

Struttura Territoriale Emilia Romagna
Viale A. Masini, 8 – 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 – F [+39] 051 244970
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it – www.stradeanas.it

**S.S. 67 "Tosco–Romagnola"
Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna**

STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

PROGETTISTI: <i>Zollet Ingegneria Srl</i>		GRUPPO DI PROGETTAZIONE			
IL GEOLOGO					
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE					
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO					
PROTOCOLLO	DATA				

**PARTE GENERALE
Relazioni
Relazione geologica e geotecnica**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GE00GEORE01A.doc		
B O U P 5 6	F	1 9 - -	CODICE ELAB. T 0 0 E G 0 0 G E O R E 0 1		A
					-
A	BOZZA	Maggio 2020	A. De Lullo	M. Zanchettin	L. Zollet
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



Comune di RAVENNA (RA)

Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna
Prestazione di servizi tecnici per la redazione dello studio di fattibilità tecnica ed economica, progetto definitivo ed esecutivo.

STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

Lavori di adeguamento da Classe al Porto di Ravenna

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

INDICE

1	PREMESSA	3
2	CARATTERIZZAZIONE GENERALE DELL'AREA	5
2.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
2.2	STRATIGRAFIA	6
2.3	GEOMORFOLOGIA	8
3	GEOTECNICA	10
3.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE	10
3.1.1	Indagini pregresse	10
3.2	CARATTERISTICHE LITOLOGICHE, STRATIGRAFICHE E PROPRIETÀ MECCANICHE	13
3.3	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE	13
4	MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI	14
4.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI	14
4.2	PROVE STANDARD PENETRATION TEST (S.P.T.)	16
4.2.1	Prelievo di campioni indisturbati	17
4.3	PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTU)	17
4.4	PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	18
5	PRESENTAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI	20
5.1	SONDAGGI STRATIGRAFICI	20
5.2	PROVA SPT	20
5.3	POCKET PENETRATION TEST E VANE TEST	27
5.4	PROVA CPTU	28
5.5	PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	29
6	PROVE DI LABORATORIO	30
6.1	CARATTERIZZAZIONE FISICA	30
6.2	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA	30
6.2.1	Prova di taglio diretto	30
6.2.2	Prova triassiale TxCU	31
6.2.3	Prova di consolidazione edometrica	33

1 PREMESSA

Il tracciato della S.S.67 sottoposto a interventi di adeguamento, è situato nel territorio pianeggiante della Regione Emilia- Romagna, nella Provincia di Ravenna. La tratta compresa tra lo svincolo presso la località Classe sulla tangenziale di Ravenna (S.S.16) e lo svincolo del porto, con sviluppo circa N-S, interessa il solo Comune di Ravenna e si posiziona a pochi km dalla linea di costa (3-7km). Per la progettazione dell'adeguamento della S.S.67, che prevede interventi di ampliamento della sezione per conformarla alla tipologia B del D. M. 05/11/2001 "*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*", è stata redatta una relazione geologico-tecnica finalizzata a illustrare la natura e le caratteristiche dei terreni attraversati dal tracciato oggetto di studio.

La presente relazione è stata elaborata sulla base delle indagini geologiche e geognostiche eseguite in corrispondenza della S.S.67 "Tosco-Romagnola" dalla società **ITESA S.R.L.** con sede legale in Casoria (NA), 80026 Via Orione Don Luigi 6 su incarico di Anas S.p.A..

In accordo con la Committenza e quanto definito dal Piano Indagini presentato a Giugno 2019, e in ottemperanza alla normativa tecnica attualmente in vigore, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- Esecuzione di **n.2** sondaggi geognostici (SN₁ – SN₂) a carotaggio continuo e andamento verticale, spinti fino alla profondità di 40 m;
- Esecuzione di **n.20** prove penetrometriche in foro SPT (Standard Penetration Test);
- Esecuzione di **n.11** prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- Prelievo di **n.2** campioni indisturbati con campionatore a pareti sottili da sottoporre a prove di laboratorio;
- Prelievo di **n.10** campioni di terreno da sottoporre ad analisi chimiche.

Tutte le fasi del programma d'indagine sono state eseguite in conformità a:

- "*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*" – A.G.I. (1977);
- Legislazione e normativa tecnica, inerente alle singole prove, redatta dagli organi internazionali, American Society for Testing and Materials (norme ASTM), Deutsches Institut für Normung (norme DIN), International Organization for Standardization (norme ISO), Associazione Geotecnica Internazionale (norme ISSMFE).

L'elaborazione dei risultati delle prove, invece, è stata effettuata nel pieno rispetto delle normative tecniche vigenti:

- "*Indagini sui terreni e sulle rocce, e la realizzazione di scavi e di fondazioni sia superficiali che profonde*" – D.M.LL.PP. n.47 del 11 Marzo 1988;
- "*Progettazione geotecnica – Eurocodice 7*" della Normativa Internazionale UNI – ENV 1997;
- "*Norme tecniche per le costruzioni*" D.M. 17.01.2018;
- "*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018*" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici G.U. n.42 del 20 febbraio 2018.

Inoltre, tali indagini e la loro elaborazione sono state realizzate in conformità a quanto riportato nello specifico

Capitolato tecnico.

In allegato, sono riportati:

1. Ubicazione delle indagini (Allegato 1);
2. Documentazione fotografica (Allegato 2);
3. Stratigrafie dei sondaggi geognostici (Allegato 3);
4. Elaborazione delle prove penetrometriche statiche (Allegato 4);
5. Certificati laboratorio terre (Allegato 5).

2 CARATTERIZZAZIONE GENERALE DELL'AREA

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio preso in esame appartiene al settore romagnolo del bacino sedimentario padano (Fig.1). Il modello geologico locale può essere schematizzato con una successione sedimentaria recente, pliocenico-quadernaria, formata da una alternanza ciclica di depositi marini, deltizi, lagunari, palustri e alluvionali. A causa di questa molteplicità di ambienti deposizionali i sedimenti presentano un'elevata variabilità litologica degli strati, costituiti da sabbie, limi e argille e da combinazioni di essi. Queste successioni sono il risultato, soprattutto, di cicli legati ad avanzamenti e arretramenti della linea di costa. In specifico, nella parte finale del Quaternario la frequenza delle variazioni litologiche si è accentuata in seguito a significativi movimenti eustatici del livello marino.

Durante l'ultima glaciazione il livello del mare si situa circa un centinaio di metri più in basso rispetto ai giorni d'oggi (regressione Wurmiana o pre-Flandriana, 60.000 – 70.000 anni fa). In questo periodo la linea di costa, collocata circa a sud di Ancona, lascia emersa la parte settentrionale della piattaforma continentale e forma un'ampia pianura drenata dal prolungamento dei fiumi che attualmente sfociano lungo la costa. In questa fase regressiva Wurmiana si depositano terreni alluvionale di natura argillosa contenenti all'interno livelli sabbiosi irregolari e sedimenti riferibili rispettivamente a depositi di esondazione e di alveo fluviale.

In seguito, circa 17000 anni fa, con l'innalzamento della temperatura media di alcuni gradi centigradi e il conseguente ritiro dei ghiacciai, inizia una fase di trasgressione eustatica su scala mondiale chiamata trasgressione Flandriana; a testimonianza dell'inizio di questa fase si rinviene un livello argilloso di ambiente lagunare e palustre. Durante il suo massimo avanzamento, circa 5.000-6.000 anni fa, all'altezza di Ravenna la linea di costa si posiziona a circa 16-18 km ad ovest da quella attuale e all'incirca parallela alla S.S.16. Tale evento è testimoniato dalla deposizione di sabbie fini di ambiente litorale con intercalazioni limoso-argillose e argille-limi poco consistenti con lenti di sabbia attribuibili a un ambiente marino poco profondo in cui sfociavano i fiumi Lamone, Montone e Ronco (Fiume Uniti) e Savio. Terminata la regressione Flandriana, la linea di costa, a meno di modeste oscillazioni, rimane poco ad ovest della città di Ravenna.

Segue una successiva fase regressiva olocenica di tipo deposizionale in cui la linea di costa, da circa 2000 anni fa ad oggi, si sposta progressivamente verso est fino alla posizione attuale, dando luogo alla formazione dei depositi olocenici recenti composti da un corpo sabbioso complesso costituito da una serie di cordoni sabbiosi con locali intercalazioni ghiaiose e con orientamento NW-SE (parallelo alla linea di costa precedente). L'elevato spessore, superiore a 15 metri circa, dei sedimenti sabbiosi testimonia la lenta evoluzione di questa fase regressiva.

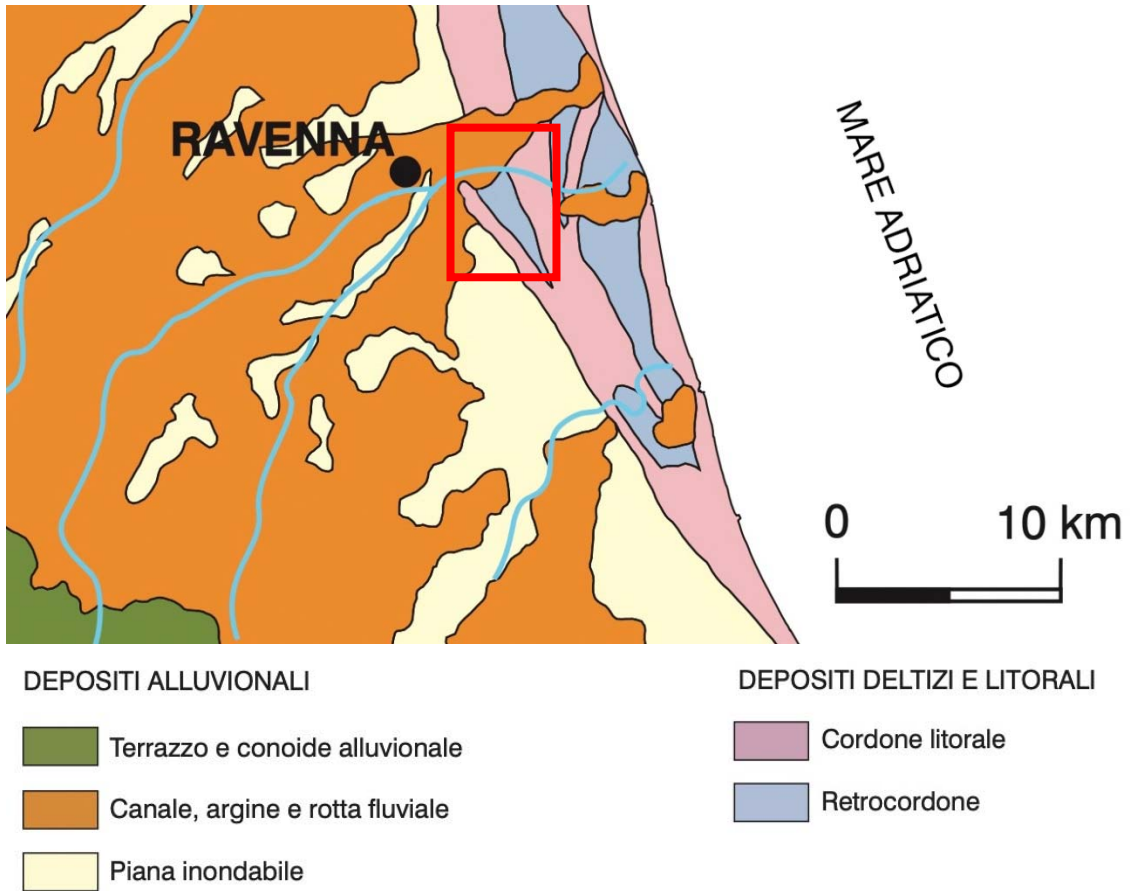


Figura 1 - Schema geologico di superficie della Pianura Padana orientale. Nel riquadro rosso l'area presa in oggetto. Modificato dalla Carta Geologica di Pianura dell'Emilia-Romagna

2.2 STRATIGRAFIA

In riferimento agli approfondimenti geologici di superficie, effettuati dalla Regione Emilia-Romagna, la zona in esame risulta localizzata su depositi appartenenti al Subsistema di Ravenna che costituisce l'elemento sommitale dell'Alloformazione EmilianoRomagnola Superiore (AES). Il Subsistema di Ravenna è formato da sabbie argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico.

Nel dettaglio, osservando gli stralci allegati in scala adattata della Carta Geologica in scala 1:10.000 e 50.000 della Regione Emilia-Romagna, risulta che il tratto stradale interessato dagli interventi è posto su depositi appartenenti al:

- Subsistema di Ravenna, sigla AES8. Depositi sabbiosi (simbolo punto) di piana costiera, fronte deltizia, piana di sabbia (simbolo di colore azzurro) con presenza di cordoni litorali certi (linee blu); questi sedimenti possono essere associati a sottili depositi argillosi di laguna di retrocordone. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei al tetto si presentano di colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, lo spessore dell'orizzonte decarbonatato

varia da 0,5 ad 1 m e può contenere reperti archeologici dall'età dal Bronzo al periodo Romano. Il Subsistema di Ravenna contiene un'unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) che ne costituisce il tetto stratigrafico. Il suo spessore massimo è di 25-28 metri. Età: *PLEISTOCENE SUP.-OLOCENE* (c.a. 14.000 anni BP non cal. - attuale).

- Unità di Modena (AES8a), costituisce la parte sommitale del Subsistema di Ravenna (AES8). Alternanze di sabbie, limi e argille (punto e tratto), di trascinamento fluviale distinti in depositi di argine e depositi di piana inondabile (colore blu) legati alla dinamica deposizionale più recente dei corsi d'acqua Montone e Ronco (Fiumi Uniti); sabbie di cordone litorale e di fronte deltizia con locali livelli argillosi organici di laguna di retrocordone e; depositi con tessitura limoso-argillosa (tratto) di piana costiera, fronte deltizio e piana di sabbia (colore azzurro) o di piana alluvionale (blu). Lo spessore è di pochi metri, localmente raggiunge i 10m. Età: *POST-ROMANA* (IV-VI sec. d.C. - Attuale).

La tratta è localizzata principalmente su depositi appartenenti sia al Subsistema di Ravenna (sigla AES8 e area di colore verde scuro) con presenza di cordoni litorali certi (linee blu), orientati all'incirca NNW-SSE e sia all'unità di rango gerarchico inferiore (sigla AES8a e area di colore verde chiaro).

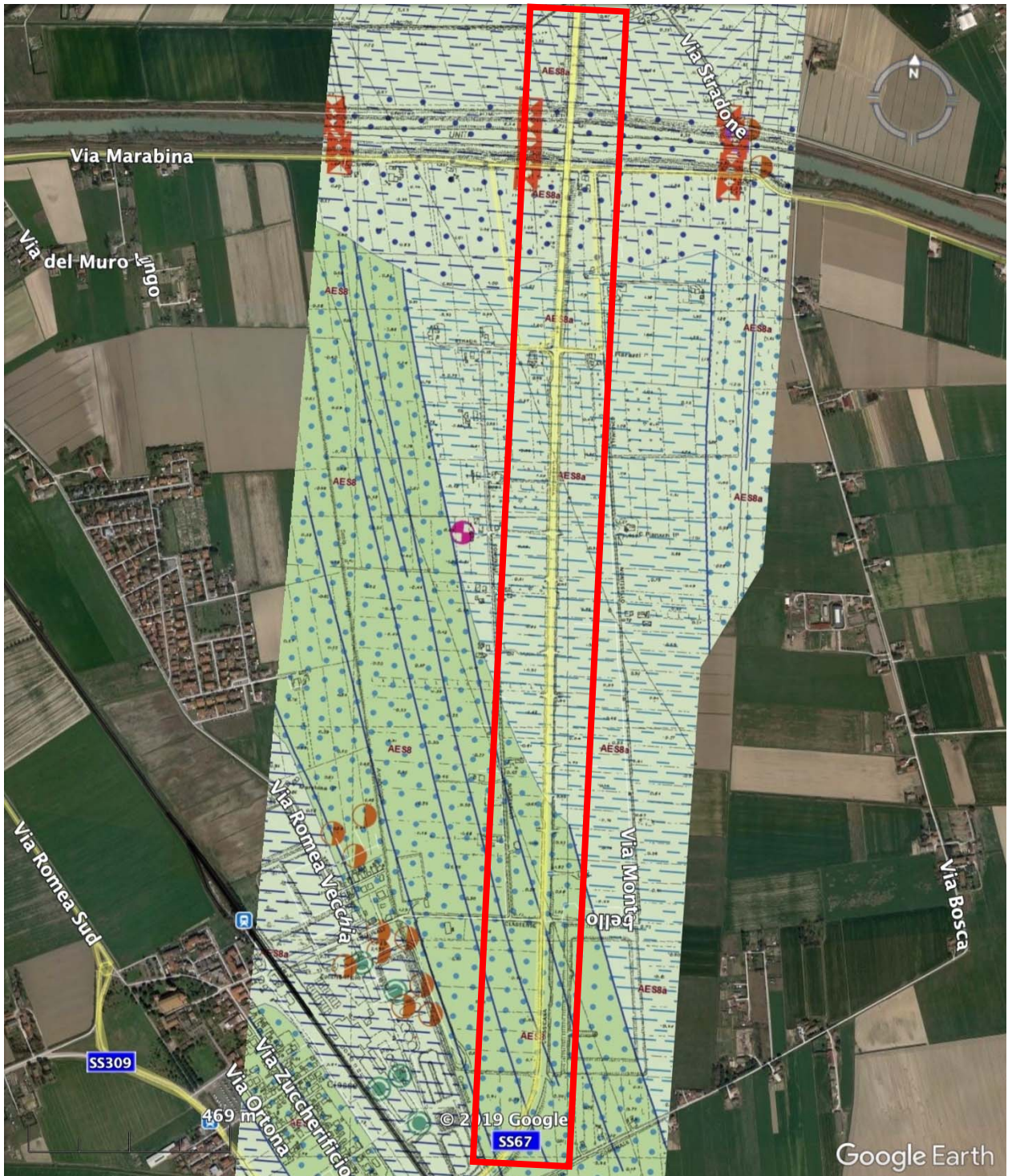


Figura 2 – Carta geologica dell'area presa in esame (riquadro rosso)

2.3 GEOMORFOLOGIA

L'area in esame è pianeggiante, ad uso prevalentemente agricolo caratterizzata da un reticolo idrografico naturale e da una rete di rogge e canali artificiali. L'unico corso d'acqua principale interferente con l'adeguamento delle infrastrutture è il Fiume Uniti.

Nel tratto a sud sono evidenziati cordoni litorali certi (tratti blu), orientati all'incirca in direzione NNW-SSE.

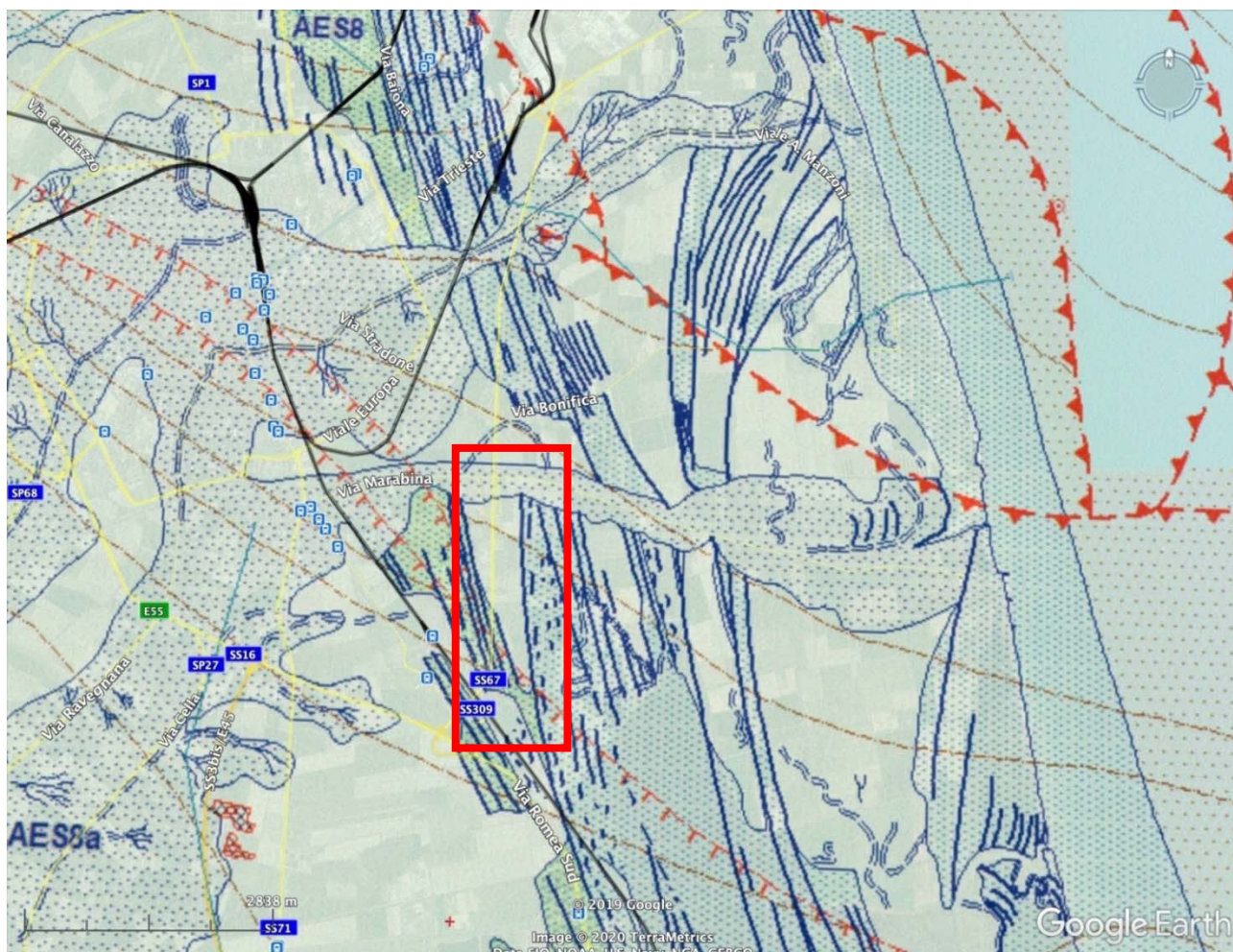


Figura 3 - Carta geologica e geomorfologica. Nel riquadro rosso è evidenziata l'area presa in esame. I simboli arancioni indicano elementi strutturali profondi, quali faglie profonde dirette, i segni blu sono di carattere geomorfologico, si notino i cordoni litorali certi orientati all'incirca NNW-SSE nel tratto preso in esame (tratti blu); in tratteggio marrone è indicata l'isobata della base del Pliocene, a -5.000 metri. Il Subsistema di Ravenna (AES8) è evidenziato con il colore verde mentre la sua unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) è evidenziata con un colore ciano-verde pallido.

3 GEOTECNICA

Nel presente capitolo vengono esaminati gli aspetti geotecnici legati allo studio di fattibilità dell'adeguamento della SS-67.

Di seguito vengono affrontati e sviluppati i seguenti argomenti:

- analisi geotecnica del tracciato evidenziando le tematiche e le eventuali criticità incontrate lungo il tracciato;
- descrizione sommaria dei terreni interessati dal tracciato e loro caratterizzazione a fisico-meccanica;
- indicazioni riguardo alle tipologie delle opere di fondazione.

3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di ricostruire la stratigrafia e le caratteristiche dei terreni presenti nel sottosuolo in una zona pianeggiante e priva di affioramenti come quella dello studio, è risultato indispensabile utilizzare in maniera massiccia i dati provenienti da sondaggi geognostici esistenti.

3.1.1 Indagini pregresse

Si è provveduto a reperire tutti i dati disponibili/indagini pregresse. La documentazione bibliografica consiste, specialmente per la documentazione più datata, in stratigrafie con descrizioni del materiale sommarie, soprattutto per quanto riguarda gli strati più superficiali e significativi ai fini della progettazione geotecnica o prive di quegli elementi indispensabili per una inequivocabile attribuzione alle unità geologiche.

Tutte le ubicazioni delle indagini geognostiche pregresse sono state riportate negli elaborati cartografici, in scala adattata, utilizzando simbologia differente in relazione alla tipologia di indagine.

INDAGINI GEOGNOSTICHE 1970

Per il Lotto 2, sono state eseguite una serie di indagini sui terreni di fondazione lungo il tracciato del lotto. Costituite in una prima campagna di prove penetrometriche statiche e da una di sondaggi a rotazione. Le indagini sono qui di seguito sintetizzate:

Le prove penetrometriche sono state eseguite come segue:

- n.4 – dal n.7al n.10 – sul viadotto Fiumi Uniti
- n. 1 – la n. 5 – sull'incrocio alla progressiva 1340 (km 219+200)
- n. 1 – la n. 6 – sull'incrocio alla progressiva 2698 (km 220+600)

È stato impiegato un penetrometro statico olandese da 20 ton autocarrato e fornito di punta con manicotto per la lettura dell'attrito locale. Il rilevamento della resistenza all'infissione e delle altre misure è stato ripetuto ogni 20 cm di avanzamento nel sottosuolo e tutti i dati sono stati diagrammati su tavole fornite col primo rapporto geotecnico.

I sondaggi sono stati eseguiti con sonda rotativa Western fornita di doppio carotiere con il quale si è riusciti a prelevare carote rappresentative anche nei terreni più sabbiosi.

A conclusione delle indagini e senza aver condotto prove di laboratorio sui terreni tranne le misure col penetrometro e con il vane test tascabili in campagna, sono state desunte le seguenti caratteristiche dei terreni:

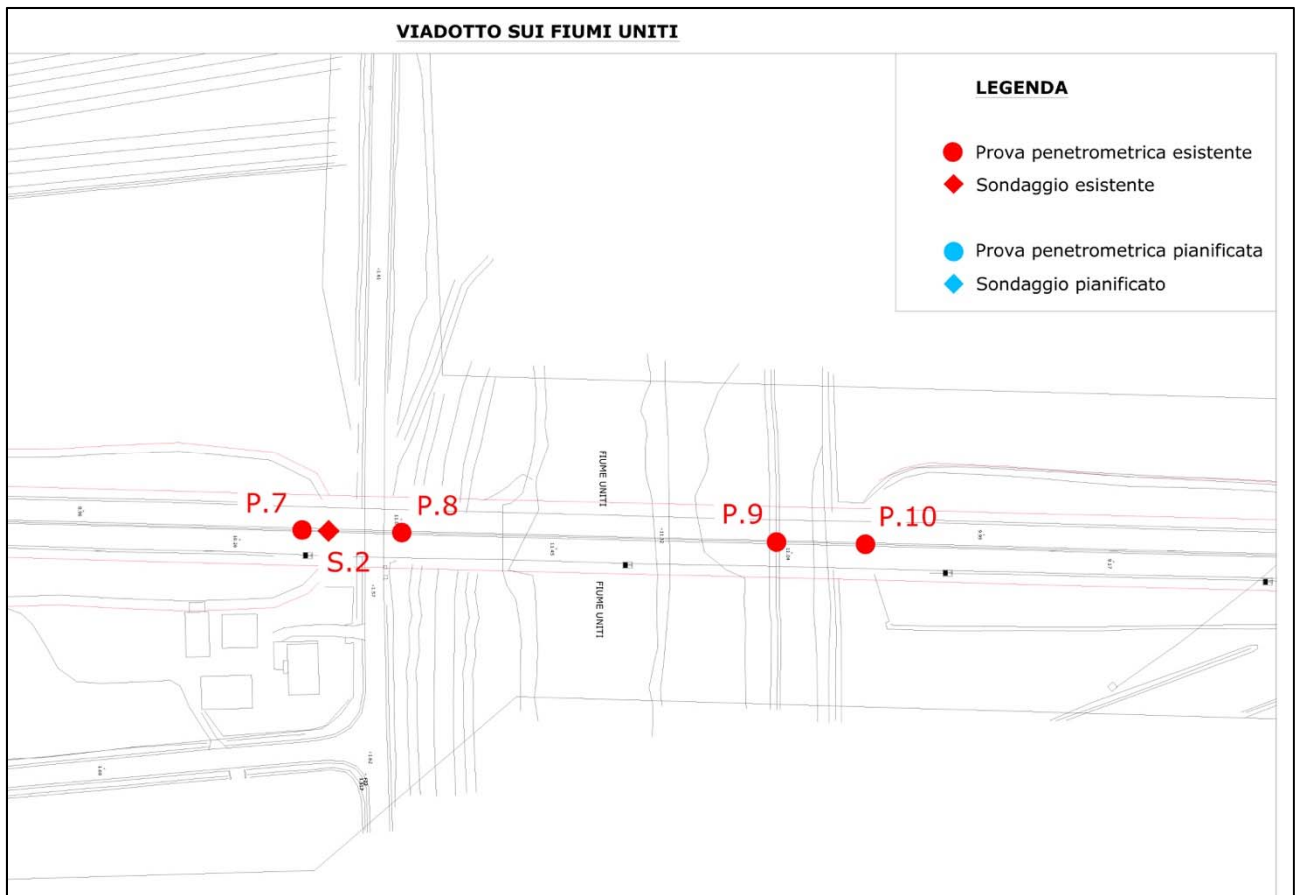
VIADOTTO SUI FIUMI UNITI

Su questo viadotto sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche e un sondaggio in corrispondenza della P.7.

In superficie sono stati rinvenuti terreni argillosi molli che terminano tuttavia fra quota +5,00 e +9,00 dove iniziano le sabbie grigie. Tali sabbie, in quest'area, hanno uno spessore minimo di 13 m e terminano con il solito orizzonte di limi, argille e sabbie conchigliifere a bassa consistenza.

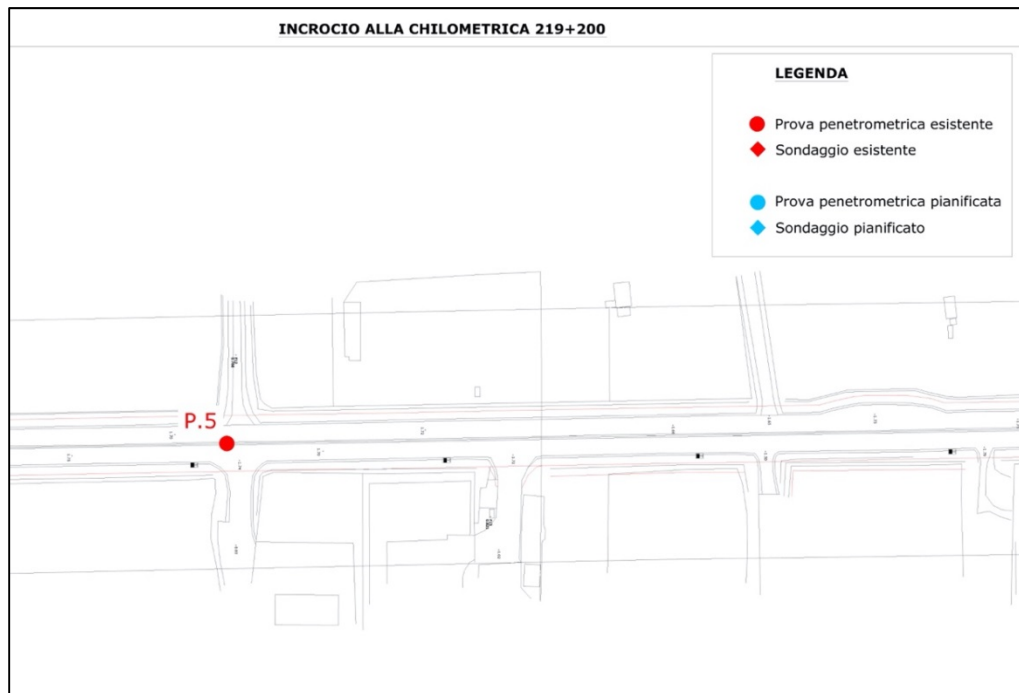
A quota -5,00 ricominciano gli strati di sabbia con frazione di limo sempre più abbondante e quindi a compattezza decrescente con la profondità.

A quota -22,00, in corrispondenza della P.7 e del sondaggio relativo, si è rinvenuta una lente di sabbia con gas in pressione che ha espulso il fango usato in circolazione nel sondaggio fino a circa 10 m di altezza e ha bruciato con foro franato con fiamma di 1,00 m. Al di sotto di quota -23,00 si sono rinvenute argille con orizzonti di sabbia.



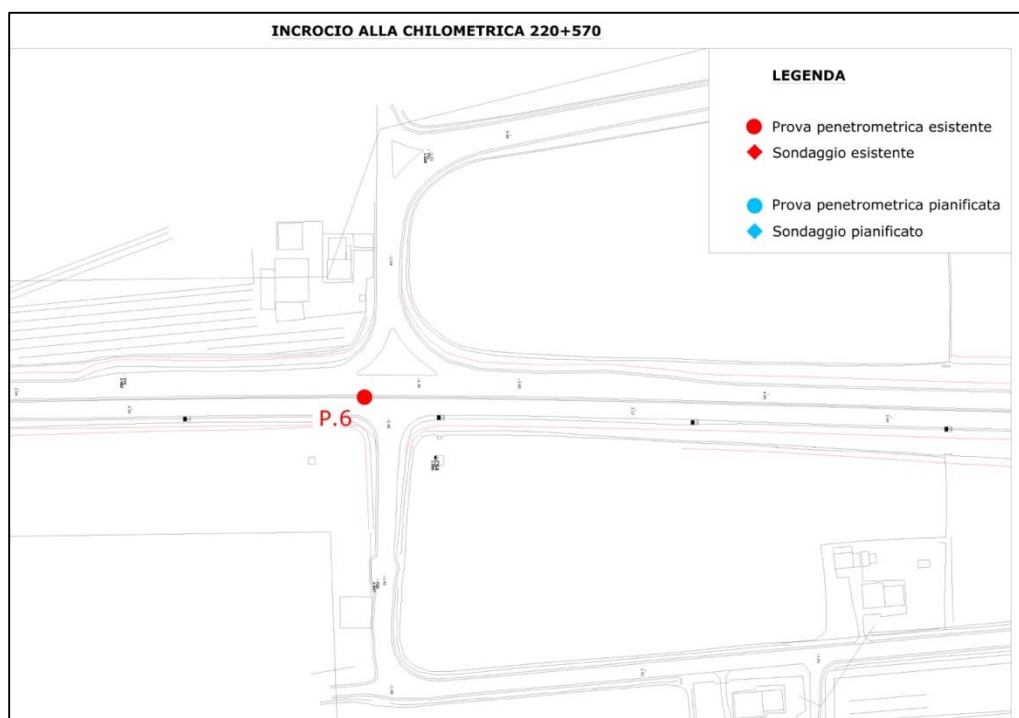
INCROCIO ALLA PROGRESSIVA 1340

È stata eseguita la prova penetrometrica P.5. Dopo 1,40 m di terreni molli superficiali, si è rinvenuto un banco di sabbia poco compatta che è stato seguito fino a 10 m di profondità, dove la prova è stata interrotta.



INCROCIO ALLA PROGRESSIVA 2698

Dopo un metro circa di terreni compatti appartenenti al rilevato della Strada Comunale di Montebello, si hanno terreni limo-argillosi molto molli fino a 4,00 m di profondità ove inizia un banco di sabbia mediamente compatta che è stato seguito fino a 10 m di profondità, dove la prova è stata interrotta. Seguono argille sabbiose generalmente consistenti fino a 40 m di profondità.



3.2 CARATTERISTICHE LITOLOGICHE, STRATIGRAFICHE E PROPRIETÀ MECCANICHE

Alla luce dell'esame della documentazione a disposizione (indagini pregresse e riferimenti bibliografici) è possibile descrivere, in termini generali, la natura dei terreni incontrati lungo il tracciato, allo scopo di definire le problematiche geotecniche presenti. La caratterizzazione completa ed esaustiva dei terreni sarà sviluppata nelle successive fasi progettuali previste.

Il tracciato interessa depositi alluvionali quaternari con prevalenza di materiali fini (limo – argillosi) al cui interno sono presenti lenti sabbiose discontinue e difficilmente correlabili spazialmente e livelli sabbiosi più o meno limosi.

3.3 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le problematiche geotecniche che interessano il tratto stradale in esame possono essere riassunte nei seguenti punti:

- Le misure dei livelli di falda indicano valori , pertanto gli scavi di fondazione dovranno prevedere tutti gli accorgimenti necessari per la possibile esecuzione in presenza di acqua; in presenza di strati superficiali sabbiosi sciolti, si dovranno condurre le opportune verifiche relative alla stabilità del fondo scavo per evitare problematiche di sifonamento/instabilità del piano di scavo. La realizzazione dei rilevati dovrà prevedere l'esecuzione di uno strato materiale granulare con funzione di anticapillare;
- Dall'esame dei dati geognostici a disposizione risulta che la quasi totalità dei terreni di fondazione dei rilevati stradali sono rappresentati da terreni sabbiosi limoso-argillosi o limoso-argillosi poco compatti, pertanto il progetto dovrà prevederne la stabilizzazione a cemento (o a calce). Gli scavi di bonifica variano tra 20÷100 cm. Sporadicamente sotto i primi quattro metri di profondità dal p.c. sono presenti livelli torbosi decimetrici;
- Le pendenze di progetto delle scarpate dei rilevati in ampliamento sono 3H:2V. Le problematiche di cedimento differenziale a lungo termine potrebbero essere non particolarmente importanti grazie alla presenza di livelli sabbiosi saturi che accelerano il decorso dei cedimenti nel tempo. Il dimensionamento e la verifica delle lunghezze dei pali saranno condotti in modo da minimizzare l'effetto del cedimento residuo atteso (attrito negativo). In sede di affinamento della progettazione potrà essere definito l'impatto che la presenza dei livelli sabbiosi ha sul decorso dei cedimenti nel tempo valutando l'esatta entità delle problematiche correlate con i cedimenti differenziali sulle opere;

Sollecitazioni cicliche e dinamiche (accumulo di deformazioni plastiche e sviluppo di sovrappressioni interstiziali), durante un evento sismico, in terreni in cui la presenza di frequenti livelli sabbiosi saturi è significativa, possono innescare fenomeni di liquefazione. Per tale motivo, in fase di approfondimento di indagine e di livello progettuale, saranno svolte analisi di suscettibilità alla liquefazione.

4 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI

Nei seguenti capitoli sono riportate le indagini geologiche e geognostiche eseguite dalla società ITESA S.R.L. lungo il tracciato in esame, al fine di affinare la ricostruzione geologica e la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti.

4.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti in conformità alle seguenti normative:

- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- ASTM D4220-95 (2000) – Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples;
- ASTM D5079-02 (1996) – Standard Practices for Preserving and Transporting Rock Core Samples;
- ASTM D6032-96 – Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core.

I sondaggi verticali sono stati effettuati a carotaggio continuo, della profondità massima di 40 m, ubicati in prossimità delle opera d'arte da investigare, con metodo di perforazione a rotazione a circolazione diretta di acqua.

I sondaggi sono stati eseguiti con tre perforatrici idrauliche: Soil System modello SE CK 600 SL; Soil Impianti modello SI TR 900 CSO; CMV modello MK 420 D (Tabella 1).

Le perforatrici sono attrezzate con:

- Asta di perforazione;
- Carotiere
 - o Semplice da 101 mm di diametro esterno e lunghezza 150/300 cm con corona al widia;
 - o Doppio T2 da 101 mm di diametro esterno e lunghezza 150 cm con corona al widia/diamante, per eventuali carotaggi su roccia.

Per la stabilizzazione dei fori durante le perforazioni e la successiva installazione delle tubazioni per la prova Down-Hole, sono stati utilizzati dei rivestimenti provvisori in tubi d'acciaio del diametro 152 mm, spessore 10 mm, lunghezza 150 mm.

Tabella 1 – Caratteristiche tecniche delle perforatrici idrauliche

Perforatrice SE CK 600 SL	Perforatrice SI TR 900 CSO	Perforatrice CMV MK 420 D
Coppia max. di rotazione 600 kgm	Coppia max. di rotazione 900 kgm	Coppia max. di rotazione 490 kgm
Giri max. di rotazione 600 rpm	Giri max. di rotazione 400 rpm	Giri max. di rotazione 200 rpm
Corsa utile della rotary 3200 mm	Corsa utile della rotary 3300 mm	Corsa utile della rotary 2200 mm
Forza di spinta e di tiro XXX-3500 kg	Forza di spinta e di tiro 4500-6000 kg	Forza di spinta e di tiro 2700-3500 kg
Carico massimo argano 1300 kg	Carico massimo argano 1200 kg	Carico massimo argano 1300 kg
Coppia max. morse 3000 kgm	Coppia max. morse 4800 kgm	Coppia max. morse 3500 kgm
Pompa fluidi di perforazione pressione max 60 bar portata 100 l/min	Pompa fluidi di perforazione pressione max 60 bar portata 120 l/min	Pompa fluidi di perforazione pressione max 21 bar portata 125 l/min
Pompa ad alta pressione per campionamento pressione max 100 bar	Pompa ad alta pressione per campionamento pressione max 100 bar	Pompa ad alta pressione per campionamento pressione max 150 bar

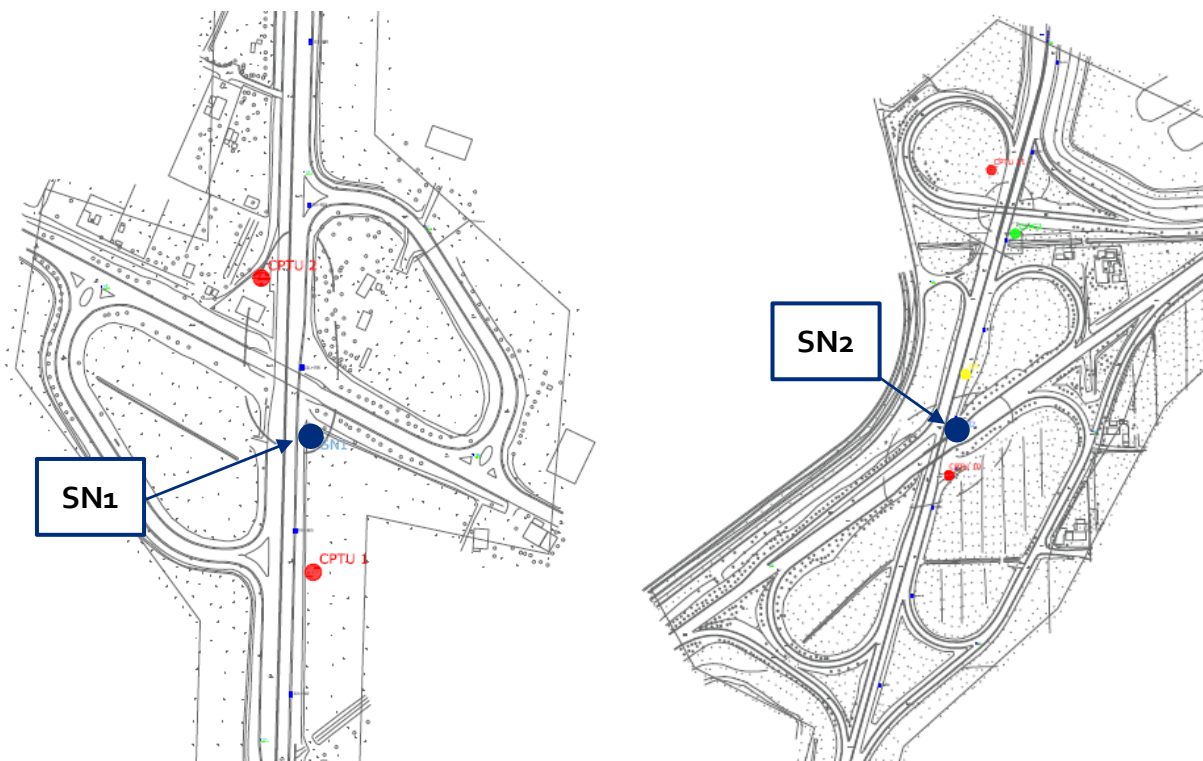
Le carote prelevate sono state conservate in apposite cassette in pvc, sottoposte ad analisi speditive in sito (valutazione della litologia, umidità, consistenza, plasticità, colore, ecc..) e fotografate. Le cassette sono opportunamente contrassegnate con: committente, cantiere di riferimento, data di esecuzione, nome sondaggio, numero cassetta, profondità di campionamento, prove effettuate e campioni prelevati.

Sulle carote prelevate, relativamente ai terreni coesivi (limi e argille), sono state realizzate:

- Prove di resistenza alla penetrazione (Pocket Penetration Test) con penetrometro tascabile CONTROLS modello 16-To160 per la stima della consistenza;
- Prove scissometriche (Vane Test) con scissometro tascabile CONTROLS modello 16-To175 per la stima della resistenza al taglio non drenata.

Durante l'esecuzione delle perforazioni è stato realizzato, all'interno dei fori di sondaggio, il rilievo del livello piezometrico mediante freaticometro elettrico.

ID	Data	Quota	Profondità [m]	Coordinate	
				Latitudine	Longitudine
SN1	09-10/01/2020	1 m s.l.m.	40 m	44.439602° N	12.252916° E
SN2	08-09/01/2020	1 m s.l.m.	40 m	44.404167° N	12.244049° E



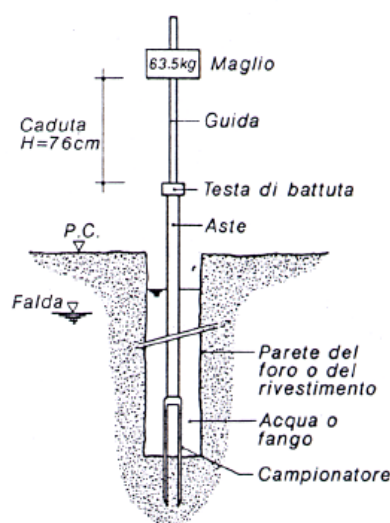
4.2 PROVE STANDARD PENETRATION TEST (S.P.T.)

Le prove penetrometriche dinamiche tipo SPT (Standard Penetration Test), sono state eseguite in conformità alle seguenti normative:

- ASTM – D1586-99 (2001) – Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soil;
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione dell'indagine geotecnica;
- ISSMFE Technical Committee (1988) – Standard Penetration Test (SPT): International Reference Test Procedure;
- UNI ENV 1997-3 (2002) – Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito.

Nelle prove penetrometriche dinamiche, l'utensile viene infisso a percussione e si registra il numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento prefissato; l'utensile può essere cavo e costituito da un campionatore standard (*Standard Penetration Test*) come nel caso in esame, o a punta conica chiusa (SCPT).

La prova penetrometrica dinamica standard è un tipo di indagine geotecnica per ricavare e studiare le caratteristiche di un terreno che consiste nel farlo penetrare da un campionatore standardizzato sotto i colpi di un maglio con peso di 63,50 kg ed un'altezza di 76,2 cm (30 pollici): quest'ultimo, battendo a caduta libera, infigge l'attrezzo nel terreno. Le misure vengono effettuate per tre avanzamenti consecutivi di 15 cm ciascuno, contando il numero di colpi necessari (N_{SPT}) per ogni avanzamento e la resistenza alla penetrazione è data dalla somma del numero di colpi nel secondo e terzo avanzamento (30 cm). La prova dà esito negativo se il numero di colpi nel primo avanzamento è maggiore di 50 o se la somma del numero di colpi nel secondo e terzo avanzamento è maggiore di 100. All'aumentare della profondità, oltre i 20 m, i risultati sono meno attendibili in relazione anche alla diminuzione dell'energia trasmessa alla punta.



Nel sito in esame, all'interno dei fori di sondaggio, sono state effettuate n.20 prove SPT per valutare le caratteri-

stiche geotecniche dei terreni intercettati con la seguente strumentazione:

SISTEMA D'INFISSIONE
Maglio a caduta libera con sgancio automatico da 63,50 kg
Aste standard \varnothing int=34,2 mm, \varnothing est=43,7 mm; L=150 cm; P=6,0 kg/m
Punta conica aperta/chiusa
Altezza di caduta libera del maglio=76,2 cm costanti

Preventivamente all'esecuzione della prova è stata controllata la pulizia del foro mediante il confronto tra la quota misurata in foro dallo scandaglio e la quota raggiunta dall'ultima manovra di perforazione.

4.2.1 Prelievo di campioni indisturbati

Il tubo di infissione utilizzato per il prelievo di campioni (fustella) è in acciaio, di diametro 86 cm, spessore di 3 mm e lunghezza variabile 60-70 cm con, alla base, un tagliente con un angolo della scarpa di 10° e 15°.

Il prelievo di campioni indisturbati è eseguito impiegando:

- Campionatore Shelby a parete sottile di tipo aperto infisso a pressione, di norma in presenza di terreni coesivi di medio-bassa consistenza o a grana fine di medio addensamento;
- Campionatore a pistone infisso idraulicamente (tipo Osterberg), di norma in presenza di terreni coesivi di medio-alta consistenza o a grana fine di basso-medio addensamento;
- Campionatore rotativo a pareti sottili, con scarpa sporgente, di norma in presenza di terreni coesivi di alta consistenza.

Il contenitore del campionatore, subito dopo il prelievo, è sigillato ermeticamente con coperchio e paraffina per mantenere invariate le caratteristiche meccaniche e il contenuto di umidità del campione stesso.

Su ogni campione prelevato sono riportati: il sondaggio, la data e la profondità di prelievo.

4.3 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTU)

La prova penetrometrica statica con piezocono "CPTU" – ASTM (D3441) è stata eseguita con un penetrometro statico-dinamico da 20 tonnellate in spinta ed estrazione (modello Pagani TG 63/200 kN montato su autocarro Unimog-Mercedes) ed è stata spinta a 20 m di profondità dal piano campagna.

La punta piezocono utilizzata (Pagani) produce dei segnali continui con rilievo delle grandezze ogni centimetro; tali segnali vengono trasmessi tramite un cavo passante all'interno delle aste di spinta. I segnali sono ricevuti in superficie da una centralina di condizionamento la quale riceve anche gli impulsi trasmessi da un generatore (encoder) collegato meccanicamente al dispositivo di spinta e che fornisce il parametro profondità. I segnali digitali trasmessi dalla punta alla centralina vengono, nel corso della prova, direttamente elaborati e visualizzati sul visore della centralina stessa. Le prove CPTU permettono di valutare in maniera continua i valori della resistenza di punta (q_c), dell'attrito laterale specifico (f_s) e della pressione dinamica dell'acqua nei pori (u_2); dal rapporto $R_f(f_s/q_c \%)$

è possibile valutare la stratigrafia del terreno.

Le prove penetrometriche CPTU differiscono dalle prove penetrometriche con punta elettrica particolarmente nella preparazione dell'elemento poroso di misura della pressione neutrale e dal fatto che vengono eseguite in terreni saturi al di sotto del livello di falda.

Le caratteristiche della punta utilizzata sono: apertura di 60°, diametro di 35,7 mm e area di 10 cm² per la misura della pressione di rottura (qc), manicotto di attrito per la misurazione delle resistenze di attrito laterale (fs) con superficie di 150 cm², velocità di penetrazione della punta- manicotto pari a 2 cm/sec. La speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento attraverso sensori di pressione elettrici. Inoltre erano attivi anche due inclinometri posti a 90°, per il controllo della deviazione delle aste dalla verticale (essenziale per prove in profondità). L'acquisizione delle informazioni è avvenuta direttamente durante la prova con centralina elettronica.

Nell'elaborazione in esame, sono state realizzate n.11 prove penetrometriche statiche a gennaio 2020, ubicate come pianificato nel piano indagini, lungo il tracciato stradale in modo da coprirne l'intero sviluppo.

ID	Latitudine	Longitudine
CPTU1	44.242269 N	12.146303 E
CPTU2	44.243087 N	12.146242 E
CPTU3	44.246614 N	12.146370 E
CPTU4	44.247463 N	12.146543 E
CPTU5	44.255207 N	12.148473 E
CPTU6	44.255425 N	12.148145 E
CPTU7	44.428363 N	12.248935 E
CPTU8	44.430252 N	12.249352 E
CPTU9	44.430475 N	12.248843 E
CPTU10	44.439163 N	12.252857 E
CPTU11	44.442172 N	12.253438 E

4.4 PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

Durante il carotaggio, come precedentemente anticipato, sono stati prelevati campioni indisturbati di terreno, successivamente sottoposti a prove di laboratorio per la caratterizzazione fisica e meccanica.

Le prove sono state effettuate presso il laboratorio geotecnico della Geoplanning s.r.l. autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti, con Decreto n. 53582 del 01.07.2005 ai sensi del D.P.R. 246/1993, Circolare LL.PP. 349/1999, D.P.R. 380/2001.

Le principali caratteristiche fisiche individuate sono:

- Grado di umidità naturale media (Wn) [C.N.R. U.N.I. 10008; A.S.T.M. D 2216-92; BS 1377-1990];

- Peso di volume naturale (γ_n) (o massa volumetrica apparente) [A.G.I. 1994; C.N.R. B.U. XII N.63; BS 1377-1990];
- Peso di volume dei granuli (γ_s) (o massa volumetrica reale) [C.N.R. U.N.I. 10010; C.N.R. U.N.I. 10013; A.S.T.M. D 854-00; A.S.T.M. D 4718-87; BS 1377-1990];
- Limiti di consistenza (Atterberg) [C.N.R. U.N.I. 10014; A.S.T.M. D 4318-00; BS 1377-1990];
- Analisi granulometrica per vagliatura [A.G.I. 1994; U.N.I. EN 933-1-1999; C.N.R. B.U. A.VI N.23; A.S.T.M. D422-63-1998; A.S.T.M. D 421-85-1998; BS 1377-1990];
- Analisi granulometrica per sedimentazione, per individuare la granulometria dei terreni [A.S.T.M. D422-63-1998; BS 1377-1990].

Per individuare le principali caratteristiche meccaniche sono state eseguite le seguenti prove:

- Prova di taglio diretto (TD) lento (consolidato drenato), che fornisce i valori di coesione drenata (c') e angolo di attrito drenato (ϕ') [A.G.I. 1994; A.S.T.M. D 3080-98 BS 1377-1990];
- Prova triassiale consolidata isotropicamente e non drenata (CIU), che fornisce i valori di resistenza in termini di tensioni totali ed efficaci [A.G.I. 1994; A.S.T.M. D 2850-95; A.S.T.M. D 4767-95; BS 1377-1990].

5 PRESENTAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI

5.1 SONDAGGI STRATIGRAFICI

L'elaborazione delle stratigrafie dei sondaggi è stata eseguita con il programma **Stratigrafie 10.0** della SGEO.

Per ogni sondaggio eseguito è stata redatta una stratigrafia (Allegato 3), con indicazioni relative a:

- Cantiere; numero ed ubicazione precisa del sondaggio (con coordinate geografiche WGS84);
- Data di inizio e di ultimazione;
- Attrezzatura e utensile/i di perforazione;
- Accorgimenti per assicurare la stabilità delle pareti del foro (rivestimento utilizzato);
- Quota del piano campagna in riferimento alla struttura definita come coordinata Z (di segno negativo nelle stratigrafie), ovvero affondamento dalla chiave dell'arco o dall'intradosso delle travi impalcato, a seconda della struttura;
- Per ogni strato di terreno attraversato, sono stati indicati: profondità relativa al piano campagna di esecuzione dell'indagine; quota definita come coordinata Z (di segno negativo nelle stratigrafie), ovvero affondamento dalla chiave dell'arco o dall'intradosso travi-impalcato; spessore;
- Numero ed ubicazione dei campioni di terreno prelevati;
- Rappresentazione stratigrafica dei terreni attraversati alle varie profondità;
- Percentuali di carotaggio;
- Presenza ed ubicazione precisa dei livelli acquiferi eventualmente intercettati e relative quote di livello statico;
- Valori rilevati dalle prove con penetrometro tascabile e vane test;
- Risultati delle prove SPT;
- Descrizione della natura e caratteristiche litologiche dei terreni attraversati.

Nella descrizione litologica dei terreni attraversati sono specificate le seguenti caratteristiche: il colore/i prevalente del livello; la composizione granulometrica approssimata nei termini correnti (blocchi, ghiaia, sabbia, limo, argilla), l'eventuale tessitura o stratificazione, la presenza di sostanze organiche o torbe, fossili, legno, ecc; il grado di umidità; l'eventuale presenza di coerenza o cementazione; le caratteristiche di consistenza nei terreni coesivi; le caratteristiche di addensamento nei terreni granulari; il grado di arrotondamento e/o di appiattimento, il diametro massimo e la natura della frazione grossolana (ghiaie e blocchi).

A corredo di ogni sondaggio eseguito, in Allegato 2 viene riportata documentazione fotografica relativa a postazione di sondaggio e cassette catalogatrici.

5.2 PROVA SPT

Nelle schede delle prove SPT sono riportate indicazioni relativamente a: numero della prova; data di esecuzione; quota della tubazione provvisoria di rivestimento del foro riferita al piano campagna; quota di esecuzione della prova riferita al piano campagna; tipo di campionatore impiegato (punta aperta o chiusa); numero di colpi per infissione di ciascuno dei tre tratti di 15 cm, oppure penetrazione misurata dopo aver raggiunto il limite dei colpi;

valore dell' N_{SPT} ; eventuali annotazioni riguardo l'esecuzione della prova.

Il valore del numero di colpi N_{SPT} può essere normalizzato:

- per profondità, con il metodo di Bazaraa $N'=(4N)/(3.25+0.01\sigma)$
- per efficienza $N_{60}=N_{SPT}(\text{eff\%/60\%})$

La prova è stata effettuata nei due fori di sondaggio a varie profondità, per un numero complessivo di rilevazioni pari a 10 per ogni foro.

Il valore del numero di colpi registrato N_{SPT} , al fine di ottenere un valore riferibile alla prova SPT caratterizzata da un'energizzazione al 60% (N_{60}), nel caso in esame, è stato corretto con una serie di fattori definibili sulla base delle caratteristiche del foro e dell'attrezzatura utilizzata nella prova in analisi, secondo la seguente formula (Skempton 1986):

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \cdot C_W$$

con:

- C_E = correzione per rapporto di energia $E_R/60$; per la prova in esame, il rendimento del sistema di battitura (E_R) è del 53%, come proposto da Skempton (1986), per utilizzo di aste di diametro 76 mm, spessore 8 mm, fattore di correzione=0,88%.
- C_B = correzione per il diametro del foro; per la prova in esame, diametro del foro 101 mm, fattore di correzione=1;
- C_S = correzione per tipo di campionatore; per la prova con punta aperta, fattore di correzione=1 – per la prova con punta chiusa, fattore di correzione=1,2.
- C_R = correzione per lunghezza delle aste (L); per la prova in esame, fattore di correzione [$L=1-4$ m] = 0,75; [$L=4-6$ m] = 0,86; [$L=6-8$ m] = 0,95; [$L>10$ m] = 1.
- C_W = correzione per presenza di falda; si applica solo quando presente la falda in terreni sabbiosi con $N_{SPT}>15$, la correzione corrispondente secondo la formula di Terzaghi Peck (1948) $N_{(60)}=15+0,5*(N_{SPT} - 15)$. Tale fattore non viene applicato per il calcolo del valore normalizzato $N_{I(60)}$, relativo alla valutazione a liquefazione.

Il valore di N_{60} ottenuto è normalizzato per la pressione litostatica efficace al fine di poter comparare prove eseguite a profondità diverse, secondo la seguente formula:

$$N_{I(60)} = C_N \cdot N_{60}$$

Nell'elaborazione effettuata, secondo la formula di Jamiolkowski (1985)

$$C_N = 1/(\sigma'_{v0})^{0,56}$$

I parametri geotecnici e fisici dei terreni granulari sono definiti mediante le relazioni riportate di seguito.

Il peso specifico saturo e secco ($\gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{dry}}$) è stato stimato tramite le tabelle di correlazione di Terzaghi&Peck (1948-1967).

Correlazione N_{SPT} e Peso specifico – TERZAGHI&PECK (1948 – 1967)											
N_{SPT}	γ_{sat} [t/m ³]	γ_{d} [t/m ³]	N_{SPT}	γ_{sat} [t/m ³]	γ_{d} [t/m ³]	N_{SPT}	γ_{sat} [t/m ³]	γ_{d} [t/m ³]	N_{SPT}	γ_{sat} [t/m ³]	γ_{d} [t/m ³]
0	1,83	1,33	25	2,02	1,64	50	2,15	1,85	75	2,20	1,93
5	1,88	1,41	30	2,05	1,69	55	2,16	1,87	80	2,21	1,95
10	1,93	1,50	35	2,08	1,73	60	2,17	1,88	85	2,23	1,97
15	1,96	1,54	40	2,10	1,77	65	2,18	1,90	90	2,24	1,99
20	1,99	1,59	45	2,13	1,81	70	2,19	1,92	95	2,24	1,99

Un'importante correlazione si ha tra la densità relativa D_r e i valori di N_{SPT} , sia in modo qualitativo con la correlazione di Terzaghi e Peck (1948) che in modo quantitativo con prove in cella di calibrazione di Gibbs e Holtz (1957).

N_{SPT} (colpi / 30 cm)	Densità relativa	
	<i>Terzaghi-Peck</i>	<i>Gibbs-Holtz</i>
0 ÷ 4	Molto sciolta	0 ÷ 15%
4 ÷ 10	Sciolta	15 ÷ 35%
10 ÷ 30	Media	35 ÷ 65%
30 ÷ 50	Densa	65 ÷ 85%
> 50	Molto densa	85 ÷ 100%

La densità relativa è definita mediando i valori risultanti della relazione di correlazione di Gibbs e Holtz (1957):

$$D_r = 21 * \sqrt{\frac{N_{60}}{\sigma'_{v0} + 0.7}}$$

Nel caso di depositi ghiaiosi, il valore di D_r (%) viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene sottostimato, il metodo fornisce generalmente valori in eccesso nei primi metri di approfondimento della prova.

L'angolo d'attrito efficace (ϕ') è stato definito mediante le seguenti relazioni:

- Correlazioni e formule di Hatanaka e Uchida (1996), valida per sabbie e ghiaie

$$\Phi = (15 * N_{I(60)})^{1/2} + 20$$

- R.B.S. formula (Shio – Fukuni, 1982), valida per sabbie, sabbie fini e limi

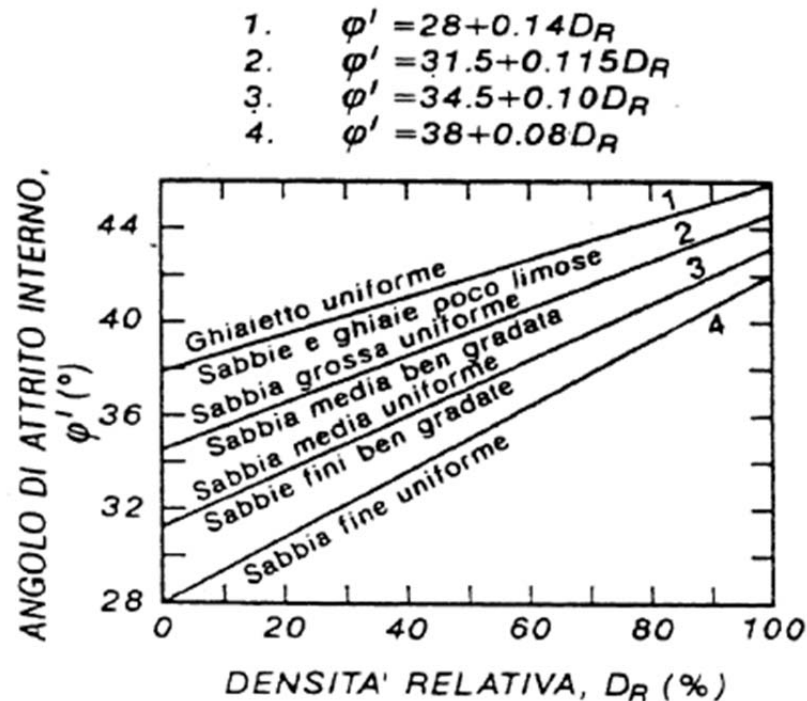
$$\Phi' = (15 * N_{I(60)})^{1/2} + 15$$

- Grafici e correlazioni di De Mello (1971) basati sulla seguente relazione valida per terreni prevalentemente limoso-sabbiosi

$$\Phi' = 19 - 0,38 \cdot \sigma + 8,73 \cdot \log N_{I(60)}$$

Vi sono anche delle correlazioni tra l'angolo d'attrito ϕ' e la densità relativa D_r per terreno con differenti granulometrie.

metrie (Schmertmann, 1977).



Sono disponibili anche dei diagrammi che correlano il numero di colpi NSPT e la pressione verticale effettiva σ'_{vo} con l'angolo d'attrito di picco ϕ' per sabbie non cementate e mediamente compressibili.

I parametri geotecnici dei terreni coesivi sono definiti mediante le relazioni riportate di seguito.

Il peso specifico saturo e secco ($\gamma_{sat} - \gamma_{dry}$) è stato stimato tramite le tabelle di correlazione di Terzaghi&Peck (1948-1967), precedentemente riportate.

La coesione non drenata (c_u) è stata stimata mediando le seguenti relazioni:

- sulla base delle correlazione DM-7 (Design Manual for Soil Mechanics) valide per argilla a alta, media e bassa plasticità, definite dalle seguenti relazioni

$$c_u = 0,125 \cdot N_{I(60)} \rightarrow \text{Argille ad alta plasticità}$$

$$c_u = 0,074 \cdot N_{I(60)} \rightarrow \text{Argille a media plasticità}$$

$$c_u = 0,038 \cdot N_{I(60)} \rightarrow \text{Argille a bassa plasticità}$$

- sulla base dei grafici di correlazione di Terzaghi&Peck (1967) validi per le argille di media plasticità e limi di bassa plasticità.

PROVA SN₁

N° SPT	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	N° colpi	Nspt	C _E	C _B	C _S	C _R	C _W	Nspt modificata	γ _{sat} [t/m ³]	γ _d [t/m ³]	σ' _{med}	Dr(kg/cm ²)	φ	Cu
1	1,70	1,85	1	3	0,88	1,00	1,00	0,75	1,00	1,99	1,86	1,38	1,357865			0,147075
	1,85	2,00	2		0,88	1,00	1,00	0,75	1,00							
	2,00	2,15	1		0,88	1,00	1,00	0,75	1,00							
2	4,50	4,65	3	4	0,88	1,00	1,00	0,86	1,00	3,04	1,87	1,39	1,551995			0,115469
	4,65	4,80	2		0,88	1,00	1,00	0,86	1,00							
	4,80	4,95	2		0,88	1,00	1,00	0,86	1,00							
3	7,00	7,15	2	2	0,88	1,00	1,00	0,95	1,00	1,68	1,85	1,35	1,76769			0,063777
	7,15	7,30	1		0,88	1,00	1,00	0,95	1,00							
	7,30	7,45	1		0,88	1,00	1,00	0,95	1,00							
4	12,50	12,65	11	30	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	26,50	2,05	1,69	1,978415	66,05463505	34,9374	
	12,65	12,80	14		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
	12,80	12,95	16		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
5	15,00	15,15	9	26	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	22,97	2,03	1,65	2,192765	59,17138043	33,56071	
	15,15	15,30	12		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
	15,30	15,45	14		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
6	18,00	18,15	11	29	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	25,62	2,04	1,68	2,408865	60,28089219	34,6023	
	18,15	18,30	12		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
	18,30	18,45	17		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
7	21,00	21,15	9	26	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	22,97	2,03	1,65	2,623465	55,20427664	33,56071	
	21,15	21,30	13		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							
	21,30	21,45	13		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00							

8	24,00	24,15	14	31	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	27,38	2,06	1,70	2,192765	64,61091243	35,26697
	24,15	24,30	14		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00						
	24,30	24,45	17		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00						
9	27,00	27,15	12	25	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	22,08	2,02	1,64	2,408865	55,96940331	33,20027
	27,15	27,30	11		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00						
	27,30	27,45	14		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00						
10	30,00	30,15	14	33	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	29,15	2,07	2,07	2,623465	62,19321669	35,91052
	30,15	30,30	16		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00						
	30,30	30,45	17		0,88	1,00	1,00	1,00	1,00						

PROVA SN₂

N° SPT	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	N° colpi	Nspt	Nspt modifi- cata	σ'_{med}	Dr(kg/cm ²)	φ	Cu
1	4,50	4,65	1	3	25	1,357865			1,85
	4,65	4,80	1						
	4,80	4,95	2						
2	7,50	7,65	2	6	44	1,551995			1,672
	7,65	7,80	2						

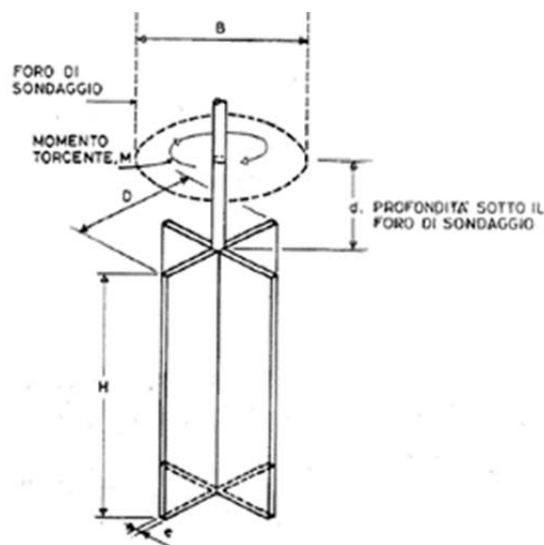
	7,80	7,95	4						
3	10,00	10,15	5	23	72	1,76769			2,736
	10,15	10,30	10						
	10,30	10,45	13						
4	13,00	13,15	7	23	45	1,978415	86,07689992	40,98076	
	13,15	13,30	11						
	13,30	13,45	12						
5	18,00	18,15	6	21	27	2,192765	64,1570815	35,12461	
	18,15	18,30	8						
	18,30	18,45	13						
6	21,00	21,15	4	18	30	2,408865	65,23474819	36,2132	
	21,15	21,30	7						
	21,30	21,45	11						
7	24,00	24,15	5	18	46	2,623465	78,12727122	41,26785	
	24,15	24,30	9						
	24,30	24,45	9						
8	27,00	27,15	10	31	27	2,192765	64,1570815	35,12461	
	27,15	27,30	15						
	27,30	27,45	16						
9	30,00	30,15	9	30	30	2,408865	65,23474819	36,2132	
	30,15	30,30	13						
	30,30	30,45	17						
10	33,00	33,15	10	23	46	2,623465	78,12727122	41,26785	
	33,15	33,30	10						
	33,30	33,45	13						

5.3 POCKET PENETRATION TEST E VANE TEST

Le prove di resistenza alla penetrazione (Pocket Penetration Test) e scissometrica (Vane Test) eseguite su carotaggi prelevati, relativamente ai terreni coesivi, permettono di stimare approssimativamente in loco, il valore medio della coesione non drenata (c_u).

Il Pocket Penetrometer (Penetrometro tascabile) è utilizzato per determinare la resistenza alla penetrazione di strati superficiali e di campioni: lo strumento viene spinto nel terreno incontrando la forza della terra che comprime la molla fornendo il valore della resistenza stessa con profondità di misura di 5 mm.

Il Torvane, invece, è un dispositivo di taglio portatile usato per la determinazione rapida della resistenza al taglio in terreni coesivi saturi, la cui forza non drenata è indipendente dalla pressione normale (argille di varia consistenza). Lo strumento, costituito da lame tra loro ortogonali, viene infisso nel foro e contemporaneamente viene fatto ruotare, misurando il momento torcente; durante la prova non è possibile alcun drenaggio e dunque la prova può essere assimilata alla prova triassiale senza drenaggio. La prova va eseguita con velocità di rotazione standard di 6 gradi/min e il rapporto H/D deve essere pari a 2 con diametro da 40 a 70 mm.



Il valore della coesione non drenata, nello studio in esame è stata stimata mediante le seguenti correlazioni:

$$c_u = \frac{1}{2} \div \frac{1}{3} R_{PP} \quad \text{con resistenza misurata con Pocket Penetration Test}$$

$$c_u = R_{VT} \quad \text{con resistenza misurata nell'esecuzione del Vane Test}$$

Laddove le prove di resistenza alla penetrazione (P.P.T.) siano eseguite su terreni coesivi con una frazione granulare (sabbie e limi grossolani) non trascurabile, la coesione non drenata viene stimata con maggiore precisione dal valore relativo a $1/3 R_{PP}$, mentre se la frazione granulare è trascurabile, tale valore è più prossimo a $1/2 R_{PP}$.

5.4 PROVA CPTU

Le misure registrate durante la prova vengono riportate in appositi grafici in cui, in ordinata viene messa la profondità di prova, mentre in ascissa vengono riportate q_c , f_s e R_f (rapporto tra q_c ed f_s) come quelli forniti a seguito della prova e riportati in Allegato 4.

Mediante i valori ottenuti, è possibile ricavare i seguenti parametri:

1. Classificazione dei terreni sottoposti alla prova, servendosi di alcuni abachi

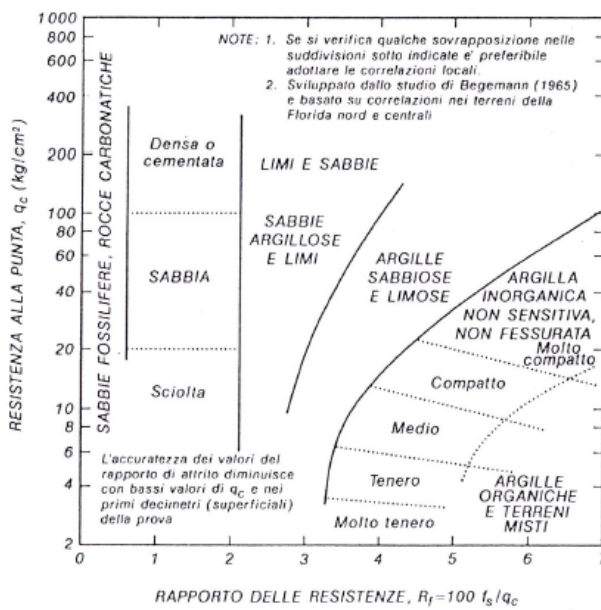


Figura 4 – Punta Meccanica

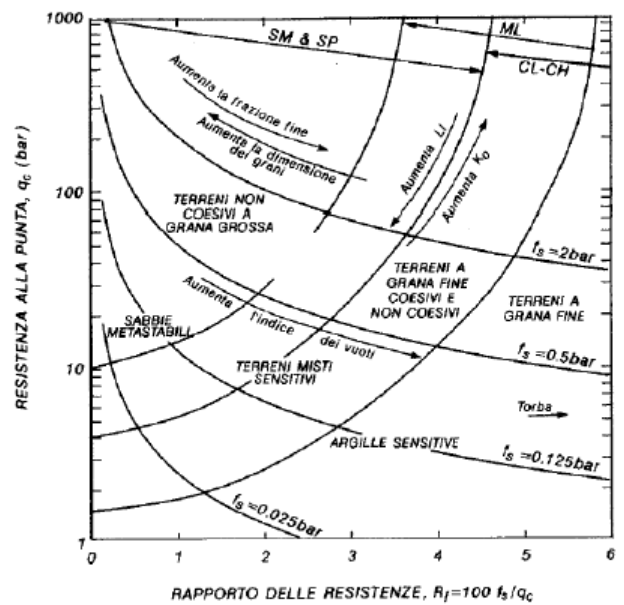


Figura 5 – Punta Elettrica

2. Densità relativa e angolo d'attrito con la correlazione di Schmertmann

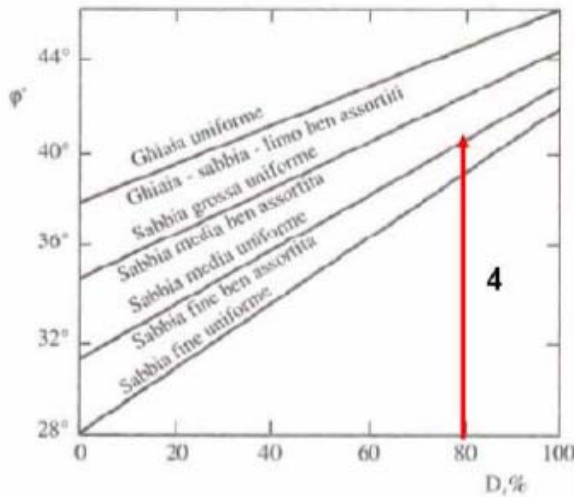
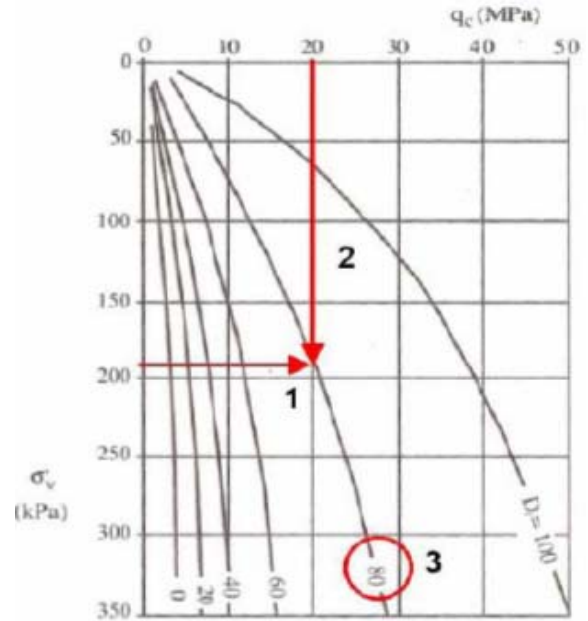


Figura 6 – Abachi di Schmertmann



3. Resistenza al taglio non drenata, mediante una relazione base empirica derivata dalle formule di capacità portante del singolo palo:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c} \quad \text{con} \quad N_c = 15-20$$

4. Modulo di compressione edometrica:

$$E_{ed} = \alpha q_c \rightarrow \text{per terreni a grana grossa con } \alpha \text{ parametro adimensionale che assume valori pari a } 2,5 < \alpha < 5;$$

$$M = \alpha q_c \rightarrow \text{per terreni limo-argillosi con } \alpha \text{ che dipende dal tipo di materiale.}$$

5.5 PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

I campioni indisturbati, prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi stratigrafici, sono stati sottoposti alle prove di laboratorio per la definizione delle caratteristiche fisiche e meccaniche.

I dati completi relativi alle prove effettuate e la loro interpretazione sono riportati nei certificati di laboratorio riportati in Allegato 5.

L'analisi dei risultati di laboratorio, per ciò che riguarda le caratteristiche fisiche dei terreni, consiste nel confronto delle classi granulometriche dei campioni con quelle definite nelle analisi di campagna e riportate nelle stratigrafie.

Inoltre, per i terreni coesivi, sulla base del diagramma di plasticità di Casagrande e dei limiti di Atterberg rilevati, si individua la classificazione dei diversi tipi di terreno.

6 PROVE DI LABORATORIO

6.1 CARATTERIZZAZIONE FISICA

Per la caratterizzazione fisica dei terreni in sito si sono determinati i seguenti parametri:

- grado di umidità media: W_n
- peso di volume naturale: γ_n
- peso di volume dei granuli: γ_s
- Limiti di consistenza (Atterberg)
- Analisi granulometrica per sedimentazione, per individuare la granulometria dei terreni

6.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA

6.2.1 Prova di taglio diretto

La prova di taglio diretto permette di determinare l'angolo di attrito ϕ' in laboratorio o direttamente sul posto; con apposita apparecchiatura (Figura 7), viene raggiunta nel provino la rottura provocando un taglio secondo un piano prestabilito e viene misurata la forza orizzontale applicata al campione per raggiungere tale rottura: si misura così la resistenza data dal campione al fatto che questo venga indotto a rompersi su un piano orizzontale.

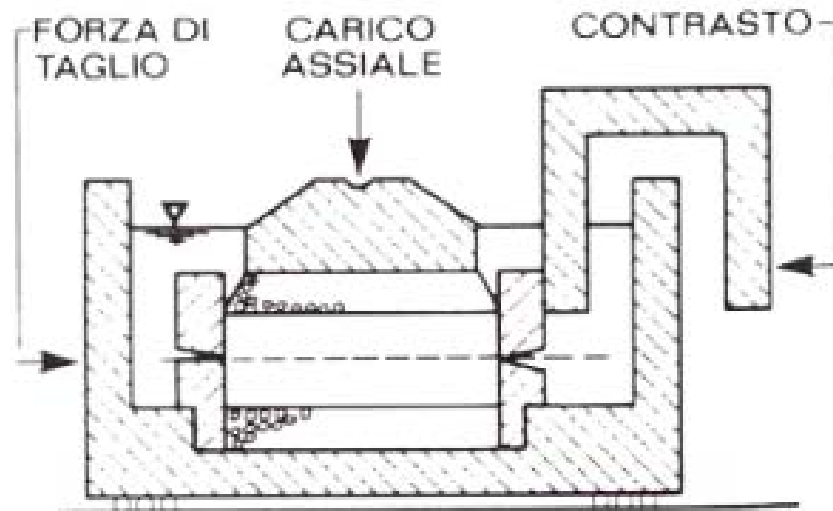


Figura 7 – Apparecchiatura prova di taglio diretto

Le grandezze che vengono misurate in questa prova sono:

- F : forza orizzontale (misurata);
- x : spostamento orizzontale (imposto);
- N : forza normale applicata (imposta);
- y : spostamento verticale (misurata).

Da questa prova si ottiene un legame F-x rappresentato da una curva, nella quale è possibile identificare il valore critico (o residuo) ed il valore di picco (Figura 8); inoltre è possibile ricavare l'angolo d'attrito dalla relazione seguente:

$$F = N \tan \phi' \quad \begin{cases} \rightarrow \tan \phi'_{picco} = \frac{F_{picco}}{N} \\ \rightarrow \tan \phi'_{crit} = \frac{F_{crit}}{N} \end{cases}$$

L'angolo d'attrito può essere ricavato anche mediante costruzione grafica, riportando i valori delle varie resistenze di picco in funzione della tensione efficace applicata ed interpolandoli.

Una volta identificato il valore di questi due angoli, è possibile ricavare la dilatanza come loro differenza, ossia la capacità del materiale di ordinarsi in presenza di forze di taglio che dipende dal rapporto fra le forze interparticellari; essa permette di interpretare la conformazione del materiale e la densità dei suoi costituenti.

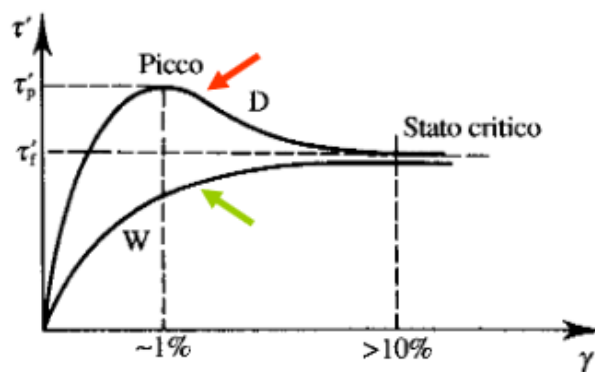


Figura 8 – Diagramma tensioni-deformazioni

La dilatanza (e di conseguenza l'angolo di resistenza al taglio) cresce con la densità relativa, ma diminuisce all'aumentare della tensione efficace normale sul piano di rottura; essa, responsabile dell'instabilità del materiale, è massima in condizioni di resistenza di picco, tendendo poi ad attestarsi su un valore costante fino ad annullarsi a grandi deformazioni: allo stato critico, ovvero in condizioni ultime di resistenza, l'angolo di resistenza del materiale coincide con l'angolo d'attrito interno ϕ_{cv} , essendo $\Delta V = 0$.

6.2.2 Prova triassiale TxCU

La prova triassiale è una prova fondamentale per lo studio del comportamento delle terre e permette di ricavare la resistenza al taglio e la deformabilità dei terreni in termini di tensioni principali: è un dispositivo assialsimmetrico, dunque il provino è soggetto sostanzialmente a due tensioni principali.

È un'attrezzatura cilindrica opportunamente predisposta (Figura 9), con un campione di dimensioni standard pari a:

- $d = 35-38\text{mm}$;

- $h = 2-2,5 d_i$

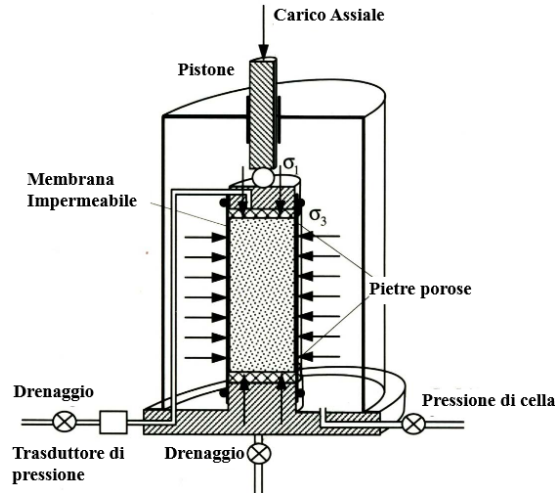


Figura 9 – Apparecchiatura della prova Tx

Il provino è prima sottoposto ad una pressione isotropica durante la fase di consolidazione, mettendo in pressione l'acqua della cella (pressione di contenimento) con l'applicazione della tensione di confinamento σ_c , sia con drenaggi aperti che con drenaggi chiusi. Successivamente il provino viene sottoposto ad una pressione in direzione assiale σ_a mediante l'utilizzo di una pressa a velocità di deformazione costante, fino ad arrivare a rottura con l'applicazione della tensione deviatorica, sia con drenaggi aperti che con drenaggi chiusi.

	Condotta di drenaggio chiuso PROVA NON CONSOLIDATA	
	Condotta di drenaggio aperto PROVA CONSOLIDATA	
	Condotta di drenaggio aperto PROVA DRENATA	
	Condotta di drenaggio chiuso PROVA NON DRENATA	

Le prova triassiali si distinguono in relazione alla condizione di drenaggio realizzata:

- Prova triassiale non consolidata e non drenata TxUU (o senza drenaggio) = non viene permesso il drenaggio e nessuna dissipazione di pressione dei pori in nessuna delle due fasi;
- Prova con consolidazione e senza drenaggio TxCU = viene permesso il drenaggio soltanto nella prima fase, mentre non è permesso alcun drenaggio nella seconda e si misura la pressione neutrale.

Prova TxCU

La prova prevede una prima fase con l'applicazione di una tensione di confinamento con drenaggi aperti, in cui il terreno può consolidare, variare di volume ed espellere l'acqua, raggiungendo l'equilibrio tra tensioni totali esterne e tensioni efficaci; successivamente si effettua la seconda fase in cui, con drenaggi chiusi, si porta il campione a

rottura per incremento di deformazione assiale. Si ha un incremento della tensione efficace che permette la misura di una resistenza al taglio via via crescente fino al valore di rottura e la misura delle sovrappressioni neutrali che si sviluppano. Anche in questo caso, è possibile ricavare i cerchi di Mohr (Figura 10) e, tracciando la retta tangente ai tre cerchi, si ricava l'involuppo di resistenza: una retta di pendenza costante dalla quale si ricava l'angolo d'attrito e la cui intercetta con l'asse delle ordinate varia in base al tipo di materiale, normalconsolidato o sovraconsolidato:

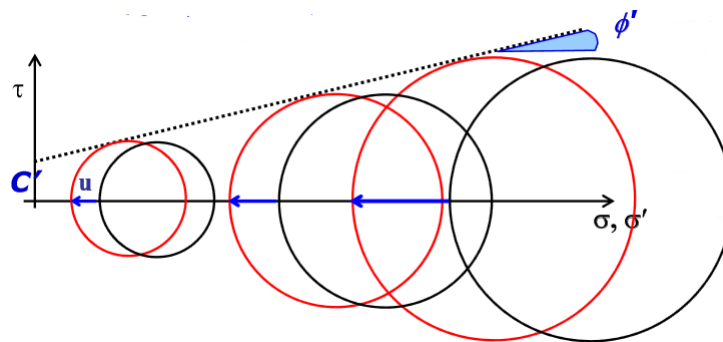


Figura 10 – Cerchi di Mohr TxCU

$$TxCU/NC \begin{cases} \tau = \sigma' \tan \phi' \\ \phi'_{crit} = costante(\sigma') > 0 \end{cases} \quad TxCU/OC \begin{cases} \tau_p = c' + \sigma' \tan \phi'_p \\ \phi'_p < \phi'_{crit} \end{cases}$$

6.2.3 Prova di consolidazione edometrica

La prova edometrica permette di determinare le caratteristiche di compressibilità delle terre, utilizzando uno stato di simmetria radiale e non considerando componenti radiali della deformazione (deformazione monodimensionale); è una prova molto utilizzata per la semplicità di realizzazione e perché simula la consolidazione naturale del terreno per effetto del peso degli strati sovrastanti senza deformazioni laterali.

La prova viene realizzata con apposita apparecchiatura (Figura 11), incrementando geometricamente un carico assiale che, ad ogni gradino, viene mantenuto costante per un tempo sufficiente a completare la consolidazione.

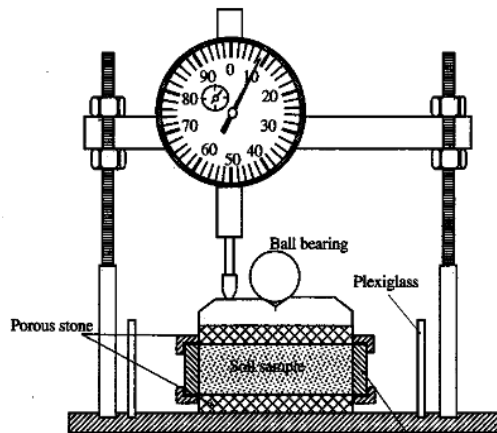


Figura 11 – Apparecchiatura della prova edometrica

Le grandezze misurate dalla prova edometrica sono:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma = \frac{\Delta P}{A} \rightarrow \text{tensioni} \\ \Delta H (\rightarrow \Delta\varepsilon_z) \rightarrow \text{deformazioni} \\ \Delta t \rightarrow \text{tempi} \end{array} \right.$$

Dai risultati ottenuti, è possibile ricavare una relazione tra l'indice dei vuoti e la pressione efficace, realizzando dei diagrammi $e-\sigma'$ (come quelli forniti dall'esercitazione) e un insieme di curve che rappresentano come variano i cedimenti in funzione del tempo, realizzando dei diagrammi $H-t$.

Dalla pendenza dei vari tratti del grafico $e'-\log\sigma'$, è possibile ricavare C_r (indice di ricomprensione), C_c (indice di compressione) e C_s ; inoltre è possibile calcolare il valore del coefficiente di consolidazione primaria C_v (con la costruzione di Casagrande) e del coefficiente di consolidazione secondaria C_{α} , considerando un tratto nella parte terminale del grafico:

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{\Delta H_{\alpha}}{H_0} \rightarrow C_{\alpha,\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{\alpha}}{\log(t_2/t_1)} \rightarrow C_{\alpha} = \frac{\Delta e_{\alpha}}{\Delta \log t} = (1 + e_o)C_{\alpha,\varepsilon}$$

Con la costruzione di Casagrande è possibile determinare il valore di pressione di consolidazione il quale, confrontato con quello della tensione verticale efficace attuale, fornisce il grado di consolidazione OCR:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}$$

- $OCR > 1$: terreni sovraconsolidati o precompressi;
- $OCR = 1$: terreni normalconsolidati;
- $OCR < 1$: terreni sottoconsolidati.