incastro del terreno al suo interno (proseguire in questo caso vorrebbe dire perdere un certo spessore di terreno che non si infila nel tubo).

Il tubo carotiere è generalmente del diametro 101 mm.

Il tubo carotiere può essere di tipo semplice o doppio (rispettivamente con sigla T1 o T2) la differenza consiste nel fatto che mentre il T1 è formato da un tubo corredato ai lati da una scarpa tagliente (cilindro di ferro filettato ad un capo con inserti di carburo di tungsteno in gergo chiamato "corona") e da una testa di raccordo alle aste di prolunga, il T2 è dato da due tubi coassiali tra di loro uniti, dalla parte in cui si ha il filetto di raccordo ai tubi di prolunga, per mezzo di un testina girevole munita di fori per il passaggio del fluido di raffreddamento della "corona". Dalla parte opposta il tubo interno è dotato di tubo di prolunga su cui è innestata una scarpa porta estrattore; il tubo esterno è dotato di un nipplo di raccordo e di una corona con inserti di carburo di tungsteno(widia).

La modalità di prelievo del campione di terreno si divide nelle seguenti fasi (valide sia che si usi il T1 oppure il T2)

Fase 1 Infissione a rotazione del tubo carotiere entro il terreno; il tubo carotiere è tenuto in guida, nella prima “manovra” da due morse idrauliche in dotazione alla macchina perforatrice che lo centrano rispetto all’uscita del codolo filettato (filetto conico 2”³/₈ API regular) della testa di rotazione.

Fase 2 Estrazione del tubo carotiere e suo bloccaggio tra le morse; si procede poi a e svitare la testa di rotazione dal tubo carotiere. Gli assistenti addetti, prendono il tubo carotiere e lo portano sugli appositi cavalletti per procedere all’estrusione del campione.

Fase 3 Estrusione da carotiere T1: si procede avvitando alla testa del carotiere una particolare testina che collega il carotiere ad una pompa per acqua ad alta pressione (max 60 bar). Si avvia poi la pompa che premendo da tergo vince l’attrito che il campione esercita con le pareti interne del tubo carotiere e ne permette l’estrazione dal tubo. Il campione viene poi recuperato e sistemato nelle casse catalogatrici in senso inverso a quello di uscita.

Fase 4 Prolungamento della batteria di aste: una volta svuotato il carotiere lo si reintroduce nel foro di sondaggio; se la testa della macchina perforatrice ha terminato la propria corsa si rende necessario prolungare la batteria di perforazione con un elemento detto “asta di perforazione” che nel nostro caso ha diametro 1500 mm ed è dotata di due raccordi filettati aventi lo stesso passo della tesa del carotiere uno maschio (da avvitare al carotiere) ed uno femmina da avvitare alla testa di perforazione. Si procede poi con la fase 1; al termine, quando il tubo carotiere è pieno si ritira la testa di perforazione in modo che la giuntura tra gli elementi (due aste o asta e carotiere) si trovi in posizione mediana tra le morse (due sovrapposte). Si bloccano poi le due parti con le morse e si ruota la morsa superiore (quella inferiore è fissa) in senso antiorario per facilitare lo bloccaggio degli elementi. Una volta sbloccati gli elementi si ruota la testa di rotazione in modo da svitare il superiore dall’inferiore. Una volta tolto l’elemento dalla linea della batteria di perforazione si procede alla stessa maniera fino al tubo carotiere per il quale valgono poi le fasi 2 e 3.

2.3.1 Prelievo del campione

Durante la perforazione, in presenza di particolari terreni di cui si vogliono testare le qualità in laboratorio la D.L. può richiedere il prelievo di un campione indisturbato.

L’attrezzatura per effettuare questa operazione consiste in una particolare testina che contiene un tubo campionatore (tubo di acciaio inox del diametro pari a 100 mm avente spessore 2 mm e lunghezza max di 600 mm).

Le fasi della lavorazione sono :

Fase 1 Rivestimento del foro: prima di inserire la testina nel foro questo va rivestito con tubi di rivestimento aventi un diametro maggiore sia rispetto alla testina di prelievo che al tubo carotiere; generalmente, per piccole profondità, il diametro dei tubi di rivestimento è di 127 mm; la loro lunghezza è di 1500 mm. I tubi di rivestimento somigliano con diametro maggiore al tubo carotiere T1 essi vengono infissi a rotazione nel terreno una volta sola e vengono poi ritratti al termine del sondaggio. L’infissione dei tubi avviene come per la Fase 1 del punto 2.2.1.1 solamente che al loro interno viene pompata acqua (per mezzo di un raccordo che passa attraverso la testa di rotazione) in modo da evitarne il riempimento. Una volta giunti alla quota desiderata si esegue una battuta di pulizia che tolga dal foro i materiali derivati dall’alesatura dello stesso.

Fase 2 Inserimento del campionatore e prelievo del campione: il campionatore è dotato di un codolo filettato dello stesso diametro delle aste (diam 62 mm) utilizzate come prolunga per la perforazione; l’inserimento nel foro del campionatore avviene come descritto nella Fase 4 del punto 2.2.1.1. Quando il campionatore è a fondo foro si immette acqua nella camera di estrusione; la pressione dell’acqua infigge il campionatore nel terreno, quando il campionatore è a fine corsa l’acqua va a scarico da un rubinetto posto in superficie. Terminata l’infissione si procede sfilando le aste (Fase 4 punto 2.3)

Fase 3 Smontaggio del tubo campionatore e suo ripristino: una volta ritirato il campionatore dal foro lo si appoggia su cavalletti in ferro e si procede a rimuovere il tubo campionatore dalla testina svitando le tre viti a brugola che li fissano insieme. Terminata l'operazione si posiziona un nuovo tubo campionatore e si fa rientrare (a mano, essendo scomparse tutte le pressioni in gioco) il pistone nel suo alloggiamento.

Fase 4 Impermeabilizzazione del campione: Il tubo campionatore pieno di terreno viene poi posizionato in verticale, ripulito dai detriti e, dopo avere preparato prima la faccia inferiore e successivamente quella superiore, impermeabilizzato con paraffina fusa in precedenza entro un apposito contenitore posto su di un fornello da cantiere.

2.3.2 Prova SPT

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica misurando il numero di colpi N necessari per l'avanzamento di un tratto che può essere diverso a seconda del tipo di prova (continua o discontinua) e di attrezzatura utilizzata (da penetrometro dinamico leggero a penetrometro dinamico super pesante).

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) d ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	M < 10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 < M < 60	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	M > 60	25

Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove discontinue con penetrometro dinamico tipo SPT (Super Pesante) avente le seguenti caratteristiche:

Massa Battente = 63,5 kg

Volata = 76 cm

Area punta = 20 cm²

La prova si esegue secondo le seguenti fasi:

- a) Approfondimento del tubo di rivestimento del sondaggio fino alla profondità raggiunta dal tubo carotiere
- b) Pulizia del foro con il tubo carotiere
- c) Inserimento nel foro dell'attrezzatura di prova che in terreni fini (come nel caso in esame) prevede l'uso del campionatore Raymond; si tratta di una particolare punta che porta all'estremità inferiore una scarpetta aperta che consente di estrarre il campione di terreno interessato dalla prova.

La prova consiste nel registrare il numero di colpi necessari per infiggere la punta di 15 cm nel terreno. La registrazione deve avvenire per tre intervalli consecutivi.

Il Numero di SPT è dato dalla somma dei due intervalli inferiori (il primo può essere interessato da terreni disturbati). Il Numero di colpi SPT viene poi utilizzato, assieme alle caratteristiche dello strumento per valutare la resistenza dinamica alla punta.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (d/N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,

- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Correzione N_{spt} in presenza di falda

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

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONAL RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.

Densità relativa(%)

- Meyerhof (1957).

Modulo Di Young (E_y)

- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Modulo di deformazione di taglio(G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.

Modulo di reazione (K₀)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato(M₀)

- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato -M₀ (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto Q_c/N_{spt}=1.5-2.0).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

2.4 Prove di laboratorio

I campioni estratti sono stati sottoposti a prove di laboratorio consistenti in:

2.4.1 Analisi granulometrica norma ASTM D422 e raccomandazioni AGI 1994

L'analisi granulometrica viene eseguita con una serie di almeno 10 setacci aventi diametro dei fori decrescente dall'alto al basso; la misurazione prevede l'inserimento del campione asciutto e sgretolato nel setaccio superiore e successiva vibrazione con tavola vibrante per un tempo conforme a determinare la separazione tra le varie classi granulometrica.

I risultati si diagrammano su di un grafico logaritmico riportando la percentuale in peso del trattenuto in un determinato diametro.

2.4.2 Limiti di Atterberg norma ASTM D4318 – Metodo A

I limiti di Atterberg sono prove necessarie per determinare la percentuale di umidità che rende il campione rispettivamente liquido (perdita totale di consistenza) e plastico (limite sotto il quale il campione assume comportamenti di rottura rigida).

Il Limite Liquido si ricerca bagnando il campione oltre il limite di saturazione riempiendone poi un contenitore di forma emisferica agganciato ad una camma che azionata batte il recipiente su di un basamento di bachelite.

Nel campione, quando viene inserito nel recipiente, si incide un solco con apposito attrezzo di forma normata. Si misurano poi i colpi per cui si ha la chiusura del solco. Si preleva poi il campione e si determina la percentuale di umidità presente mediante essiccazione e pesata prima e dopo l'essiccazione.

Il Limite Plastico si determina formando, con percentuali diverse di umidità nel campione, cilindretti di terreno che vengono poi rotolati su superfici di vetro finché non mostrano la presenza screpolature. Anche in questo caso si determina la percentuale di umidità per essiccazione e pesate.

La differenza tra limite Liquido e Limite plastico si definisce Indice Plastico che da l'idea della suscettività al rigonfiamento del terreno considerato; più è basso più il terreno è soggetto a variazioni importanti di volume per piccole variazioni dell'umidità naturale. Prima dell'inizio della prova si determina l'umidità naturale per verificare in quale stato si trovi il campione esaminato.

2.4.3 Prova di taglio diretto con scatola di Casagrande norma ASTM D3080

Questa prova si esegue per verificare l'angolo di attrito di picco del campione e l'eventuale presenza di coesione efficace.

La prova prevede l'utilizzo di campioni a forma di prisma a pianta quadrata di circa 1 cm di spessore che, in serie di 3, vengono sottoposti a consolidazione sotto pressioni di 100, 200 e 300 kpa e successivamente sottoposti a taglio puro dopo inserimento in una apposita strumentazione divisa in due metà, una fissa ed una mobile; la prova avviene in condizioni sature del campione. Un pistone a controllo elettronico produce una forza di taglio puro sul campione che si rompe sulla superficie preordinata determinata dal contatto tra i 2 contenitori del provino. La prova termina quando si hanno deformazioni molto grandi rispetto a leggeri o nulli incrementi della forza tangenziale.

I risultati si diagrammano poi su di un grafico aritmetico con assi definiti dalle pressioni tangenziali e normali (τ e σ). Il coefficiente della retta di taglio determina l'angolo di attrito mentre l'intersezione con l'asse delle τ mostra l'entità della coesione efficace (intrinseca del terreno).

2.4.4 Prova Edometrica ASTM (Metodo A)

La prova edometrica viene eseguita per determinare il comportamento di un campione di terreno sottoposto a un pressione incrementale.

Il campione viene inserito in una scatola in condizioni sature che ne impedisce l'espansione laterale. In questo modo la pressione applicata determina un assestamento delle particelle che formano il campione diminuendone l'indice dei pori causando una deformazione verticale. La prova fornisce risultati relativi alla compressibilità del campione, sulla permeabilità del terreno e sulla soglia di resistenza elastica (limite per cui le deformazioni non sono permanenti) del campione nonché sul suo comportamento in condizioni plastiche. La prova viene eseguita caricando il campione (tenendo conto della pressione di confinamento) con dieci intervalli di peso misurando la deformazione ($\epsilon = \Delta H/H_0$) diagrammandola con la pressione σ . Si hanno 7 intervalli di carico e 3 di scarico per definire la deformazione permanente.

2.5 Prove geofisiche:

2.5.1 Sismica – ReMI

Per misurare le velocità delle onde di taglio nei primi 30 m (V_{s30}) necessaria per la caratterizzazione geotecnica del terreno, secondo quanto richiesto dall'O.P.C.M. del 03/2003, si possono eseguire rilievi in foro di sondaggio meccanico con tecnica down hole se si dispone di un foro singolo o cross-hole fra due fori oppure prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali utilizzando geofoni orizzontali con opportune energizzazioni del terreno o tramite geofoni verticali acquisendo i segnali dei microtremori rifratti ambientali (sismica passiva).

Quest'ultima tecnica, nota con la sigla ReMI, permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde relative ai rumori sismici locali, rifratte alla superficie.

Nell'approccio teorico si utilizzano le onde superficiali di Rayleigh per la determinazione dei parametri di comportamento meccanico dei terreni a bassi livelli di deformazione, modulo di taglio e coefficiente di smorzamento, e si basa sulle proprietà dispersive che queste onde subiscono durante l'attraversamento di tali terreni.

Le onde di Rayleigh costituiscono un particolare tipo di onde superficiali che si trasmettono sulle superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo, e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione "P" e di taglio "S".

In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo dispersivo e vengono definite di pseudo-Rayleigh o di superficie.

La dispersione è una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza, le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde Rayleigh, Velocità/frequenza può essere convertito mediante opportuno software in profilo Velocità/profondità.

La metodologia permette di raggiungere livelli di profondità generalmente compresi fra 1/4 e 1/3 della lunghezza dello stendimento dei geofoni.

(Esempio: Profondità = Lunghezza stendimento = metri 120 = metri 30 → 40)

Lo studio analitico del metodo ReMI consente di operare favorevolmente in ambienti fortemente inquinati da rumori urbani e/o industriali.

Una volta determinate le velocità delle onde di taglio fino alla massima profondità raggiunta, si calcola una media pesata dei valori delle Vs di ogni strato per una profondità di 30 metri dal piano campagna e con tale parametro è possibile catalogare il sito nella classe di riferimento dell'ordinanza citata in precedenza.

Operativamente l'indagine sismica si esegue utilizzando 24 geofoni verticali con frequenza naturale di 10 Hz fissati al terreno ad intervalli regolari di 5 metri per una lunghezza complessiva dello stendimento pari a 115 metri.

I dati sono stati registrati mediante un sismografo StrataView Geometrics con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di circa 32 secondi.

Complessivamente sono stati registrati 10 files ad intervalli irregolari nell'arco di circa 1 ora di tempo.

L'elaborazione restituisce un grafico che riporta la curva della dispersione con un'immagine a colori che mostra i valori di lettura delle Velocità/frequenza ed il profilo delle velocità delle onde di taglio con l'indicazione della Vs30 calcolata, espressa in metri/secondo.

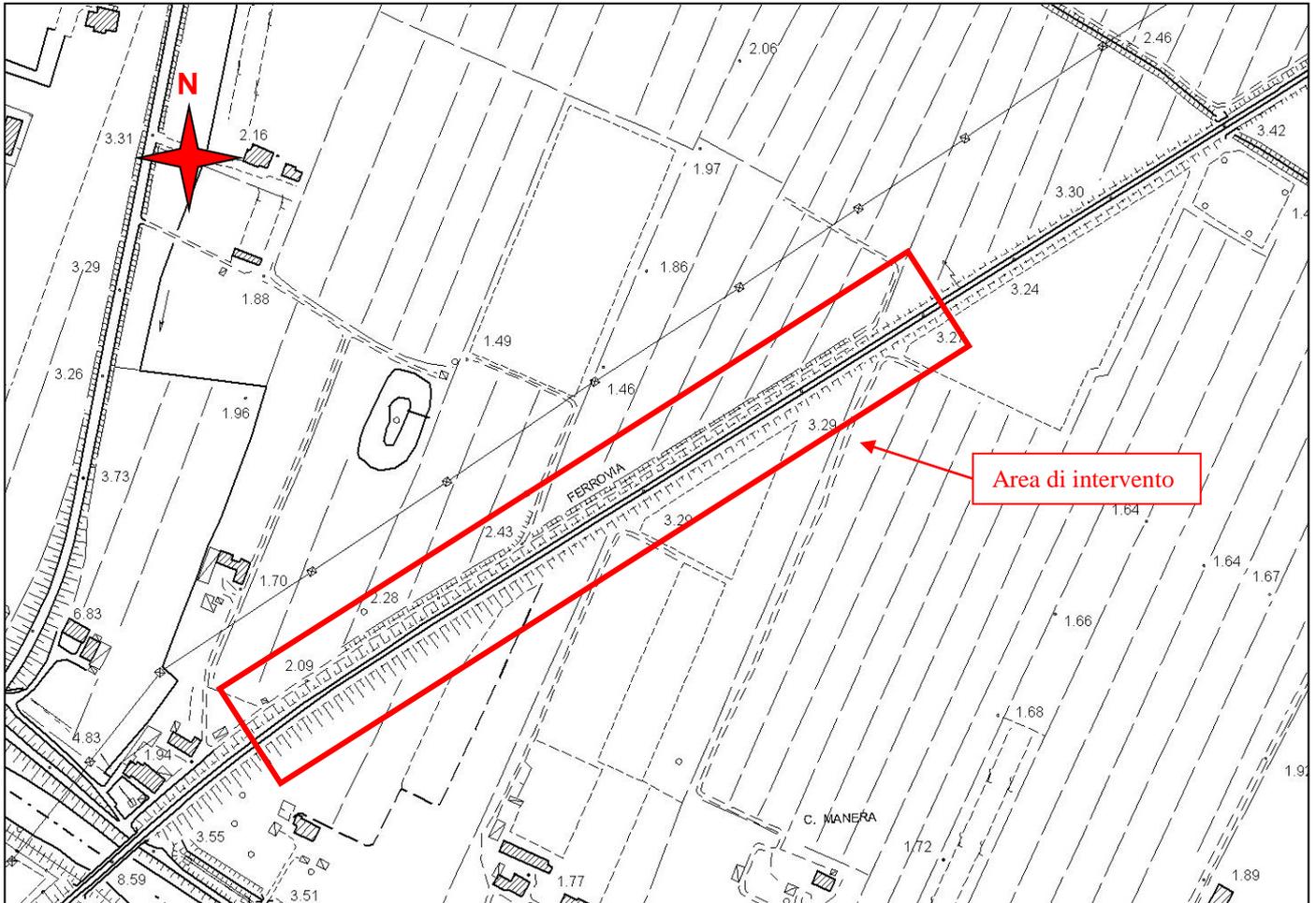
2.5.2 Tomografia Elettrica

La tomografia elettrica è un sistema che fornisce la resistività del suolo all'attraversamento di corrente elettrica. La strumentazione consiste in un misuratore di flusso elettrico in corrente continua tra due coppie di elettrodi via via più lontani (metodo Schlumberger). Con l'implementazione dei metodi digitali si è proceduto in maniera automatica allo spostamento della fonte di energizzazione utilizzando gli elettrodi sia per l'energizzazione che per la ricezione e si è passati alla registrazione delle misure in contemporanea su batterie di 72 elettrodi. Questo ha permesso di realizzare modelli di resistività

bidimensionali con la determinazione, per interpolazione, di aree a resistività equivalente. A resistività basse corrispondono terreni ricchi di acqua (generalmente argille) mentre a resistività alte corrispondono terreni drenati. Il metodo fornisce risultati di buona utilizzazione solamente con importanti differenze di resistività tra i diversi strati in condizioni di terreno non del tutto sature e per materiali con scarsità di inquinamento in frazione fine dei materiali più grossolani

3.0 Ubicazione

3.1 Ubicazione



Sito in esame.

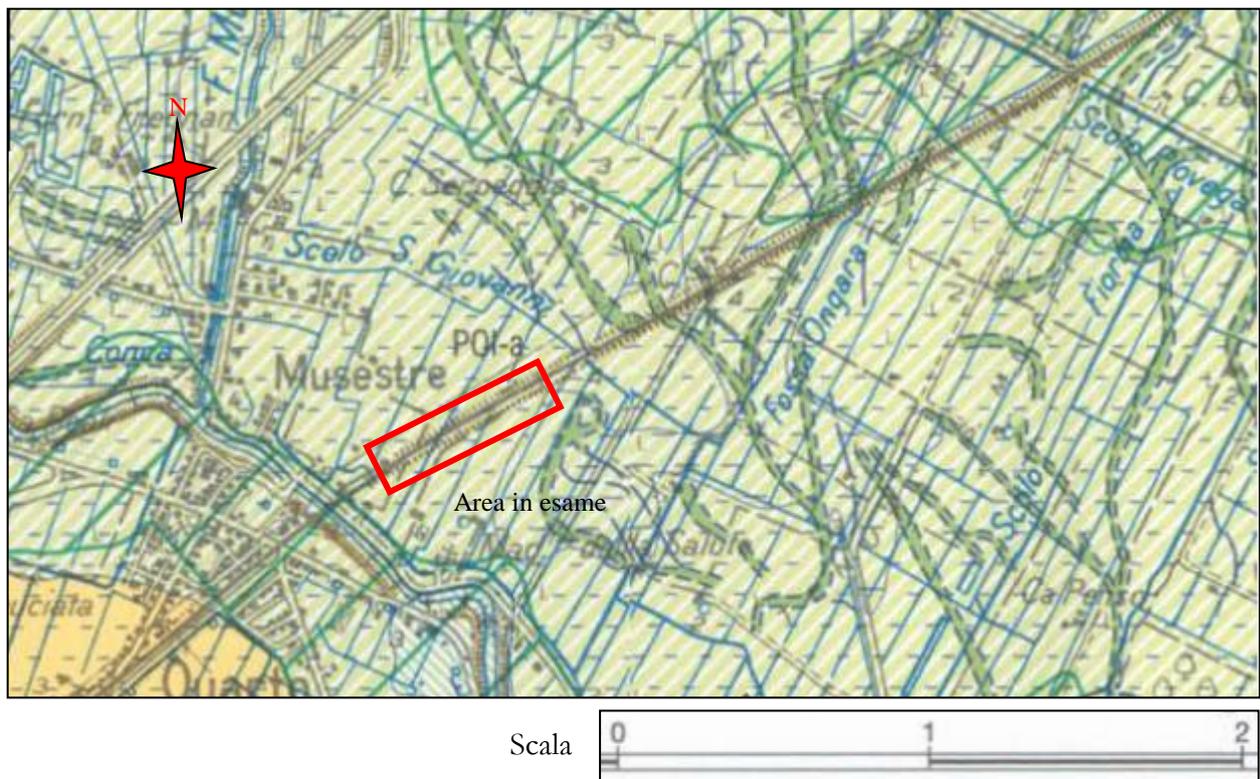
latitudine: 45,582896 [°]

longitudine: 12,378644 [°]

Fig. n° 3.1 – Ubicazione corografia dell'area tratta da CTR Regione Veneto Foglio 128010 – Quarto d'Altino scala 1:10.000 ingrandito alla scala 1:5.000

4.0 Stratigrafia e litologia

L'area in esame si trova entro la pianura veneta frutto dell'azione di deposizione sviluppata nel tempo dai corsi d'acqua alpini. In particolare due tra questi sono responsabili dell'accrezione di questa parte della pianura; si tratta del fiume Brenta e del fiume Piave. Questi corsi d'acqua hanno generato (a partire dal Pleistocene) potenti conoidi di deiezione (*megafan*) con spessori di ghiaia vicini agli 800 m che si sono depositate sui sedimenti marini della trasgressione tirreniana; in particolare le megafan del Brenta e del Piave (megafan di Nervesa) si sono giustapposte con reciproche interferenze. Nella depressione creatasi tra loro si è successivamente sviluppato il Fiume Sile. Durante la parte più recente della storia deposizionale (ultimi 18.000 anni) con l'arretramento della linea di costa avutosi al termine dell'ultima glaciazione, la parte distale delle conoidi ha visto la deposizione di terreni più fini con granulometrie che variano da argilla a sabbia media e fine. Quanto sommariamente descritto si può verificare entro l'estratto della Carta Geologica d'Italia scala 1:50.000 foglio 128 Venezia in fig. 4.1



Scala

Legenda

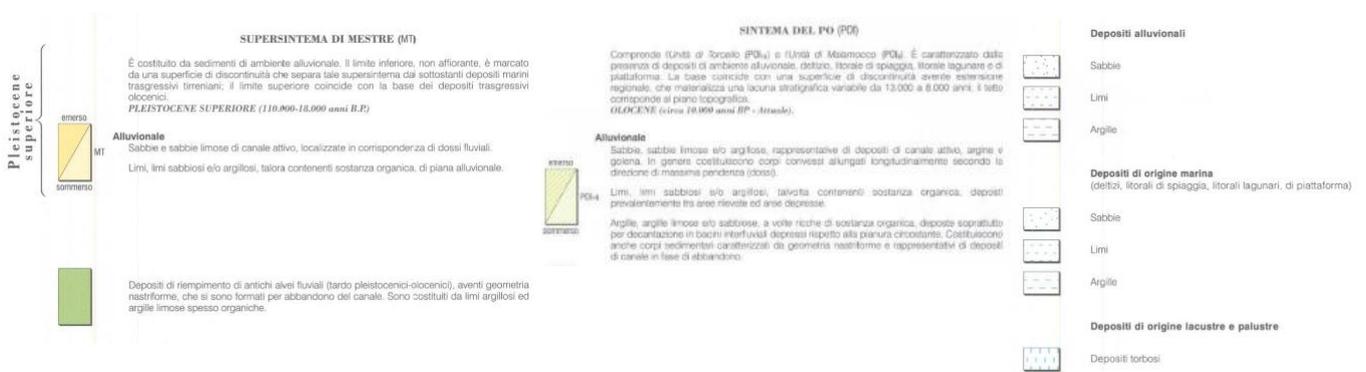


Fig.4.1 Estratto dalla Carta Geologica d'Italia scala 1:50.000 – Progetto CARG – Foglio 128 Venezia ingrandita alla scala 1:25.000

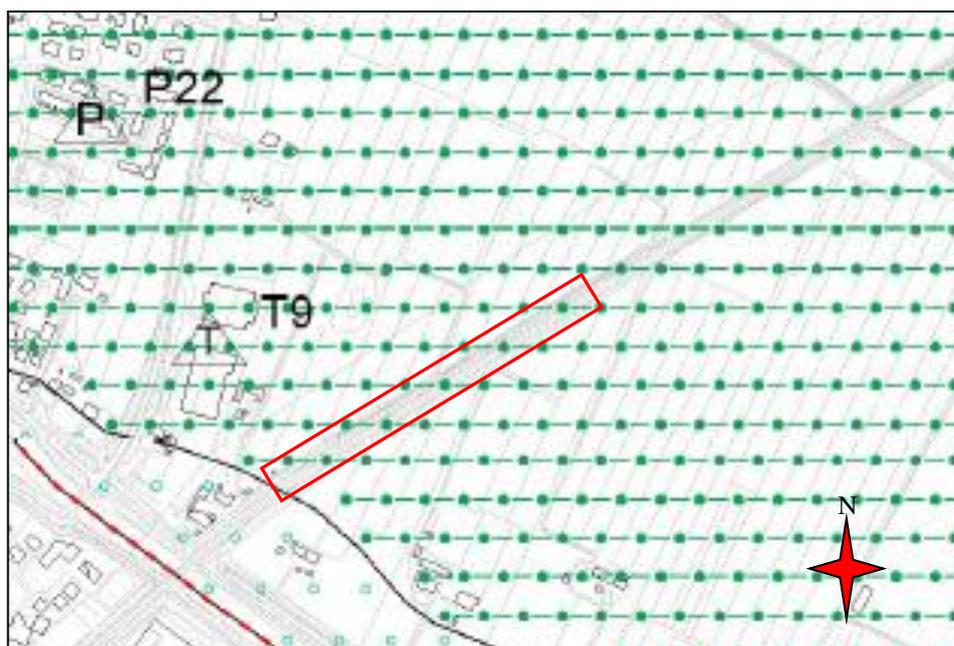
Nell'area in esame si rinvencono terreni del Sintema di POI₉ (Unità di Malamocco – corrispondente al Subsintema di Ravenna nel foglio 223) che tra quelle che formano il Supersintema del PO è quella più recente; essa si rinviene sia in ambiente emerso che sommerso con tutte le facies intermedie tra quelle fluviali, quelle marine e di transizione.

I sedimenti che la compongono in area emersa sono dati da argille limose, limi argillosi e sabbiosi e sabbia fine e media. L'Unità è disconforme su quella di Mestre (POI₈) ed è separata da questa da un livello costituente un paleosuolo cementato (caranto) che si rinviene, con spessori variabili da 2 cm a 2 metri, in tutta l'area del foglio Venezia.

Lo spessore indagato è risultato formato da terreni di tutte le granulometrie richiamate in precedenza con la prevalenza di sabbia limosa e sabbia media e fine alternata con strati costituiti da terreni a tessitura fine e finissima (limo argilloso e argilla limosa). All'interno degli strati sabbiosi si possono rinvenire lenti discontinue di materiali fini e finissimi. Nella successione sono presenti anche, in misura minore, e distribuzione discontinua, terreni aventi una alta percentuale di materiale organico.

Da una analisi della Carta geolitologica allegata al P.A.T. del Comune di Roncade si verifica che la litologia superficiale, come anche evidenziato dal Modello stratigrafico di allegato 11, è costituita da terreni di natura limoso argillosa (vedi fig.4.2 – estratto dalla Carta Geolitologica del P.A.T. di Roncade a cura del Dott. Geol. Filippo Baratto).

Fig.4.1 Estratto dalla Carta Geolitologica scala 1:15.000 – allegata al P.A.T. del Comune di Roncade ingrandita alla scala 1:10.000 a cura di Dott. Geol. Filippo Baratto



Legenda

MATERIALI ALLUVIONALI, MORENICI, FLUVIOGLACIALI, LACUSTRI, PALUSTRI E LITORALI



Materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa

Dall'analisi del Modello Stratigrafico ottenuto dalla correlazione tra prove CPT e Prove CPTU, con il controllo della litologia effettuato mediante i sondaggi a carotaggio continuo, si possono formulare le seguenti osservazioni:

- 1) Le interpretazioni delle prove trovano una buona corrispondenza con i livelli rilevati dal sondaggio, fatte salve le normali differenze di spessore che si hanno a causa del disturbo dei campioni (p.es “allungamento” delle argille sovra consolidate, perdita di spessore di terreni poco consistenti al passaggio da sabbie addensate ad argille tenere etc. etc.).

- 2) Il sottosuolo è costituito da alternanze tra terreni grossolani e terreni fini e finissimi in strati abbastanza continui alla scala dell'area indagata. La distribuzione degli strati è abbastanza omogenea.
- 3) Lo sguardo d'insieme sulla successione stratigrafica evidenzia immediatamente 3 situazioni differenti che, partendo da SO si possono posizionare rispettivamente tra la CPTU 0 e la CPT 2; tra la CPTU 2 e la CPT4 e oltre la CPT 5 fino al termine della lunghezza indagata.
- 4) Nello specifico si nota che nel primo settore (CPTU 0 – CPT2) si ha un forte spessore di sabbia da medio fine limosa a grossolana dotata di addensamento da buono a ottimo (soprattutto nella parte più superficiale dello strato - circa 7,60 m di spessore) che si suddivide in tre strati più sottili, comunque di spessore pluridecimetrico, che vanno assottigliandosi verso NE.
- 5) La zona compresa tra la CPTU 2 e la CPT 4 vede un notevole aumento dei materiali fini e finissimi a scapito degli spessori dei materiali a tessitura più grossolana, con un massimo nella CPT 3 in cui il rapporto tra gli spessori cumulativi di sabbia e argilla è di 1 a 4. Nella CPT 3 gli strati di spessore più elevato, costituiti da materiali fini e finissimi si rinvengono in superficie (spessore circa 4,0 m) e tra 10,0 m e 17,0 m dal p.c.
- 6) Come si è detto a partire dalla CPT 5 si ha una progressiva diminuzione degli spessori costituiti da materiali fini con corrispondente aumento di quello degli strati sabbiosi con un massimo di circa 10 m continui nella CPT 8.
- 7) Nella successione sono presenti livelli di terreni fini ricchi di materia organica in genere di spessore molto limitato e presumibilmente assai discontinui; nel Modello Stratigrafico se ne evidenziano 2, uno superficiale rilevato dalle prove CPT3 e CPTU3 ed uno più profondo (a circa 11,0 m di profondità) rilevato nella sola CPT3.
- 8) Si nota inoltre che solamente in rari casi i sedimenti sabbiosi presentano una bassa percentuale di sedimenti fini e finissimi. Questa caratteristica riduce i contrasti di resistività dei terreni diminuendo l'efficacia delle indagini elettriche (vedi Allegato 9) che comunque trovano una discreta correlazione con gli andamenti interpretati dalle prove.

Da quanto riportato in precedenza si può dedurre che la sezione indagata in tempi passati (ultima glaciazione ?) era interessata da corsi d'acqua con energia di trasporto elevata che divagavano nella pianura ma che in questa zona manifestavano due direttrici distinte con direzione circa NO – SE; Tra le due aste fluviali principali si aveva l'interposizione di una zona di intercanale dove si deponavano solamente terreni fini (probabilmente di tracimazione) e si aveva sviluppo di vegetazione palustre (molto localizzata).

I dati relativi alle prove CPT, CPTU ed ai sondaggi eseguiti sono oggetto degli allegati da 1 a 6.

5.0 Inquadramento geotecnico

Negli allegati 1 ÷ 6 sono riportati i dati rilevati in campagna, le elaborazioni dei parametri geotecnici eseguite con il programma di calcolo automatico Static Probing, le tabelle riassuntive delle prove CPT e CPTU nonché le stratigrafie dei sondaggi, le elaborazioni delle prove in foro e di laboratorio.

Il Modello geotecnico che se ne ricava vede la successione suddivisa in 16 Unità geotecniche omogenee ricavate calcolando per ogni Unità le medie pesate elaborate poi statisticamente per ricavare i parametri prossimi alla media (parametri caratteristici) richiesti dalla Normativa.

La determinazione del valore dei parametri meccanici associati a ciascuno strato avviene, secondo quanto richiesto dalle NTC, considerando tutte le prove e, per ogni unità geotecnica definita, utilizzando valori vicini alla media; convenzionalmente tale elaborazione avviene considerando come valore caratteristico (X_k) il 5° frattile della distribuzione dei valori medi di ogni intervallo (5° frattile della media) con il metodo di Cox.

Corrispondente ad una distribuzione log normale della curva Gaussiana e rappresentabile con la seguente relazione:

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$$

Con

\bar{Y} = valore medio del dataset con distribuzione log-normale
 z = distribuzione normale standardizzata
 t = distribuzione di Student ad n-1 gradi di libertà
 S è la deviazione standard del campione
 N numero dei dati.

Per parametri meccanici facenti capo a terreni dotati di comportamento granulare si deve fare riferimento ad una distribuzione della media che rispetti la seguente relazione:

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

Con:

μ = valore ricercato

per tutti gli altri termini valgono le descrizioni fornite per la formula precedente.

I valori caratteristici così calcolati sono quelli che vengono utilizzati per le valutazioni del comportamento del terreno in quei processi che coinvolgono volumi elevati dello stesso; per fenomeni che coinvolgono volumi piccoli di terreno (p.es. slittamenti) il valore considerato è semplicemente il 5° frattile della distribuzione Gaussiana dei valori di una determinata unità geotecnica.

Quanto riportato è riferito ai parametri da utilizzare nelle verifiche degli SLU (sia statici che dinamici); nelle verifiche degli SLE (sia statici che dinamici) i parametri geotecnici caratteristici calcolati fanno riferimento alla media dei valori per quello strato e valgono per tutta l'area di indagine.

Il Modello proposto indica due valori sia per la coesione non drenata che per l'angolo di attrito efficace in quanto i valori "grandi" sono necessari per valutare il comportamento dei terreni agli Stati Limite Ultimi che coinvolgono volumi grandi di terreno. Per il calcolo degli SLU relativi a verifiche che interessano porzioni locali del terreno si devono utilizzare i parametri caratteristici elaborati per "piccoli volumi" di terreno.

Le caratteristiche di resistenza dei terreni aventi comportamento pseudo coesivo sono in generale da buone a ottime con coesione non drenata che presenta valori caratteristici superiori a 1 kg/cm² nelle prime tre Unità. A partire dall'Unità 5 i valori diminuiscono attestandosi in un range tra 0,52 kg/cm² e 0,82 kg/cm². In questo quadro generale si hanno valori localizzati (Unità 1b, 5b e 8) da molto bassi (rispettivamente 0,17 kg/cm² e 0,23 kg/cm² nelle Unità 1b e 5b a molto alti (4.05 kg/cm² nell'Unità 8).

Come accennato in precedenza i valori più scarsi si trovano localizzati tra la CPT 3 e la CPTU3

I terreni granulari sono prevalenti soprattutto alle estremità occidentale e orientale del sito e sono dotati tutti di buon addensamento quando non prevalga la componente limosa (peraltro in casi molto rari) e angolo di attrito efficace caratteristico compreso tra 29° e 35°

I Moduli elastici caratteristici dei terreni coesivi rientrano in un range compreso tra 49,39 kg/cm² e 71,57 kg/cm² con eccezione dei soliti strati 1b e 5b che presentano Moduli elastici caratteristici bassi (28,3 kg/cm² e 39,82 kg/cm²). I terreni granulari presentano invece Moduli elastici assai elevati con valori sempre superiori ai 200 kg/cm².

La permeabilità dei terreni incontrati calcolata sia con il programma Static Probing che derivata dalle prove Lefranc e di dissipazione da CPTU indica per i terreni fini range compresi tra 1 x 10⁻⁶ e 1 x 10⁻¹¹ cm/sec con i valori inferiori situati in corrispondenza dei terreni più scadenti. Nei terreni granulari la permeabilità sia attesta su valori molto più elevati compresi tra 1 x 10⁻⁴ e 1 x 10⁻³ cm/s.

Nella tabella 1 si presenta il modello geotecnico del terreno (riportato anche in allegato 12) mentre in tabella 2 si presentano i valori delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni rilevate dalle prove di laboratorio; in quest'ultima tabella i valori di k sono dati in m/s.

Modello Geotecnico										
UNITA'	γ	γ_{sat}	c_{up}	c_{ug}	Φ_p	Φ_g	M_0	K	C	Crm
	kg/cm ³	kg/cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²	drg	drg	kg/cm ²	cm/sec	k	k
Unità 1	1.99	2.07	0.45	0.68			49.39	1x10 ⁻⁷	0.11372	0.01429
Unità 1b	1.74	1.82	0.15	0.17			28.3	1x10 ⁻¹¹	0.33433	0.08692
Unità 2	2.15	2.24	0.97	1.48			74.64	1x10 ⁻⁶	0.04238	0.004626
Unità 3	2.16	2.25	0.86	1.27			71.57	1x10 ⁻⁸	0.072249	0.008134
Unità 4	1.91	2.17			30	35	208.92	5x10 ⁻³	0.018255	0.001886
Unità 5	1.89	1.98	0.38	0.57			47.33	1x10 ⁻⁸	0.066057	0.006297
Unità 5b	1.8	1.88	0.19	0.23			31.82	1x10 ⁻⁹	0.108646	0.00295
Unità 6	1.81	2.01	0.54	0.81			50.19	1x10 ⁻⁷	0.040975	0.005317
Unità 7	1.98	2.2			28	31	239.06	1x10 ⁻⁴	0.0949	0.002635
Unità 8	2.13	2.27	3.19	4.05			250.8	1x10 ⁻¹⁰	0.096985	0.016813
Unità 9	2.04	2.23			27	32	213.66	6x10 ⁻⁴	0.029412	0.003829
Unità 10	1.94	2.02	0.55	0.82			54.08	1x10 ⁻⁹	0.075065	0.008894
Unità 11	1.91	2.19			27	29	226.22	1x10 ⁻³	0.09566	0.00166
Unità 12	1.93	2.01	0.44	0.52			50.45	1x10 ⁻⁶	0.014204	0.001847
Unità 13	1.9	2.2			28	30	271.15	1x10 ⁻³	0.094385	0.01505
Unità 14	1.93	2.05	0.67	0.68			57.55	2x10 ⁻⁷	0.013932	0.001811
γ	peso di volume naturale									
γ_{sat}	peso di volume saturo									
c_{ug}	Coesione non drenata (g = grande, p = piccola)									
Φ_g	angolo di attrito efficace (g= grande, p= piccolo)									
M_0	Modulo elastico									
K	Permeabilità									
C	Fattori di compressibilità									
Crm										

Tabella 5.1 Modello geotecnico del terreno

Tabella Comparativa Prove di laboratorio													
Campione	Profondità	γ	γ_{eff}	w	L.L.	L.P.	I.P.	C_v	K	CR	RR	c'	φ'
		Mg/m ³	Mg/m ³	%	%	%	%	k	m/s	k	k	kPa	drg
S1C1	10.6 m	1.87	0.93	25.8	49	20	30	1.24×10^{-3}	1.30×10^{-10}	0.094	0.0192	1.35	23
S1C2	14.50 m	1.94	0.94	29.6	60	21	40	1.15×10^{-3}	1.86×10^{-10}	0.146	0.0706	16.65	25
S1C3	16.00 m	2.01	1.03	22.3	47	19	28	1.27×10^{-3}	1.26×10^{-10}	0.086	0.0213	25.81	25
S2C1	1.25 m	1.94	0.99	23.8	53	22	31	1.06×10^{-3}	2.02×10^{-10}	0.123	0.0261	12.56	23
S2C2	10.65 m	1.88	0.89	33.2	60	22	38	1.00×10^{-3}	2.60×10^{-10}	0.252	0.0674	12.5	24
S2C3	19.60 m	1.85	0.89	30.8	50	21	29	2.12×10^{-3}	7.30×10^{-10}	0.44	0.0297	21.81	24

Tabella 5.2 Comparazione tra i dati rilevati dalle prove di laboratorio

6.0 Inquadramento Geomorfologico ed Idrologico

6.1 Geomorfologia

L'area oggetto di intervento è situata in una zona dove l'azione antropica ha prodotto importanti variazioni del piano di campagna, abbiamo infatti la strada di servizio che segue il piede del rilevato (lato monte) ad una quota compresa tra i 2,1 m ed i 3,0 m mentre il piano di campagna si trova a quote comprese tra 1,7 m e 2,0 m. Comunque date le quote e la distanza spaziale dal piede della catena montuosa si può inserire l'area entro un contesto di bassa pianura.

Nel caso specifico l'area compresa nella zona centrale del settore indagato (vedi fig.6.1), a N del rilevato ferroviario, ha il piano di campagna che si trova alle quote citate precedentemente poiché in recente passato è stata oggetto di attività estrattiva con un polo in argilla e successivamente risistemata a coltura agraria.

La pendenza del piano di campagna si sviluppa comunque da ENE verso OSO per raccordarsi con la riva del fiume Sile che si trova nella bassura presente tra le megafan di Brenta (lato destro del Sile) e Piave di Nervesa (lato sinistro del Sile)

Considerando un'area più vasta si possono individuare nella pianura forme relitte con andamento NO – SE derivate dall'azione fluviale del fiume Piave (cfr fig. 4.1 e vedi carta morfologica elaborata da foto aerea in fig. 5.1)

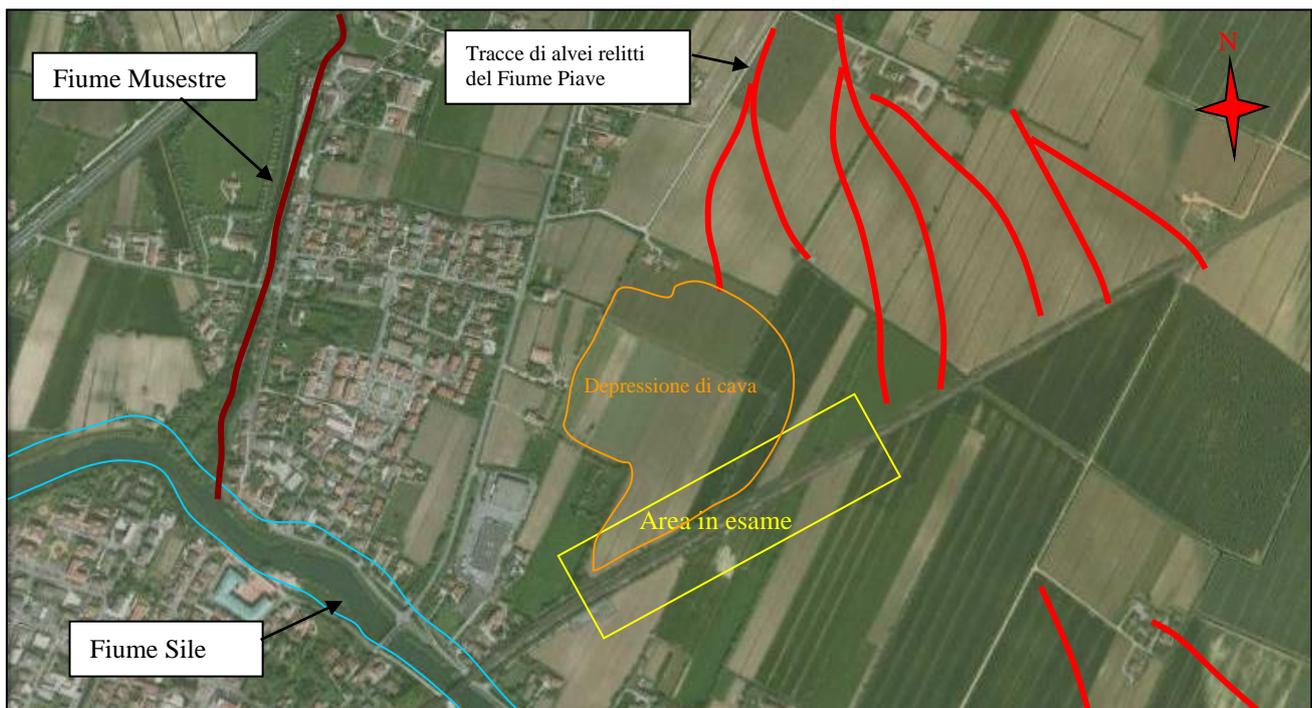


Fig.6.1 Carta morfologica non in scala, estratto da foto satellitare prelevata dal sito Google Earth

Quanto riportato trova conferma negli elaborati del PAT di Roncade di cui si riporta un estratto in fig. 6.2

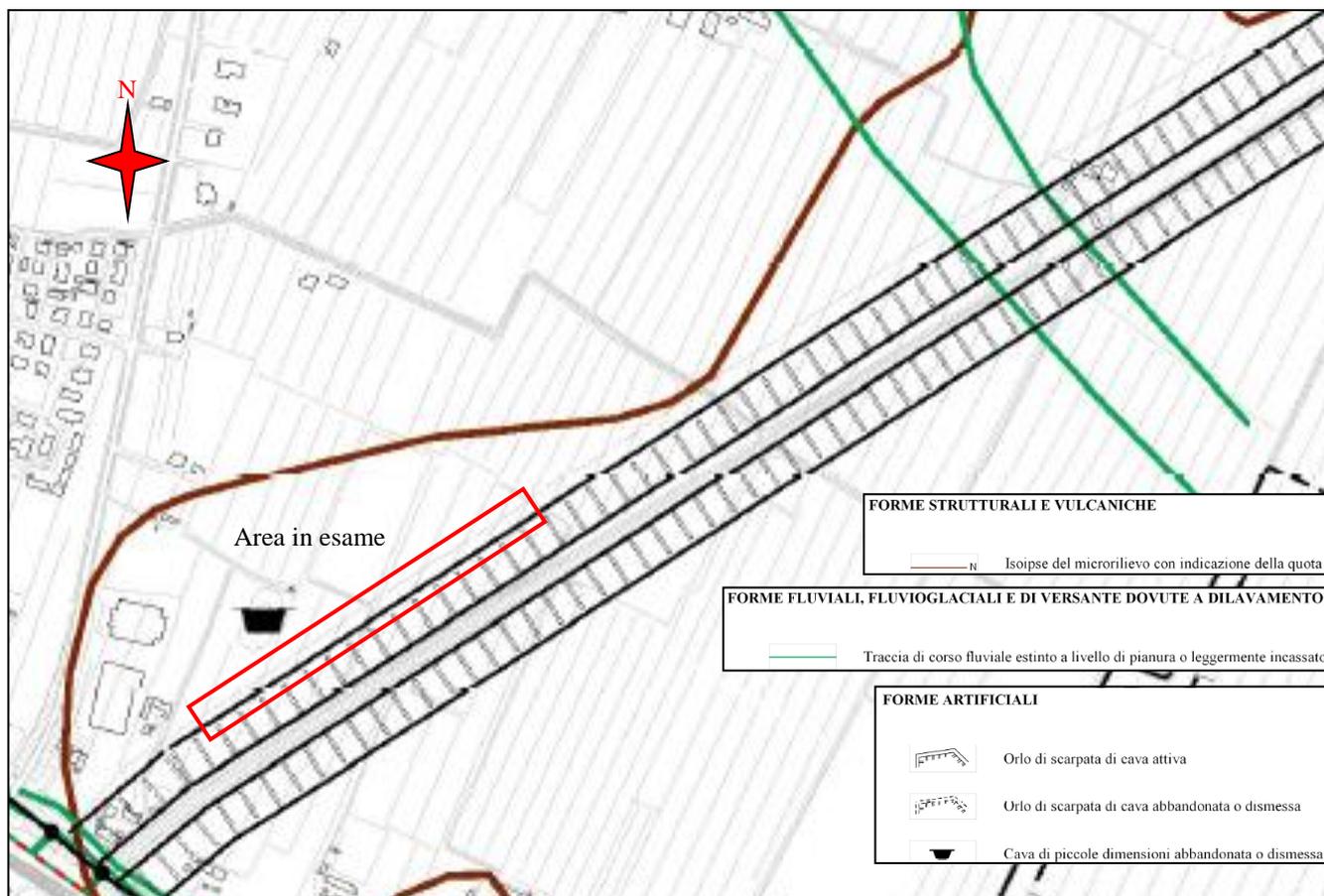


Fig.6.2 Estratto dalla Carta geomorfologica allegata al P.A.T. del Comune di Roncade in scala 1:15.000 ingrandita alla scala 1:10.000 a cura del Dott. Geol. Filippo Baratto.

La superficie di falda è stata misurata nei fori di prova durante la campagna di prove CPT a circa 2,30 m di profondità ma, successive misure nei tubi piezometrici hanno indicato il livello a - 1,60 m da piano strada di servizio, questo dopo un periodo relativamente piovoso (termine del mese di Luglio 2014 – inizio Agosto 2014) in contrasto con l'andamento stagionale derivante dalle medie degli anni dal 1961 al 1991 (stazione di Treviso) riportato in fig. 6.3.

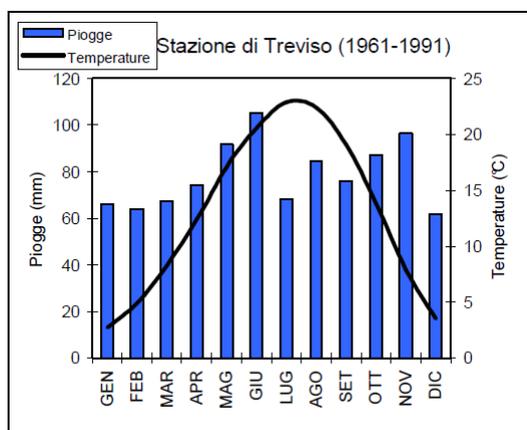


Fig.6.3 Estratto dalla Relazione geologica allegata al P.A.T. del Comune di Roncade a cura del Dott. Geol. Filippo Baratto.

Il livello della falda è comunque in linea con quanto riportato nella Carta Idrogeologica del P.A.T. che indica per l'area una soggiacenza di circa 1,50 m (isofreatica a quota assoluta di 0,5 m e piano di campagna a circa 2,0 m) nel Maggio del 2003. La direzione della falda ha andamento da NO verso SE vedi fig. 6.4.

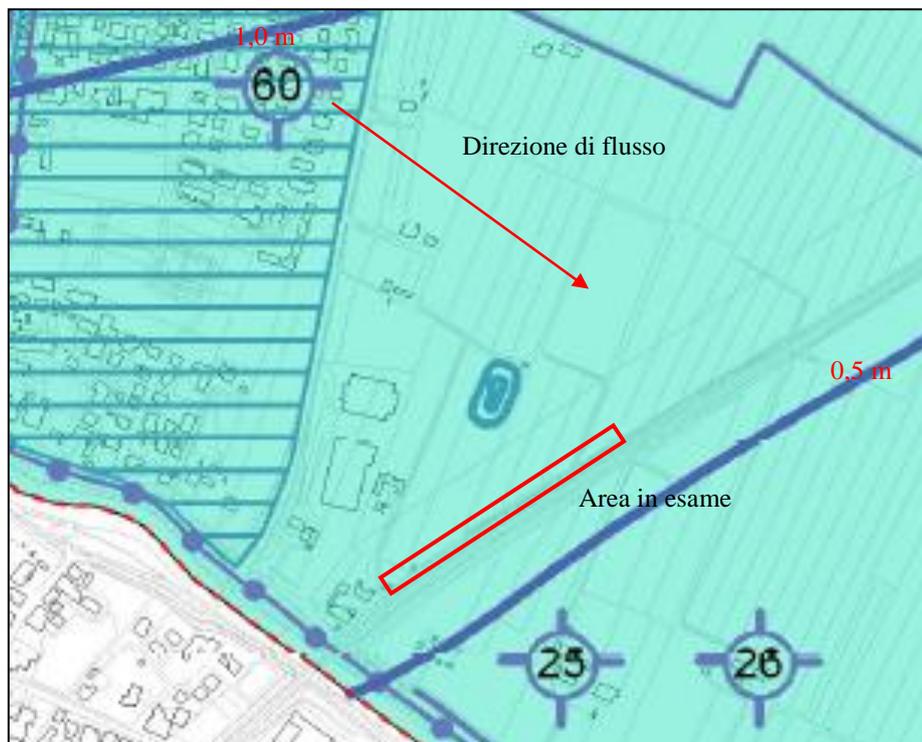


Fig.6.4 Estratto dalla Carta idrogeologica allegata al P.A.T. del Comune di Roncade in scala 1:15.000 ingrandita alla scala 1:10.000 a cura del Dott. Geol. Filippo Baratto.

La permeabilità dei terreni superficiali è bassa nell'ordine, come si è visto in precedenza di 1×10^{-8} cm/sec, ciò se da un lato è bene in quanto si ha una barriera all'infiltrazione, quindi protezione della falda da eventuali inquinanti, dall'altro, visto l'andamento morfologico del sito può dare rischio di allagamenti per deflusso impedito (soprattutto nella bassura a N dell'area in esame (residuo di un polo in argilla dismissed)).

Osservando la stratigrafia scaturita dall'elaborazione dei dati rilevati in campagna si può ipotizzare la presenza di falde in leggera pressione negli strati granulari situati a circa - 12,5 m e a circa - 17,0 m.

L'idrologia superficiale vede come elementi principali il fiume Sile ed il fiume Musestre che scorrono rispettivamente a Occidente e a Settentrione rispetto all'area in esame. Tali elementi non renderebbero la zona a rischio idraulico se il piano di campagna fosse alla quota originaria; in questa situazione morfologica invece l'area è a moderato rischio idraulico per i motivi detti in precedenza e per lo scarso deflusso fornito dalla sua morfologia. L'area non rientra tra quelle esondabili (come riportato nella Carta del rischio idraulico riportata nel P.A.T. del Comune di Roncade, tuttavia per quanto riportato in precedenza può avere nelle sue vicinanze aree soggette ad allagamento per deflusso scarso o impedito delle acque superficiali.

Dal punto di vista dell'amplificazione sismica derivata da fattori morfologici l'area è inquadrabile nella categoria T1 della classifica proposta al Cap.3 del NTUC 2008.

7.0 Inquadramento Sismico

Il quadro tettonico che caratterizza l'area veneziana non presenta strutture di rilievo ma è in relazione con tre zone strutturali con lineamenti aventi direzioni estremamente diverse tra loro, le tre zone sono:

Zona dalla linea Schio Vicenza alla zona pedemontana alpina e friulana; distante poche decine di chilometri dall'area in esame è sede di sovrascorrimenti S vergenti aventi direzione circa E – O che possono dare sismi di intensità distruttiva ($M \geq 6.0$).

Margine appenninico padano distante circa 50 km con sovrascorrimenti e pieghe N vergenti aventi direzione da SE verso NO che possono dare sismi di intensità compresa tra M 5.6 e M 6.0.

Zona slovena occidentale; distante un centinaio di km con strutture a pieghe e sovrascorrimenti O vergenti ed aventi direzione NNO – SSE con sorgenti sismo genetiche che possono dare sismi di intensità distruttiva.

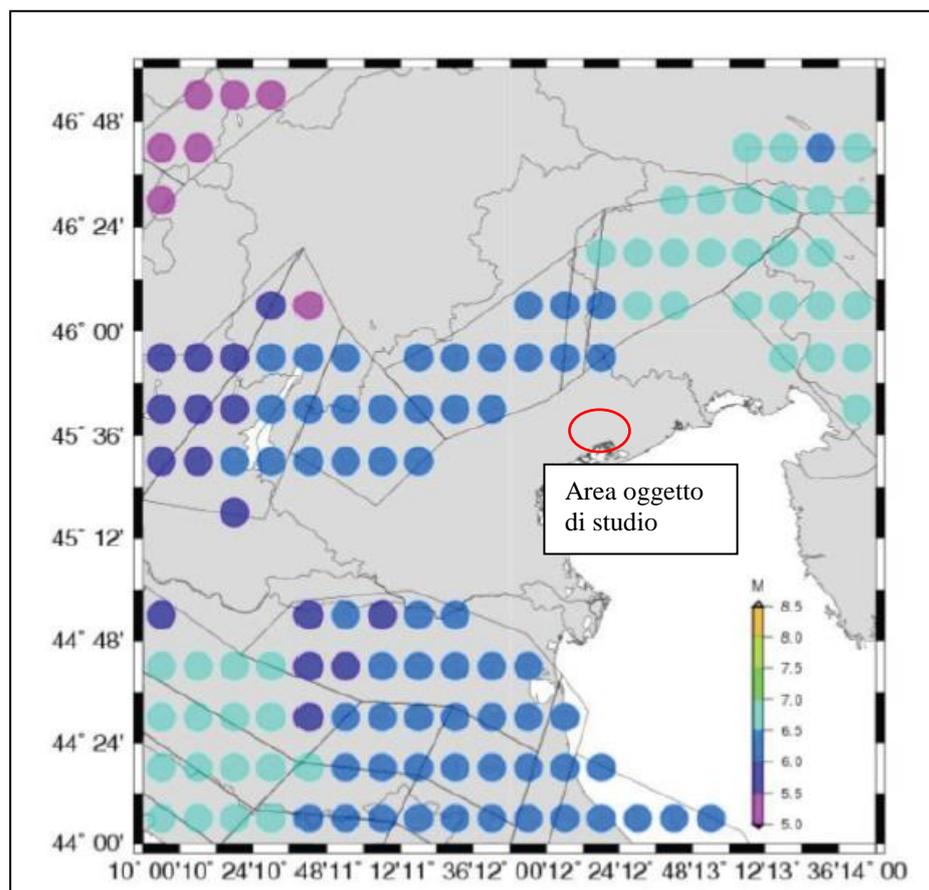


Fig.7.1- Carta delle Sorgenti Sismiche – estratto da Pericolosità sismica nella Regione Veneto mediante approccio deterministico (Boaga, Illiceto Vaccari e Panza 2008)

Come si può verificare nella fig. 6.1 le sorgenti sismiche nell'area trevisano friulana (quelle che più direttamente possono influire sulla nostra zona di studio sono comprese tra eventi di magnitudo compresa tra 6.0 e 6.5.

Nel periodo storico la città di Venezia è stata soggetta a sismi che hanno avuto anche effetti rovinosi come quelli riportati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Storici (Boschi et alii 1995 e

1997) che nel 200 d.c. hanno interessato l'area veneziana e, soprattutto quelli che nel XII secolo hanno interessato Venezia stessa come si evince anche dalla Carta dei Sismi storici di fig. 7.2

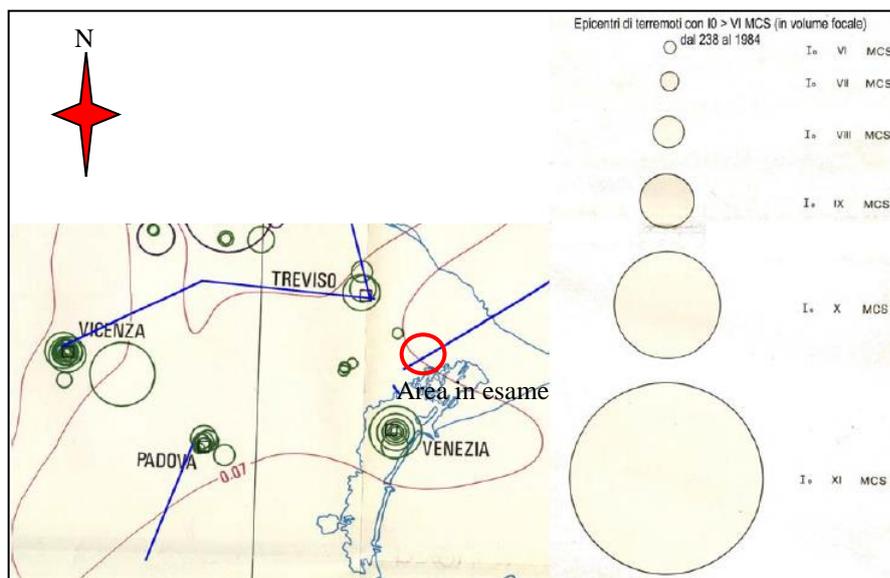


Fig.7.2- Sismi storici – estratto dalla Relazione geologica allegata al P.A.T. dell'area metropolitana di Padova (Vorlicek, Tognon e Viero 2006)

In base a queste poche osservazioni ed all'analisi dell'elenco dei comuni classificati sismici dal O.P.C.M 3519 del 03/2003 e successive modificazioni si rileva che il Comune di Quarto d'Altino (più prossimo all'area in esame rispetto a quello di Roncade in cui amministrativamente ricade l'area) è stato classificato sismico di III[^] categoria (rischio basso).

L'accelerazione massima aspettata al suolo è compresa tra 0,075 e 0,10 g - vedi anche fig. 6.3

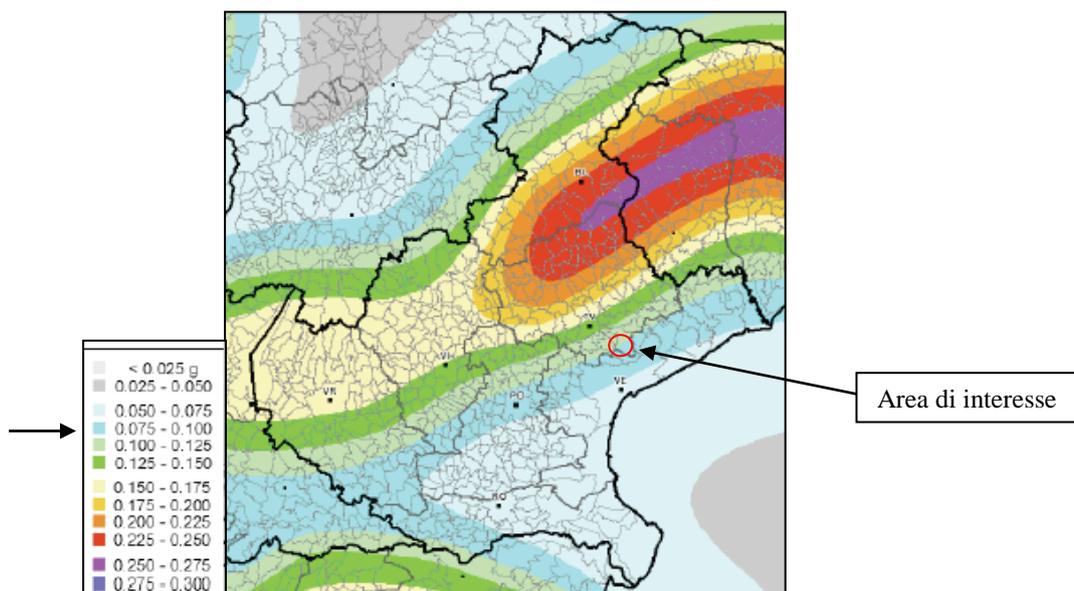


Fig.7.3- Carta delle della Amax aspettate – estratto da Pericolosità sismica nella Regione Veneto mediante approccio deterministico (Boaga, Illiceto Vaccari e Panza 2008)

Per la definizione dei parametri sismici occorre verificare, possibilmente in maniera diretta, la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di spessore; in questa sede si è utilizzato un metodo speditivo consistente nell'esecuzione di una prova ReMI (vedi Allegato 9) che ha fornito per la zona in questione una Vs pari a 258 m/s; questo valore della Vs30 permette di inserire l'area

tra quelle che nella Classifica riportata nel NTUC 2008 è definita come di tipo C “ *terreni coesivi mediamente consistenti e terreni granulari mediamente addensati con velocità V_s 30 compresa tra 160 e 360 m/s*”.

In base a questo dato si sono ricercati i parametri sismici dell'area per mezzo della rete nazionale di punti caratterizzati dall'INGV

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	12083	45,579490	12,348440	2380,9
Sito 2	12084	45,580150	12,419780	3215,9
Sito 3	11862	45,630150	12,418900	6116,8
Sito 4	11861	45,629490	12,347460	5720,8

Tabella 7.1 – Siti di riferimento

In allegato 4 si riportano gli spettri generici caratteristici del sito in relazione ai diversi Stati limite e le variazioni dei diversi coefficienti necessari per una completa analisi dei parametri sismici.

8.0 Osservazioni sulla struttura del muro di contenimento

Lungo parte del rilevato, in corrispondenza della zona più elevata, si ha un muro di contenimento in cls; questo manufatto è stato indagato con un sondaggio inclinato di circa 30° della profondità di 4,0 m e con un sondaggio orizzontale eseguito con carotatrice a corona diamantata. I risultati del sondaggio si possono verificare nell'Allegato 6 (sondaggio S2 inclinato); la successione incontrata si può riassumere così:

- da 0,00 m a - 0,60 m Terreno di riporto antropico grossolano in matrice limoso sabbiosa
- da - 0,60 m a - 1,50 m Conglomerato cementizio fortemente alterato.
- da - 1,50 m a - 4,50 m Terreni naturali (Limo fino a - 3,0 m)

Riportando alla verticale le misure registrate si hanno 0,50 m di riporto antropico e il piano di fondazione del muro posto a - 1,35 m dal p.c. attuale.

Il sondaggio orizzontale ha incontrato il terreno del terrapieno dopo 0,40 m di perforazione misura rilevabile anche in testa muro dimostrando che il paramento verticale ha spessore costante.

9.0 Conclusioni

Dalle prove eseguite nell'area e dalla bibliografia consultata si possono trarre le seguenti conclusioni:

I terreni più superficiali sono di origine Quaternaria frutto della dinamica riferibile al fiume Piave con interferenze del fiume Brenta. La Formazione cui sono riferibili questi terreni è il Sintema del Po nel suo membro Po₉ Unità di Malamocco (corrispondente al Sintema di Ravenna AES8 nella parte Emiliano Romagnola) che in questa zona è costituita da terreni argillosi e argilloso limosi in superficie mentre in profondità prevalgono i terreni sabbiosi con lenti di terreni fini nei primi 10 m; al di sotto si rinvengono alternanze metriche di terreni fini e terreni granulari.

I corpi sedimentari definiti nella sezione stratigrafica (vedi Allegato 11) mostrano buona continuità laterale.

La successione presenta le zone agli estremi (CPTU 0 – CPTU2) e dalla CPT 5 in poi con spessori di sabbia notevoli a discapito di quelli occupati dai terreni argillosi; nella zona centrale (CPT 3 – CPT4) si ha un aumento evidente dei terreni a tessitura fine e finissima che occupano la maggior parte dello spessore (rapporto cumulativo 1 a 4); è in questo settore che si trovano lenti di terreno contenenti una forte percentuale di componente organica.

Questo tipo di terreno è presente in tutta la successione ma in lenti e strati di spessore esiguo (al massimo una decina di centimetri) e geometria discontinua, solamente in corrispondenza della CPT 3 e della CPTU 3 si trovano lenti di spessore più cospicuo ed estensione laterale decametrica.

La stratigrafia rilevata è interpretabile come derivante da sedimentazione di due canali affiancati (o la sezione trasversale di un meandro) tra i quali si aveva una zona di bassura in cui l'energia di trasporto, assai bassa, permetteva la deposizione di sedimento fine e finissimo per sola gravità. In questa zona si aveva anche il maggiore sviluppo di vegetazione e conseguentemente di componente organica.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti vanno in generale da mediocri a ottime con valori dei parametri di resistenza al taglio molto buoni nelle Unità geotecniche omogenee a comportamento non drenato più superficiali; nelle Unità geotecniche omogenee più profonde i valori diminuiscono e rientrano nella media. A questo trend fanno eccezione le Unità 1b, 5b e 8 che presentano valori molto scarsi le prime due e superiori alla media (forse per la maggiore presenza di frazione granulare) l'ultima. Lo stesso discorso vale anche per i parametri che condizionano la compressibilità dei terreni. I terreni granulari sono invece tutti dotati di ottimi parametri sia di resistenza al taglio che di compressibilità. La permeabilità dei terreni coesivi varia su ordini di grandezza da 1×10^{-6} cm/s a 1×10^{-11} cm/s mentre nei terreni granulari si stimano permeabilità dell'ordine dei $10^{-3} \div 10^{-4}$ cm/s

Vista la soluzione tecnica prevista dal progetto preliminare, data la conformazione della successione stratigrafica si avranno tempi di consolidamento dei terreni di fondazione brevi nella parte orientale (tratto tra CPTU 0 – CPT 2) e nella parte occidentale (tratto tra CPT 4 – CPTU 9). Nella parte centrale (tratto tra CPT3 e CPT4) il processo di consolidazione avverrà in tempi molto più lunghi e con valori dei cedimenti più cospicui. Si consiglia di prevedere nella parte centrale dell'intervento la messa in opera di sistemi atti alla velocizzazione del drenaggio o alla limitazione dei cedimenti assoluti. I sistemi utilizzati per il consolidamento del terreno dovranno evitare comunque di interferire con il rilevato attuale che dovrà rimanere in esercizio e su cui l'eventuale induzione di cedimenti potrebbe creare danno o pericolo per la circolazione ferroviaria..

La morfologia del sito è pianeggiante con il piano di campagna limitrofo alla strada di servizio abbassato di circa 2,0 m rispetto a quello naturale dall'attività estrattiva di un polo in argilla (ora esaurito). Tale depressione unitamente alle caratteristiche dei terreni superficiali stratigrafia e della falda, fa sì che l'area sia potenzialmente allagabile per deflusso scarso o impedito.

Vista la stratigrafia riscontrata non è da escludere la presenza di falde semi confinate dotate di leggera pressione.

L'area in oggetto si può inserire tra quelle della categoria T1 per quello che riguarda l'amplificazione sismica derivata dalla morfologia.

Sulla base di quanto prescritto dal TU è stata individuata la categoria di sottosuolo di riferimento, determinando il valore delle V_{s30} ; dalle prove effettuate risulta che la velocità media delle onde sismiche di taglio è di circa 258 m/s pertanto l'area ricade entro la categoria C *depositi a grana grossa mediamente addensati e terreni a grana fine mediamente consistenti*.

Da quanto riscontrato l'intervento di progetto non presenta particolari criticità in relazione alla buona risposta geotecnica dei terreni interessati; unica eccezione il tratto compreso tra la prova CPT3 e la prova CPT4 (circa 80 m) in cui si dovranno prevedere opere che velocizzino il drenaggio e/o il consolidamento dei terreni a caratteristiche geotecniche più scarse salvaguardando, come accennato in precedenza, la circolazione ferroviaria sull'infrastruttura (rilevato) esistente.

Le quote, ove non altrimenti specificato, si intendono tutte riferite al piano di campagna attuale della strada di servizio alla linea; negli Allegati 10 (Modello stratigrafico) e Allegato 11 (Modello geotecnico) è stata inserita anche la quota del piano del ferro riferito alla rotaia più elevata della curva essendo questa la più prossima all'area oggetto di intervento.

La falda di progetto deve essere assunta ad un livello di -1,60 m da piano della strada di servizio attuale

Castenaso li 05/05/2015

Chili Giuliano
(OGER n°565 sez.A)

APPENDICE

Appendice 1

Spettro di Risposta del Terreno

Definizione parametri

Definizione della pericolosità del sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

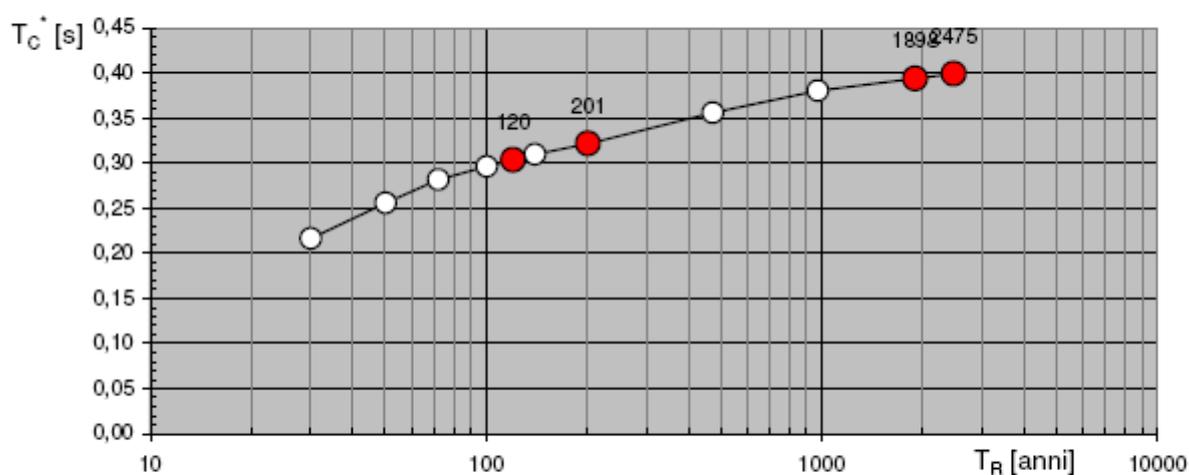
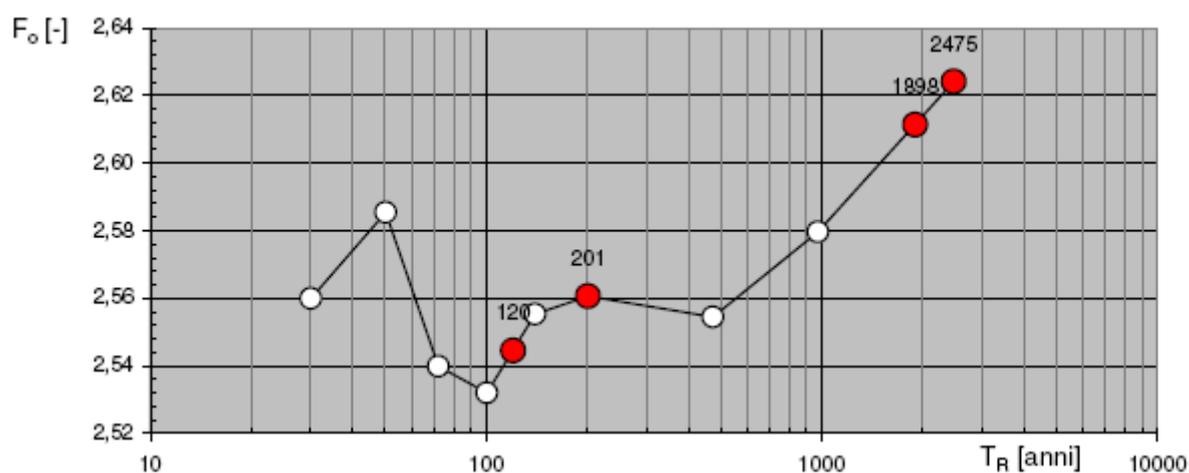
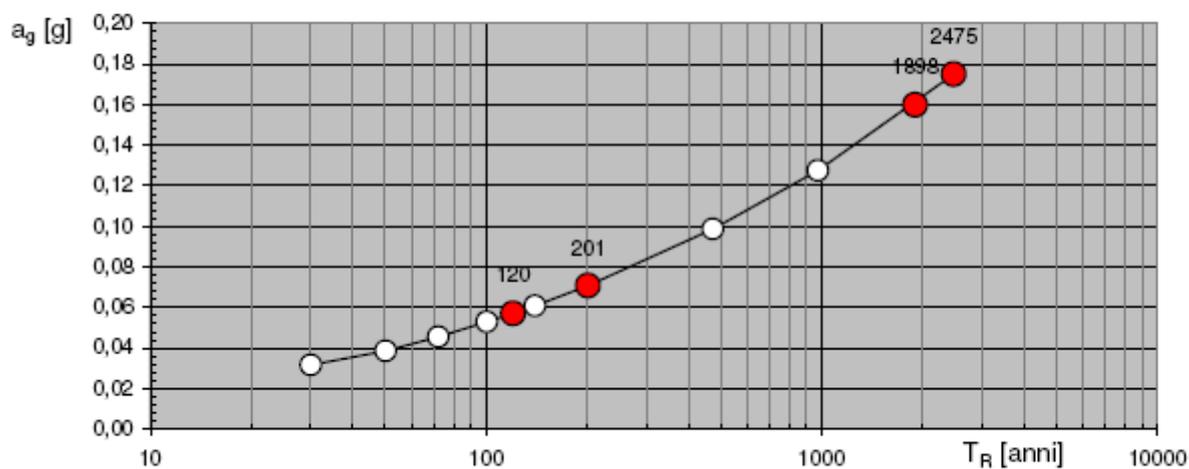
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

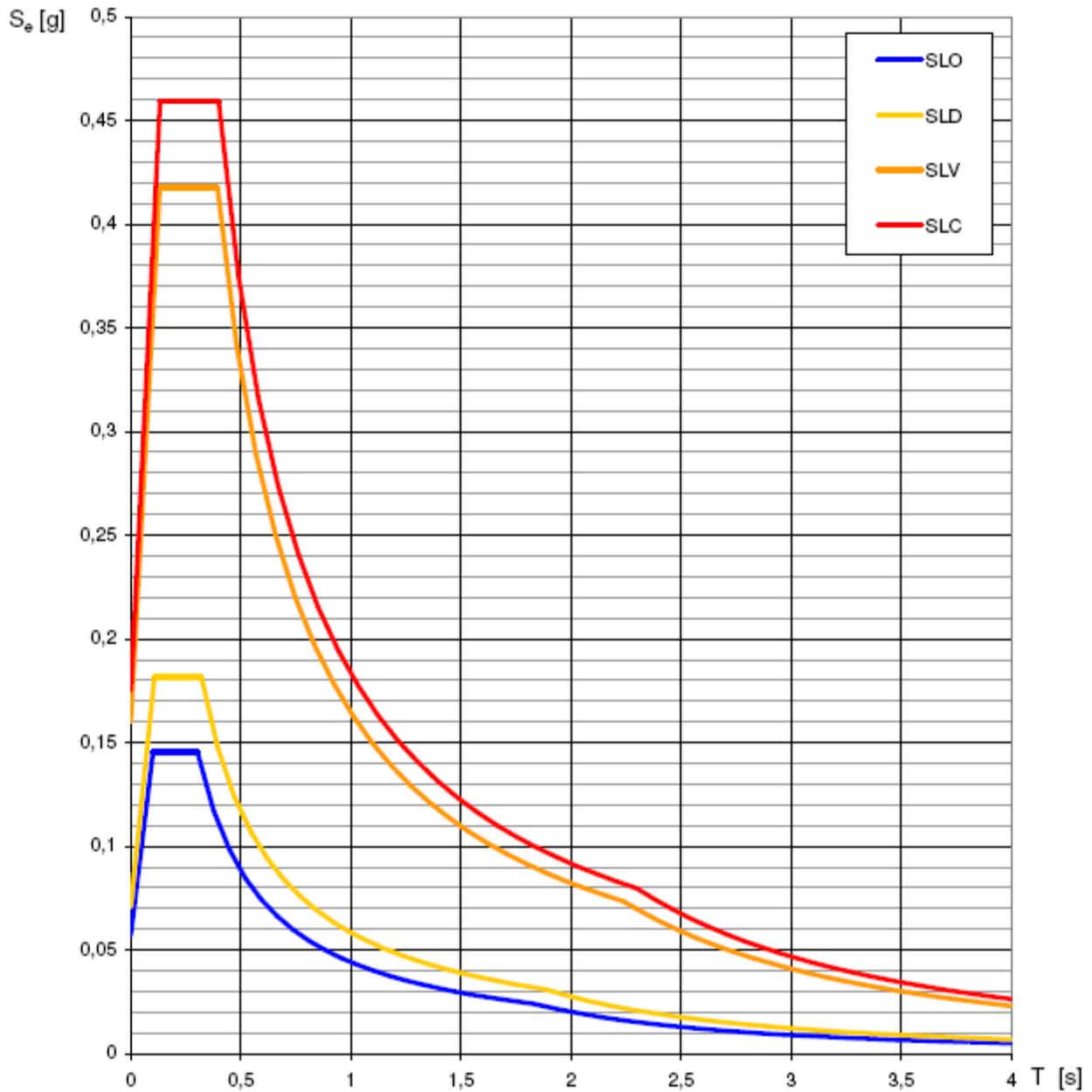
media ponderata

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0,057	2,545	0,304
SLD	201	0,071	2,561	0,322
SLV	1898	0,160	2,611	0,394
SLC	2475	0,175	2,624	0,399

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.