

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

 Sintagma

Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani

Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

 GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.

Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Bela

Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente

 COOPROGETTI

Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfili
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle

Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno

 GEOTECHNICAL DESIGN GROUP

Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti

Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini

 ICARIA
società di ingegneria

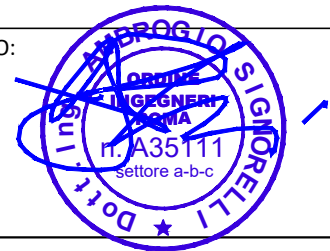
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni

Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piunno
Geom. C. Sugaroni

 OMNISERVICE
ENGINEERING

Dott. Ing. P. Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



GEOTECNICA
Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

L O 4 0 8 Z E 2 1 0 1

NOME FILE

T01GE00GETRE01C

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB.

T 0 1 G E 0 0 G E T R E 0 1

C

—

D

C

B

A

REV.

Revisione a seguito di Rapporto di Verifica

Revisione a seguito istruttoria ANAS

EMISSIONE

DESCRIZIONE

Novembre 2021

Settembre 2021

GIUGNO 2021

DATA

F. Latini

F. Latini

A. Loffredo

REDATTO

A. Signorelli

A. Signorelli

A. Signorelli

VERIFICATO

N. Granieri

N. Granieri

N. Granieri

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INDAGINI ESEGUITE	5
3.1	INDAGINI PREGRESSE 2003-2004	5
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2012-2013	6
3.3	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2021	16
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	19
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	22
5.1	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	22
5.1.1	Note generali	22
5.1.2	Terreni a grana fine.....	22
5.1.3	Terreni a grana grossa	23
5.1.4	Determinazione delle caratteristiche di deformabilità.....	25
5.1.5	Determinazione delle caratteristiche di permeabilità.....	27
5.1.6	Formazioni litoidi	27
5.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	30
5.2.1	Terreni appartenenti alla formazione M _{cm}	31
5.2.2	Terreni appartenenti alla formazione M _c	43
5.2.3	Terreni appartenenti alla formazione O _{cm}	59
5.2.4	Terreni appartenenti alla formazione Q _m	88
5.2.5	Terreni appartenenti alla formazione Conoide	113
5.2.6	Terreni appartenenti alle formazioni ar, P, dt, Ql e R.....	124

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

5.2.7 Terreni appartenenti alla formazione Mm	130
5.2.8 Terreni appartenenti alla formazione Qcs	137
5.2.9 Terreni appartenenti ai depositi a e TV	143
6 PARAMETRI GEOTECNICI.....	144
6.1 TABELLA RIASSUNTIVA GENERALE	144
7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	147
8 INDICAZIONE SUI PIANI DI POSA DEL CORPO STRADALE	149
9 ATTACCO CHIMICO DEL CLS.....	154
10 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	155

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica per la progettazione del lotto 1 del "Collegamento Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s.114".

Nella presente relazione tecnica, dopo aver esposto i criteri generali, si presenteranno le indagini geognostiche – geofisiche eseguite, la caratterizzazione dei terreni ricadenti nel lotto in oggetto, le tabelle riassuntive dei parametri geotecnici. Saranno inoltre riportate informazioni relative al regime idrico del sottosuolo, le caratteristiche di piani di posa dei rilevati, all'attacco chimico del calcestruzzo e considerazioni suscettibilità alla liquefazione.

Per le verifiche di stabilità dei rilevati e degli scavi a cielo aperto, sia per i terreni granulari sia per i terreni rocciosi, si rimanda alla specifica relazione T01GE00GETRE03 – Relazione geotecnica di calcolo: rilevati e fronti di scavo.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

D.M 14/01/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

- Circolare 02/02/2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. Min. 14 gennaio 2008;
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

3 INDAGINI ESEGUITE

Ai fini della redazione della caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo sono state considerate tutte le indagini eseguite nell'area in esame nel corso degli anni e di cui si dispone.

Nello specifico, sono state considerate:

- indagini pregresse del 2003 e del 2004 (di seguito verranno trattate insieme), a sostegno del progetto preliminare;
- campagna indagine 2012-2013, a sostegno del progetto definitivo.
- campagna indagine 2021, a sostegno del progetto esecutivo.

3.1 INDAGINI PREGRESSE 2003-2004

Nell'ambito della campagna di indagine del 2004 sono state realizzate sul lotto 1le seguenti indagini:

- n. 14 sondaggi geognostici in buona parte attrezzati con piezometri (8) e tubi per prove Down Hole (2)
- n. 4 prove penetrometriche standard SPT in foro di sondaggio;
- n. 12 prelievi di campioni indisturbati in foro di sondaggio;
- n. 2 prelievi di campioni rimaneggiati;
- n. 4 prove di permeabilità in foro;
- prove di laboratorio geotecnico e fisico sui campioni;
- n. 3 stendimento di sismica a rifrazione
- n. 2 indagini geofisiche in foro tipo Down Hole

Tabella 3-1- Elenco dei sondaggi effettuati e relative prove eseguite durante la campagna indagini 2004

Sondaggio	Profondità (m)	SPT	Point Load	Piezometro	Down Hole	Campioni	Prova Permeabilità
S20	25.0	2				3	
S21	15.0	2				3	
S22	15.0				x	2	
S23	35.0		2		x		
S24	20.0			x			Prova Lugeon
S26	25.0			x			
S28	25.0		2	x			
S28bis	25.0			x		2	Prova Lugeon
S29	15.0			x			
S29bis	15.0			x			
S30	20.0		1			2	
S31	10.0		2	x			
S32	10.0		2	x			
S19	15.0					2 (rim)	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 3-2 - Stese sismiche eseguite nel lotto 1 nella campagna indagini 2004.

<i>Stesa sismica</i>	<i>Lunghezza (m)</i>
<i>T8</i>	<i>500</i>
<i>T7</i>	<i>550</i>

I campioni prelevati durante tale campagna di indagine sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (TX-CID);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL);
 - prova di rigonfiamento.

Si precisa che, per quanto riguarda le prove di taglio della fase I, laddove nei certificati di prova è specificato che "i provini del taglio sono stati parzialmente ricostruiti", le stesse non sono state considerate ai fini della caratterizzazione.

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2012-2013

Nella zona in oggetto è stata condotta una campagna di indagini geognostiche, espletate tra il mese di Dicembre 2012 e l'inizio di Marzo 2013, finalizzata alla determinazione delle caratteristiche geotecniche e alla identificazione stratigrafica. La fase di progettazione definitiva ha altresì compreso una campagna di indagini compiute tra novembre e dicembre 2016, in cui sono state effettuate indagini geofisiche integrative.

Si riporta di seguito una descrizione della tipologia e del numero di indagini eseguite nell'intero tratto, rispettando la suddivisione in lotti descritta in PD. Le documentazioni delle indagini sono riportate negli elaborati:

- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – sondaggi;
- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – pozzetti e prove di carico su piastra;
- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – prove in sito;
- Documentazione indagini geofisiche preesistenti – planimetria;
- Documentazione indagini geofisiche preesistenti – report;
- Documentazione prove di laboratorio preesistenti;
- Documentazione campionamento in alveo – prelievo campioni e report.

Nell'ambito della campagna di indagine 2012-2013 sono state realizzate sul lotto 1 le seguenti indagini:

- n. 49 sondaggi geognostici in buona parte attrezzati con piezometri (28), tubi per prove Down Hole (11) e inclinometri (2);
- n. 143 prove penetrometriche standard SPT in foro di sondaggio;
- n. 27 prelievi di campioni indisturbati in foro di sondaggio;
- n. 43 prelievi di campioni lapidei da cassetta catalogatrice;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- n. 105 prelievi di campioni rimaneggiati da cassetta catalogatrice;
- n. 6 prove di permeabilità in foro;
- n. 3 prova pressiométrica in foro;
- n. 49 pozzetti geognostici;
- n. 15 prove di carico su piastra in pozzetto;
- n. 69 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto geognostici;
- prove di laboratorio geotecnico e fisico su tutti i campioni indisturbati, rimaneggiati e litoidi prelevati;
- n. 31 stendimenti di sismica a rifrazione;
- n. 19 indagini geofisiche tipo MASW;
- n. 11 indagini geofisiche in foro tipo DOWN HOLE;
- n. 17 stazioni di rilevamento geomeccanico.

Di seguito la tabella riepilogativa dei sondaggi realizzati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta e per cui è specificata la strumentazione installata, ove prevista (p:piezometro, i:inclinometro; d: prova Down-hole). È inoltre riportato il numero e la tipologia di campioni prelevati (CI: campioni indisturbati; Rim: campioni rimaneggiati, Li: campioni litoidi; SC: spezzoni di carota) e di prove eseguita in sito.

Tabella 3-3 - Elenco dei sondaggi eseguiti nell'ambito del lotto 1

Sondaggio	Lotto/Opera	Profondità (m)	Strumentazione: Piezometro (P) Inclinometro (I) Down Hole (DH)	Campioni Indisturbati	Campioni Rimaneggiati	Campioni Lapidei	SPT	Lugeon	Lefranc	Pressiometriche
S001	L1-Svincolo	20				3				
S002	L1-Trincea	20	P			3				
S005	L1-Trincea	30	DH	1	5		1			
S006	L1-Linea	20		1	4		2			
S006bis	L1-Linea	20	P	1	2		1			
S007	L1-Cavalcavia	20	P		1	2	2			
S008	L1-Detriti	20	I		2	2	3			
S009	L1-Detriti	30	I		2	1	2			
S010	L1-Detriti	20	P			3	2			
S011	L1-Detriti	30	DH		3		4	1		
S012	L1-Rilevato	30	DH		3	1	2			
S013	L1-Rilevato	30	P	1	2	1	1			
S014	L1-Viadotto 1	30	P			5	2	1		
S015	L1-Viadotto 1	30	DH		4	1	5			
S017	L1-Trincea	25			5		2			

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Sondaggio	Lotto/Opera	Profondità (m)	Strumentazione: Piezometro (P) Inclinometro (I) Down Hole (DH)	Campioni Indisturbati	Campioni Rimaneggiati	Campioni Lapidei	SPT	Lugeon	Lefranc	Pressiometriche
S017bis	L1	30		2	1	1	7			
S018	L1-Trincea	15	P	1	5		3			
S021	L1-Muro di sostegno	20	P		4		4			
S022	L1-Trincea	30	P			4				
S024	L1-Rilevato-Muro di sostegno	20	P		3		2			
S025	L1-Muro di sottoscarpa-Rilevato	20			1	2	3			
S029	L1-Rilevato-Trincea	30	P		1	3	1		1	
S031	L1-Rilevato	20	P	1	2		4			
S032	L1-Rilevato	20	P		4		2			
S033	L1-Trincea	20		1	2		2			
S034	L1-Rilevato-Trincea	30	DH		2	1	2			
S035	L1-Muro di sostegno	15	P		1	1	2			
S036	L1-Sottovia-Rilevato	30	DH	1	3		5		1	
S037	L1-Viabilità secondaria	20	P		4		2			
S37bis	L1	7		2	1		2			
S039	L1-Trincea	15	P		2	1	2			1
S041	L1-Trincea	30	DH		3	1	3			
S042	L1	20	P		2	1	1			
S043	L1-Cavalcavia	20	P		3		4			
S044	L1-Cavalcavia	30	DH	1	3		5			
S046	L1-Cavalcavia	20	P	1	3		4			
S048	L1-Tombino-Rilevato	35	P	1	3		5			
S049	L1-Paratia-Trincea	20	P	1	2		4			1
S051	L1-Tombino-Rilevato	30	DH	1	3		5		1	
S053	L1-Cavalcavia	35	P	2	4		5			
S054	L1-Tombino-Rilevato	20	P	1	2		4			
S056	L1-Trincea	20	P		1	3	2	1		

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Sondaggio	Lotto/Opera	Profondità (m)	Strumentazione: Piezometro (P) Inclinometro (I) Down Hole (DH)	Campioni Indisturbati	Campioni Rimaneggiati	Campioni Lapidei	SPT	Lugeon	Lefranc	Pressiometriche
S059	L1-Cavalcavia	30	DH	1	3		5			
S060	L1-Tombino- Rilevato	35	P		1	3	3			
S061	L1-Tombino- Rilevato	20	P	1	3		4			
S063	L1-Tombino- Trincea	30	DH	3	1		5			
S064	L1-Trincea	20	P	2			4			1
S065	L1-Cavalcavia	30	P		1		4			
S066	L1-Tombino- Rilevato	20			2		4			

Inoltre, sono stati prelevati campioni rimaneggiati da pozzetti esplorativi, in corrispondenza di alcuni di questi pozzetti sono state effettuate prove di carico su piastra, utilizzando una piastra di acciaio rigida, con spessore di 20 mm ed un diametro pari a 298.5 mm.

Tabella 3-4 - Elenco dei pozzetti eseguiti nell'ambito del lotto 1

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati	Prove di carico su piastra
P001a	L1	3	2	1
P001b	L1	1	1	
P001c	L1	1,5	1	
P001	L1	0,7	1	
P004	L1	1	1	
P005	L1	3	2	1
P010	L1	3	1	1
P014	L1	2,2	2	
P015	L1	1,3	1	
P016	L1	1,1	2	
P017	L1	2	2	
P019	L1	0,8	1	
P021	L1	1,9	2	1
P023	L1	1	1	
P024	L1	0,6	1	
P025	L1	2	1	
P027	L1	2,5	2	
P029	L1	0,4	1	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati	Prove di carico su piastra
P031	L1	0,7	1	
P032	L1	0,8	1	
P033	L1	2	2	
P038	L1	1,2	1	
P039	L1	2	2	1
P040	L1	3	1	
P042	L1	1,5	2	1
P043	L1	0,5	1	
P044	L1	1,5	1	
P050	L1	3	2	
P051	L1	2,2	1	
P052	L1	1,5	1	
P053	L1	1,8	1	
P054	L1	3	1	
P055	L1	0,8	1	
P055a	L1	3	2	1
P055b	L1	2,3	2	1
P056	L1	3,2	1	
P057	L1	3,5	2	1
P060	L1	3	2	1
P061bis	L1	1,2	1	
P062	L1	3	1	1
P064	L1	3,5	1	
P065	L1	2,2	1	1
P067	L1	2,2	2	1
P069	L1	3,5	2	1
P070	L1	3,2	2	
P071	L1	3,5	2	1
P071a	L1	3,5	2	
P071b	L1	1,2	1	
P072	L1	2,1	1	

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2013 e 2014, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto naturale d'acqua;
- peso di volume naturale;
- peso specifico dei grani;
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, compresi quelli prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico).

Suoi campioni lapidei sono state eseguite le seguenti prove:
definizione del parametro RQD (Rock Quality Designation);

- Point load test;
- prova di compressione uniassiale;
- prova triassiale in roccia.

Gli spezzoni di carota sono stati utilizzati al fine di determinare caratteristiche chimiche del materiale estratto, tra cui il potenziale di reattività in presenza di alcali, il contenuto di zolfo, contenuto in sostanza organica, ma anche la resistenza alla frammentazione, la massa volumica dei grani e la porosità.

Di seguito è riportato l'elenco dei campioni prelevati in alveo.

Tabella 3-5: Prelievi sedimenti in alveo

CORSO D'ACQUA	SIGLA PRELIEVO	Campioni totali	Campioni da fondo alveo	Campioni da sponde
Vallone delle coste	G01	3	2	1
Cava San Marco	G02	2	2	
F. Contrada Cassarella	G03	2	2	
F. Contrada Coffa	G04	2	2	
T. Para G05	G05	4	2	2
F. Contrada Chiavola	G06	2	2	
T. Sugarello	G07	2	2	
T. Sperlinga	G08	2	2	
TOTALE		19	16	3

Per quanto riguarda le prove Lefranc (carico variabile) e Lugeon (prova in avanzamento con otturatore singolo), queste sono state eseguite all'interno dei fori di sondaggio realizzando una sezione filtrante di altezza compresa tra 1 e 3 m e diametro 101 mm. Nella tabella che segue sono riportati in maniera riassuntiva le caratteristiche di tali indagini.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 3-6: Scheda di riepilogo prove *LefranceLugeon*

SONDAGGIO			PROVA LEFRANC 1			SONDAGGIO			PROVA LUGEON 1		
			H(m)	K (cm/s)				PROVA	da H(m)	a H(m)	
S29			17 m – 18 m	2,86 E-5	S 11			20,00	25,00		
S36			17 m – 18 m	1,03 E-5	S14			17,00	20,00		
S51			12 m – 13 m	1,53 E-4	S56			8,00	11,20		

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa delle prove pressiometriche eseguite e la corrispondente profondità di prova.

Tabella 3-7: Scheda di riepilogo delle prove pressiometriche.

SONDAGGIO	PROFONDITA' (m)	PROVA PRESSIOMETRICA E/O DILATOMETRICA (n)
39	15.00	1
49	20.00	1
64	20.00	1

Le analisi geofisiche di tipo MASW e Down-Hole hanno consentito di valutare la classificazione sismica dei siti e dei suoli. Nelle seguenti tabelle si elencano le indagini eseguite e la relativa categoria sismica, in riferimento alla classificazione effettuata dalle NTC 08 e dalle Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'.

Tabella 3-8 - Elenco delle MASW eseguite e relativa categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile

IDENTIFICATIVO	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo Linee Guida P.C.
M001	L1	1047	A	A
M001bis	L1	974	A	A
M002	L1	437	B	B
M002bis	L1	743	B	B
M003	L1	524	S2	B

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

IDENTIFICATIVO	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo Linee Guida P.C.
M004	L1	731	S2	B
M005	L1	682	B	B
M005bis	L1	704	S2	B
M006	L1	774	S2	B
M008	L1	885	A	A
M009	L1	461	B	B
M010	L1	603	S2	B
M011	L1	593	B	B
M012	L1	391	S2	B / C *(1)
M013	L1	720	B	B
M014	L1	358	S2	C
M014bis	L1	391	B	B
M015	L1	1077	A	A
M015bis	L1	498	S2	S2

Tabella 3-9 - Elenco delle prove Down-Hole eseguite e relativa categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile

IDENTIFICATIVO	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo Linee Guida P.C.
S005	L1	718	S2	B
S011	L1	619	B	B
S012	L1	716	S2	S2 / B *(1)
S015	L1	752	S2	S2
S034	L1	818	A	A
S036	L1	430	E	E / B *(2)
S041	L1	841	A	A
S044	L1	430	S2	S2
S051	L1	453	S2	S2
S059	L1	414	S2	S2 / B *(1)
S063	L1	402	B	B

Tabella 3-10 - Elenco delle basi simiche eseguite

IDENTIFICATIVO	LUNGHEZZA SEZIONE (m)	LOTTO
BS_001	115	L1
BS_002	115	L1
BS_003	115	L1
BS_004	115	L1
BS_005	115	L1
BS_006	115	L1

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

IDENTIFICATIVO	LUNGHEZZA SEZIONE (m)	LOTTO
BS_007	115	L1
BS_008	115	L1
BS_009	115	L1
BS_010	115	L1
BS_011	115	L1
BS_014	115	L1
BS_016	115	L1
BS_018	115	L1
BS_019	115	L1
BS_020	115	L1
BS_022	115	L1
BS_025	115	L1
BS_026	115	L1
BS_027	115	L1
BS_028	115	L1
BS_030	115	L1
BS_031	115	L1
BS_033	115	L1
BS_034	115	L1
BS_035	115	L1
BS_036	115	L1
BS_037	115	L1
BS_038	115	L1
BS_039	115	L1
BS_041	115	L1

Nell'ambito dei rilevamenti eseguiti è stato condotto anche un rilievo geomeccanico-strutturale nell'ambito del quale sono state realizzate n. 2 stazioni di misura per valutare l'indice BMR (Bieniawski, 1973) necessario per la classificazione degli ammassi rocciosi.

Secondo il sistema utilizzato, la classificazione dell'ammasso roccioso utilizza i seguenti parametri:

- Resistenza della roccia alla compressione monoassiale;
- RQD (Rock quality designation);
- Spaziatura delle discontinuità;
- Condizioni delle discontinuità;
 - Persistenza;
 - Apertura;
 - Rugosità a piccola scala (JRC);
 - Riempimento;
 - Alterazione (JCS);

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- Condizioni idrogeologiche;
- Orientamento delle discontinuità.

A ciascun punto sopra indicato equivale un valore numerico; valori più alti indicano migliori condizioni della roccia.

Nello svolgimento dei rilievi geomeccanici è stata seguita la metodologia di Z. T. BIENIAWSKI (1989). che individua la classifica BMR (Basic Mass Rating) che, con le dovute correzioni, consentirà di valutare la classifica RMR (Rock Mass Rating).

È necessario comunque evidenziare che le stazioni geomeccaniche sono state eseguite su affioramenti litoidi delle diverse formazioni affioranti che rappresentano quindi le facies più competenti delle unità che saranno interessate dal progetto.

Nella sottostante tabella si riportano i valori di BMR emersi dalle stazioni di rilevamento eseguite la cui precisa ubicazione è riportata sulla carta geologica.

Tabella 3-11 - Elenco delle Stazioni geomeccaniche eseguite

Stazione (n)	Lotto (n)	Valore BMR	Classe ammasso	Litologia
SG1	L1	52	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Irminio – Calcareniti e calcareniti marnose (Mc)
SG2	L1	52	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Irminio – calcareniti e calcareniti marnose (Mc)
SG3	L1	54	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Leonardo – calcisiltiti, marne e calcari (Ocm)
SG4	L1	52	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Leonardo – calcisiltiti, marne e calcari (Ocm)
SG5	L1	43	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Leonardo – calcisiltiti, marne e calcari marnosi (Ocm)
SG6	L1	48	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Irminio – calcareniti e marne (Mcm)
SG7	L1	59	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Irminio – calcareniti e marne (Mcm)
SG8	L1	51	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Membro Leonardo – calcisiltiti e calcari marnosi (Ocm)
SG9	L1	67	II - ammasso buono	Formazione Ragusa – Membro Irminio – breccia calcarenitica e marnosa (Mcm)
SG38	L1	66	II - ammasso buono	Formazione Ragusa – calcisiltiti, marne e calcari(Ocm)
SG39	L1	50	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – calcisiltiti, marne e calcari(Ocm)
SG40	L1	42	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – calcisiltiti, marne e calcari(Ocm)
SG41	L1	34	IV - ammasso scadente	Formazione Ragusa – calcisiltiti, marne e calcari(Ocm)
SG42	L1	46	III - ammasso discreto	Formazione Ragusa – Calcareniti (Mc) i
SG48	L1	32	IV - ammasso scadente	Formazione Ragusa – Calcisiltiti, marne e calcari (Ocm)
SG10	L2	73	II - ammasso buono	Formazione Ragusa – Membro Irminio – calcareniti e marne (Mcm)
SG43	L2	50	III - ammasso discreto	Formazione Tellarò – Marne (Mm)

3.3 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2021

Nella fase di progettazione esecutiva è stato necessario un approfondimento e un dettaglio delle analisi e delle indagini al fine di definire alcuni aspetti stratigrafici ed idrogeologici di dettaglio

In particolare, sono state eseguite le seguenti attività:

- n.14 sondaggi a carotaggio continuo (SEx, SE_GTx), attrezzati con piezometri (n.3) o tubazioni per le prove Down-Hole (n.2);
- n.9 pozzetti esplorativi (PEx, PE_GTx) con esecuzione di prove di carico su piastra e prelievo di campioni rimaneggiato per la classificazione a dei terreni;
- Esecuzione di prove penetrometriche dinamiche (SPT);
- Prelievo di campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- n.4 stazioni geomeccaniche.

Nelle tabelle che seguono si riporta un elenco delle indagini eseguite.

Tabella 3-12 Elenco dei sondaggi eseguiti

Sondaggio	Profondità (m)	Strumentazione: Piezometro (P) Inclinometro (I) Down Hole (DH)	Campioni Indisturbati	Campioni Rimaneggiati	Campioni Lapidari	SPT
SE02_A	4				1	
SE03_AG(*)	10			1	1	
SE04_AGd	30	DH		5	4	1
SE05_AG(*)	8		1		1	1
SE06_Agp	20	P	2			3
SE07_Gp	30	P	1	2	2	2
SE08_Gd	35	DH	4			4
SE09_AG	4			1		
SE11_AG	30		1			2
SE12_Agp	25	P		3	2	
SE16_AG(*)	6		2			1
SE18_Ag	6				1	
SE20_AG(*)	7			2		1
SE21_AG(*)	7			2		1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 3-13 Elenco dei pozzetti eseguiti

Pozzetto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati	Prove di carico su piastra
PE15_AG	2	1	1
PE17_AG	2	1	1
PE30_AG	2	1	1
PE37_AG	2	1	1
PE46_G	2	1	1
PE47_AG	2	1	1
PE53_AG	2	1	1
PE60_AG	2	1	1
PE67_AG	2	1	1

Tabella 3-14 Tabella riassuntiva delle prove Down-Hole eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica".

IDENTIFICATIVO	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
SE04DH	L1 (PE)	392	S2	S2
SE08DH	L1 (PE)	542	S2	S2

Di seguito si indica la tipologia di prove di laboratorio eseguite:

- Prove di classificazione (granulometria, determinazione della massa volumica, umidità, limiti di Atterberg);
- Prove di taglio diretto;
- Prove di compressione triassiale (UU, CU, CD);
- Prove di compressione ad espansione laterale libera;
- Prove edometriche;
- Prove di compressione semplice (con e senza rilievo della deformazione) per i campioni litoidi.

Durante il rilievo geologico del periodo Febbraio - Maggio 2021 sono state eseguite quattro stazioni geomeccaniche in aree di interesse progettuale.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 3-15 Tabella riepilogativa indagini eseguite per la definizione e il dettaglio del modello geologico e geotecnico

Stazione (n)	Lotto (n)	Valore BMR	Classe ammasso	Litologia
SGe2	L1	71	II - ammasso buono	Formazione Ragusa – Membro Leonardo – calcisiltiti, marne e calcari (Ocm)
SGe4	L1	78	II – ammasso buono	Formazione Ragusa – Membro Leonardo – calcisiltiti, marne e calcari (Ocm)
SGe7	L1	67	II – ammasso buono	Formazione Ragusa – Membro Irminio – calcareniti e calcareniti marnose (Mc)
SGe8	L1	73	II – ammasso buono	Formazione Ragusa – Membro Irminio – calcareniti e calcareniti marnose (Mc)

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Le successioni che affiorano nell'area di interesse sono caratterizzate da sequenze prevalentemente carbonatiche e sabbioso-arenacee.

I termini più antichi sono dati dai litotipi della Formazione Ragusa che in letteratura viene divisa in due: la parte inferiore, Membro Leonardo, costituita da calcisiltiti, calcilutiti e marne calcaree e la parte superiore, Membro Irminio, costituita da calcari marnosi, calcareniti, calciruditi e marne (Figura 5-2)

La Formazione Ragusa passa talvolta gradualmente alle marne medio-mioceniche della Formazione Tellaro in cui la frazione carbonatica è nettamente inferiore anche se sono presenti episodi sporadici di intercalazioni calcarenitico-marnose.

La presenza limitata di depositi evaporitici (Miocene sup.-Messiniano) è probabilmente legata a fenomeni di sollevamento dell'altipiano calcareo che hanno permesso la deposizione delle evaporiti solo in depressioni strutturali sinsedimentarie (Licodia Eubea).

I sedimenti Pliocenici sono distribuiti in maniera discontinua.

I depositi quaternari sono costituiti da litotipi biocalcarenitici teneri giallastri discordanti sul substrato miocenico o sulle vulcaniti plioceniche.

I terreni appartenenti a tali coperture plio-quaternarie, avendo subito solo una debole tettonica di sollevamento e piegamento connessa con l'assestamento della falda di Gela, risultano avere un assetto generalmente sub-tabulare o lievemente ondulato.

Le formazioni geologiche presenti nell'area in esame sono le seguenti:

Riporti antropici (R) – Attuale

Si tratta di materiale di risulta accumulatosi in seguito alle attività di estrazione di materiale da costruzione, di materiale di risulta degli scavi delle trincee esistenti e di rilevati stradali e ferroviari.

Depositi eluvio-colluviali (ec) – (Olocene).

Si tratta di depositi derivati sia dall'alterazione in posto del substrato roccioso (eluvium) che da materiali prodotti dal disfacimento del basamento e trasportati in luoghi distanti da quello d'origine (colluvium). Costituiscono una copertura del basamento e sono rappresentati da sabbie, limi e terre rosse. Generalmente sono privi di strutture sedimentarie e non cementati. Tali depositi presentano generalmente spessori variabili da 0,2-0,5 metri, ma in alcuni tratti superano abbondantemente il metro.

Fasce e coni di detrito (dt) – Pleistocene superiore – Olocene

Si tratta di depositi di materiale da incoerente a cementato che si accumula lungo i pendii o ai piedi dei versanti, ove questi si raccordano con il fondovalle. La loro origine è da attribuirsi alla somma di vari processi: crolli singoli, crolli di massa, azione dell'acqua; analogamente il loro accumulo è dovuto a diversi fattori: azione della gravità, ruscellamento, soliflusso. La geometria di questi accumuli è il risultato di movimenti a carattere discontinuo prodotti a differenti quote di caduta in un ambiente fortemente condizionato dalle condizioni climatiche. Sotto il profilo granulometrico si presentano con pezzature prevalenti, dal ciottolo al masso, clasti spigolosi di dimensioni crescenti da monte verso valle, il tutto in abbondante matrice fine. Gli spessori massimi in corrispondenza dall'opera raggiungono i 30 m.

Alluvioni fluviali e fondi palustri recenti ed attuali (a) – Pleistocene superiore – Olocene.

Si tratta di depositi alluvionali che costituiscono prevalentemente il prodotto della attività esondativa dei sistemi fluviali Acate-Dirillo e San Leonardo. I depositi sono costituiti da alternanze non regolari di ciottoli, ghiaie, sabbie e argille derivati dall'azione di trasporto e accumulo ad opera delle acque fluviali. La consistenza è generalmente bassa in funzione di un elevato contenuto di sostanza organica in via di

decomposizione e di un variabile grado di consolidamento. Lo spessore complessivo di tale unità varia da qualche metro nel reticolo idrografico secondario a più di 10 m nelle valli principali.

Terrazzi fluviali (ar) – Pleistocene superiore – Olocene.

Si tratta di depositi di natura alluvionale presenti nelle aree prossimali alle incisioni fluviali disposte a modesta distanza dall'alveo di magra aventi caratteristiche litologiche analoghe ai termini oggetto del ciclo sedimentario attuale. Si presentano terrazzate, distribuite in vari ordini e costituite da ciottoli carbonatici arrotondati in abbondante matrice sabbioso-limosa a luoghi prevalente. Nella zona prossima alla Piana di Catania lo scheletro solido è costituito da frammenti di vulcaniti risedimentate e calcareniti rimaneggiate friabili. Affiorano localmente lungo il tracciato stradale e sono distribuiti dal punto di vista altimetrico in modo casuale. Lo spessore complessivo di tale unità varia da pochi metri a più di 10.0 m.

Depositi palustri antichi (p) - Pleistocene medio e superiore.

I depositi palustri antichi sono costituiti da argille e limi bruno-giallastri e localmente da ghiaia e sabbia e livelli di torba; gli spessori massimi in corrispondenza dell'opera raggiungono i 15 metri.

Depositi limnici, silt e argille lacustri (Qm) – Pleistocene medio.

I depositi attribuibili al Qm presentano una discreta variabilità laterale e verticale essendo costituiti da limi e argille lacustri con livelli torbosi in cui si rinvenivano lenti e livelli di sabbie, ghiaie e silt travertinosi.

Affiorano in maniera diffusa in vaste placche dell'area di Chiaromonte e in entrambi i versanti del Fiume Acate – Dirillo. Lo spessore di questo deposito raggiunge i 50 m.

Sedimenti limnici costituiti da calcari marnosi, silt biancastri e travertini (Ql) – Pleistocene inferiore.

Questi depositi sono costituiti da calcari marnosi, limi e argille con banchi travertinosi contenenti abbondanti resti di molluschi e riconducibili ad una sedimentazione lacustre che si sviluppava nell'area prossima al massiccio miocenico ibleo.

Nell'area di studio sub-affiorano in una limitata area situata nella parte apicale del Fiume Ippari, nel tratto in cui il fiume passa dal massiccio carbonatico costituito dalla Formazione Ragusa alla vasta piana di Vittoria-Comiso.

Lo spessore massimo di questi depositi è pari a circa 50 m.

Silt argillosi e arenarie fossilifere (Qs) – Pleistocene inferiore.

Si tratta di sabbie di origine marina, a granulometria da media a grossolana, debolmente limose, con passaggi eteropici e intercalazioni di livelli ghiaiosi e livelli arenacei bene cementati oggetto di erosione selettiva, che si esalta considerata la giacitura suborizzontale della formazione; ciò evidenzia le testate di strato rispetto alla facies sabbiosa prevalente. Mostra una elevata erodibilità che in alcuni casi genera locali fenomeni di erosione incanalata. Gli spessori della formazione sono dell'ordine di circa 30-40 metri. Nell'insieme presentano buone caratteristiche drenanti e di resistenza trovandosi spesso scarpate subverticali con un talus detritico al piede che denota una stabilità anche in condizioni di tagli subverticali.

Sabbie con livelli arenacei e siltoso-argillosi (Qsa) – Pleistocene inferiore.

Si tratta di depositi di ambiente circalitorale e batiale che localmente sono in continuità con i termini argillosi che poggiano in leggera discordanza sui termini Qs e sono costituiti da sedimenti limoso-argillosi con intercalazioni arenacee.

Tali depositi affiorano in un areale di modesta estensione in sinistra dell'ampia vallata del Fiume Acate-Dirillo.

Lo spessore di questa formazione è di 250 m.

Formazione Tellaro (Mm) – Langhiano – Messiniano.

Marne grigio-azzurre a frattura sub-concoide contenenti sporadici orizzonti di un'alternanza calcarenitico-marnosa bianco-crema in strati di 30-50 cm spesso deformati da slumping. Nella parte alta

compaiono sovente marne calcaree giallastre; in questo intervallo apicale sono presenti grosse lenti di vulcanoclastiti e di lave submarine basiche di spessore compreso tra 0 e 100 m a volte interdigitate con le marne suddette. Lo spessore varia da poche decine ad alcune centinaia di metri.

La formazione del Tellaro è ampiamente diffusa in tutto il Vallone Salito.

Formazione Ragusa – Membro Irminio (parte mediana – Mcm) – Aquitaniano – Langhiano inferiore.

Calcareni grigiastre spesse mediamente da 30 a 60 cm in alternanza con strati calcareo marnosi di uguale spessore. Lo spessore varia da una decina di metri nelle aree meridionali iblee fino a circa 60 m nelle aree a nord di Ragusa.

La Formazione affiora in diversi settori da inizio Lotto alla zona di testata del Fiume Ippari e in lembi sparsi nella alta piana di Vittoria-Comiso fino alla località Sperlinga.

Formazione Ragusa – Membro Irminio (parte inferiore – Mc) – Aquitaniano – Burdigaliano inferiore.

Calcareni e calciruditi bianco-grigiastre o bianco-giallastre di media durezza, in banchi di spessore variabile talvolta fino a 10 metri, separati da sottili livelli marnoso-sabbiosi. Localmente presenta stratificazione incrociata con strutture a spina di pesce. Lo spessore massimo in affioramento non supera i 75 metri; nella parte alta contiene hard-ground fosfatifero di spessore da pochi centimetri fino a qualche decimetro, di colore giallo-brunastro. Nei dintorni di Ragusa questi livelli sono sede di impregnazioni bituminose.

Questa formazione affiora da inizio Lotto nella zona di testata del Fiume Ippari.

Formazione Ragusa – Membro Leonardo (Ocm) – Oligocene superiore.

Alternanza di calcisiltiti di colore biancastro, potenti 30-100 cm e di marne e calcari marnosi biancastri di 5-20 cm di spessore. L'intervallo basale della formazione è caratterizzato da imponenti ed estesi fenomeni di slumping. Nell'area di Comiso e Ragusa affiora un'alternanza di calcilutiti in strati di 20-30 cm e di marne in spessori di 10-15 cm di colore bianco-crema. Lo spessore complessivo affiorante è di circa 100 m.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1.1 Note generali

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica, si distinguono tre tipologie di materiale:

- materiali a grana fine costituiti da argille e limi con percentuali delle stesse superiori al 70 – 80 % o in ogni caso laddove sia stato possibile prelevare campioni indisturbati;
- materiali a grana grossa costituiti da sabbie e ghiaie, generalmente aventi percentuali delle stesse superiori al 60 – 70 %;
- materiali litoidi.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

Nei paragrafi che seguono sono pertanto illustrati nell'ordine:

- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana fine;
- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana grossa;
- i criteri per la caratterizzazione delle rocce.

5.1.2 Terreni a grana fine

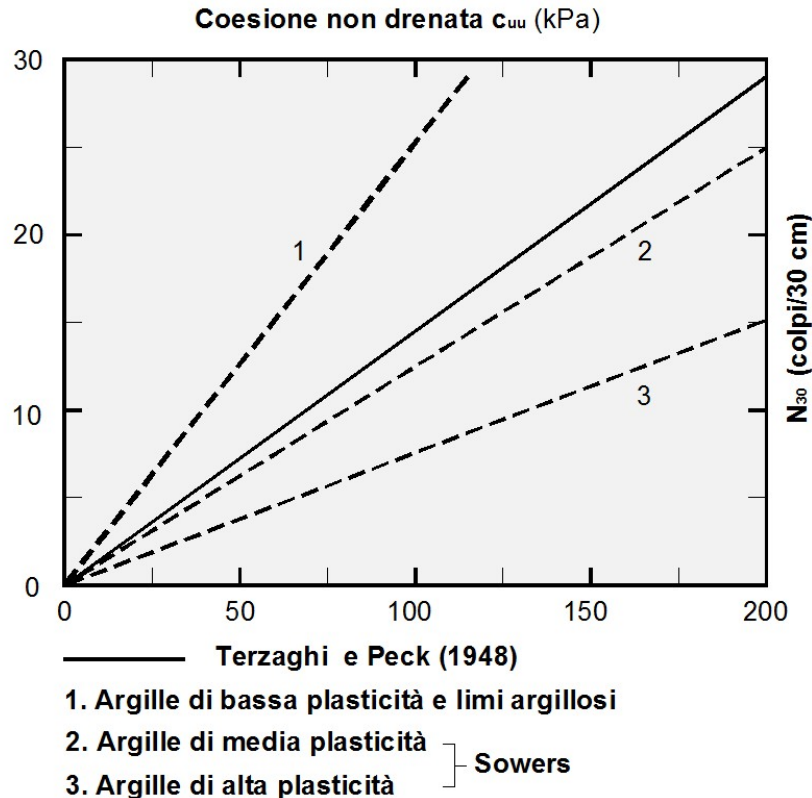
Per la caratterizzazione di tali litotipi, con particolare riferimento alle caratteristiche fisiche e alle proprietà indice, sono state utilizzate le prove di laboratorio svolte sui campioni (indisturbati e rimaneggiati) prelevati nei sondaggi geognostici.

La resistenza al taglio non drenata c_u è determinata in base ad una valutazione critica dei risultati delle prove di laboratorio, compressione ad espansione laterale libera (ELL) e triassiale non consolidata non drenata (UU). Nella maggior parte dei casi si è fatto riferimento alle prove tipo ELL che hanno fornito risultati più attendibili tenendo conto di risultanze empiriche statistiche pregresse cautelative (confermate parzialmente anche nel presente studio) che hanno permesso di correlare la coesione non drenata con la coesione efficace con l'espressione $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$.

In mancanza di prove di laboratorio si fa riferimento alle indagini geotecniche in sito con particolare riferimento alle correlazioni con i risultati delle prove SPT (tenendo sempre conto dei limiti della loro applicabilità secondo le indicazioni di Ghionna e Robertson di cui alla) e non a quelle con le prove pressiometriche in quanto, come sottolineato da alcuni autori (L.Callisto 1998), numerose esperienze hanno evidenziato che la resistenza non drenata ottenuta in questo modo risulta sistematicamente maggiore di quella determinata con altri metodi. La resistenza non drenata pertanto viene valutata secondo le correlazioni suggerite da Terzaghi (1948) e da Sowers per i vari tipi di argille, riportate nei grafici della Figura 5-1 in generale nel rispetto della sopra citata correlazione statistica con la coesione efficace.

In mancanza di prove di laboratorio si procede per comparazione con litotipi simili delle stesse indagini e/o di esperienze pregresse sempre in base alle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) ed alle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (valori di R_p , descrizione) e dalla documentazione fotografica.

Figura 5-1 Abaco per la stima della coesione non drenata in funzione del numero di colpi SPT (Terzaghi e Sowers)



5.1.3 Terreni a grana grossa

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica, in termini di parametri di resistenza e deformabilità, è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito penetrometriche dinamiche (SPT), mentre per la determinazione delle caratteristiche fisiche (fusi granulometrici e peso dell'unità di volume γ) si è fatto riferimento ai campioni rimaneggiati ivi prelevati.

In particolare, per l'individuazione dell'angolo d'attrito, si possono utilizzare i risultati delle prove SPT facendo riferimento a due tipologie di relazioni:

- correlazioni che esprimono il numero di colpi N_{SPT} in funzione della densità relativa consentendo a posteriori la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio mediante la conoscenza della granulometria del materiale in cui è stata effettuata la prova (Schmertmann, 1978);
- correlazioni che esprimono il valore dell'angolo d'attrito efficace ϕ' direttamente in funzione del numero di colpi N_{SPT} (De Mello, 1971).

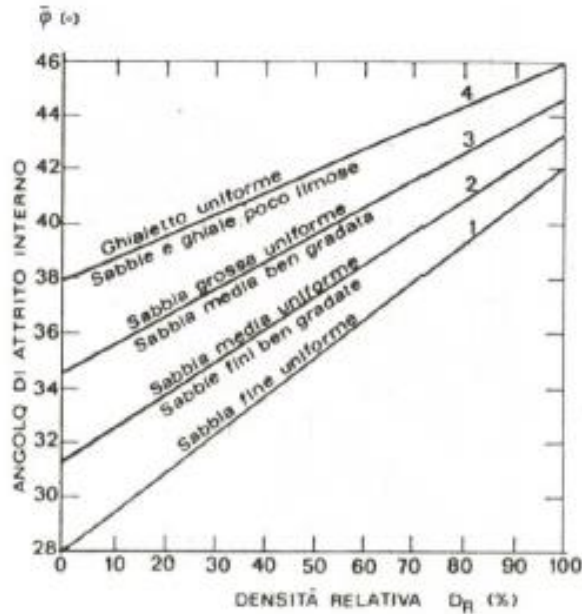
Si riporta di seguito il metodo di Schmertmann (1978)

Le correlazioni di Schmertmann (1978) funzione della densità relativa D_R e del tipo di terreno interessato vengono riportate di seguito e rappresentate in Figura 5-2:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- | | |
|--|-------------------------------|
| 1) Sabbia fine uniforme | $\varphi' = 28 + 0.14 D_R$ |
| 2) sabbie fini ben gradate - sabbia media uniforme | $\varphi' = 31.5 + 0.115 D_R$ |
| 3) sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme | $\varphi' = 34.5 + 0.1 D_R$ |
| 4) sabbie e ghiaie poco limose - ghiaietto uniforme | $\varphi' = 38 + 0.08 D_R$ |

Figura 5-2: Correlazioni di Schmertmann (1978) per la valutazione dell'angolo di attrito φ' .



Nel caso in esame il valore della densità relativa D_R possono essere valutati mediante le seguenti correlazioni:

- Meyerhof [1957]: $D_R = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(\sigma'_v + 0.7)}}$
- Schultze e Mezembach [1961]:
 $\text{Log}_e(D_R) = 0.478 \text{Log}_e(N_{SPT}) - 0.262 \text{Log}_e(\sigma'_v) + 2.84$
- Bazaara [1967]: $D_R = \begin{cases} \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 + 0.8\sigma'_v}} & \sigma'_v \leq 73.2 \text{kPa} \\ \sqrt{\frac{N_{SPT}}{65 + 0.2\sigma'_v}} & \sigma'_v > 73.2 \text{kPa} \end{cases}$

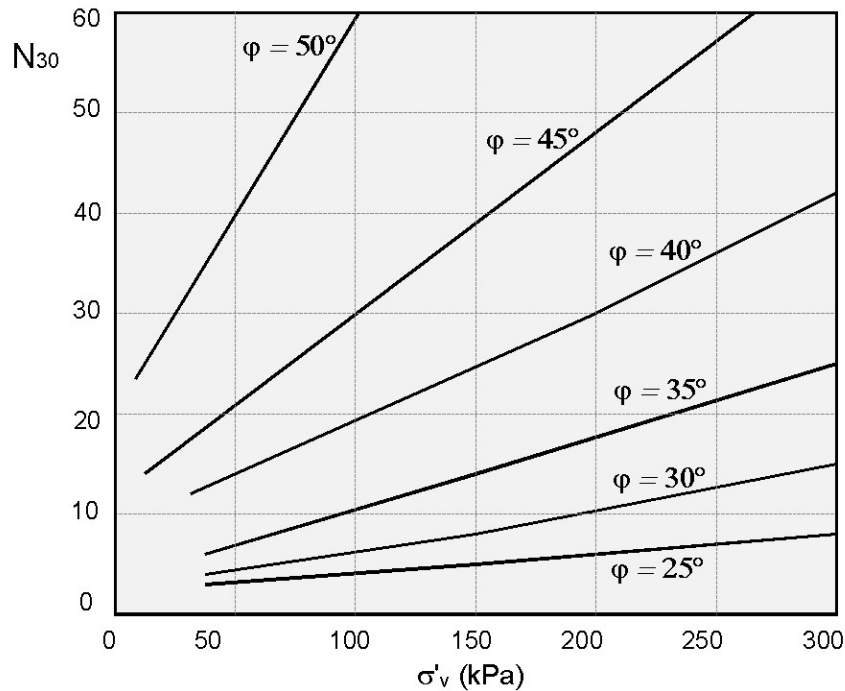
Si riporta di seguito il metodo di De Mello (1971)

La correlazione, valida per le sabbie (inattendibile per profondità <2 m da p.c. e per valori di $\varphi' > 38^\circ$, è la seguente:

$$\varphi' = 19 - 0.38\sigma + 8.73 \text{Log}(N_{SPT})$$

Si riporta inoltre l'abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della pressione litostatica efficace e del numero di colpi SPT.

Figura 5-3 Abaco per la stima dei valori dell'angolo di attrito in funzione della pressione litostatica efficace e del numero di colpi SPT (De Mello, 1971).



5.1.4 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità è stata effettuata in base ai risultati delle prove in sito (SPT e pressiometriche) e di laboratorio (prove edometriche) nonché mediante valutazioni qualitative comparate con i risultati delle indagini.

Per i terreni prevalentemente incoerenti il modulo di elasticità E è stato ricavato da correlazioni dirette con il numero di colpi tramite la correlazione proposta da Schultze e Mezembach

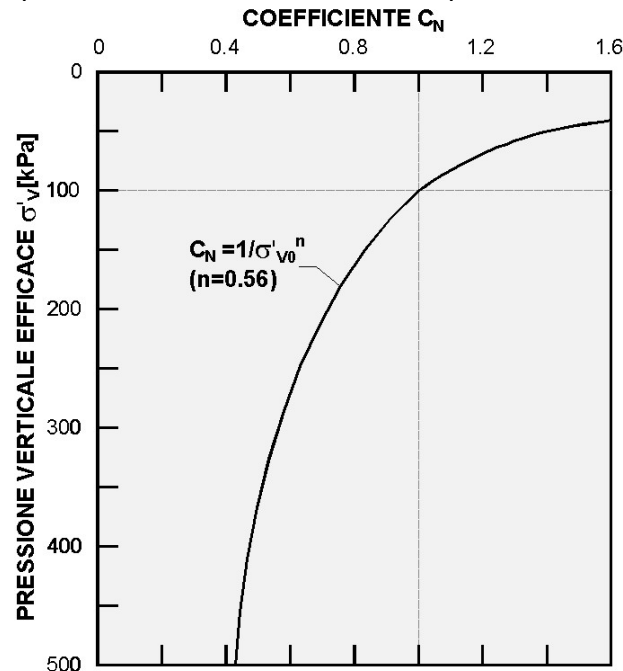
$$E = s_1 \cdot N_{30c} + s_2$$

con $s_1 = 0,527$ MPa ed $s_2 = 0,760$ MPa

e dove $N_{30c} = C_N \cdot N_{30}$ è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = 1/(\sigma'_v)^n$ determinabile dal grafico della figura seguente, in funzione della pressione litostatica σ'_v , proposto da K. Tokimatsu (1988) e il coefficiente n assume il valore 0.56 (Jamilkowski e altri 1985b).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-4 Grafico per la stima del coefficiente C_N in funzione della pressione verticale efficace (K. Tokimatsu, 1988).



Per i terreni a grana prevalentemente fine (terreni coesivi) il modulo di elasticità in condizioni drenate (E') può essere determinato da prove triassiali standard, mentre quello in condizioni non drenate può essere ricavato da prove triassiali consolidate non drenate.

Nel primo caso il modulo di Young dipende marcatamente dallo stato tensionale iniziale e da altri fattori, quali la natura dei terreni, l'effetto del disturbo del prelevamento del campione nonché il percorso di tensione cui è stato sottoposto il terreno.

Anche in condizioni non drenate è difficile valutare in maniera accurata il modulo non drenato E perché dipende anche qui da diversi fattori quali la velocità di applicazione del carico, il tempo di consolidazione e in modo particolare il disturbo del campionamento.

L'influenza di questi fattori sul modulo di elasticità è maggiore più che nella resistenza, in quanto i dettagli della modalità di applicazione del carico influiscono sulla prima parte della curva tensione-deformazioni molto di più che sul picco. Infatti, la pendenza della predetta curva varia rapidamente anche per piccole deformazioni per cui risulta difficile determinare il modulo tangente iniziale. Comunque, esiste un rapporto teorico fra curve tensione-deformazione in condizioni drenate e non drenate che è funzione del modulo del Poisson secondo la formula

$$E = \frac{3}{2(1+\mu)} \cdot E'$$

Per $\mu = 0,3$ risulta un valore teorico $E/E' = 1,15$.

Per quanto sopra la determinazione del modulo E per i terreni a grana fine viene effettuata facendo sempre riferimento alle indagini in sito, in particolare alle prove SPT, quando disponibili, e alle prove pressiometriche.

Riguardo le prove SPT l'uso dei risultati in questi terreni è stato sempre meno frequente che in quelli incoerenti ciò perché le correlazioni empiriche, fra N_{30} e i parametri di interesse, presentano notevole variabilità e spesso forniscono indicazioni contraddittorie e quindi la loro applicabilità è stata sempre

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

limitata. I risultati delle prove SPT associati ad altri tipi di indagine possono però risultare di grande utilità. Nel nostro caso essendo state eseguite con regolarità prove SPT in tutti i sondaggi è stato possibile associare i risultati di queste prove a quelli delle prove pressiometriche. Il modulo di elasticità calcolato con la formula di Schultze e Mezembach in funzione di N_{30c} (valore di N_{30} ridotto in funzione della pressione verticale efficace) ha fornito dei valori inferiori rispetto a quelli dalle prove pressiometriche.

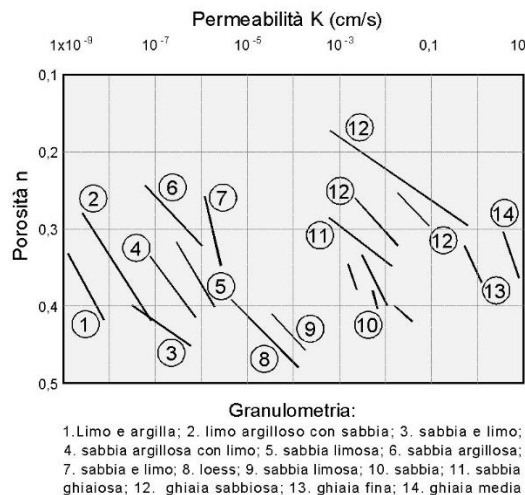
In forza di questa comparazione, peraltro cautelativa, per i terreni a grana fine il modulo di elasticità viene determinato con la sopra richiamata correlazione di Schultze e Mezembach.

Per quanto riguarda le caratteristiche per deformazione monodimensionale, la determinazione delle caratteristiche di deformabilità viene eseguita con una analisi critica dei risultati delle prove di compressione edometrica. Da tali si prove si ricavano il modulo edometrico E_{ed} , il coefficiente di consolidazione C_v e l'indice di compressibilità C_c . Viene calcolato (quando possibile) il valore dell'indice di sovraconsolidazione OCR, determinato con la costruzione di Casagrande. A tal proposito occorre precisare che il valore fornito è soltanto una stima del valore reale perché, per una serie di ragioni (come affermato da T. William Lamde e Robert V. Whitman nella "Meccanica dei terreni"), la pressione di preconsolidazione determinata con la costruzione avanti richiamata non risulta precisa e la curva di consolidazione ottenuta in laboratorio non riproduce la curva di compressione del terreno in sito.

5.1.5 Determinazione delle caratteristiche di permeabilità

Le caratteristiche di permeabilità vengono determinate con l'analisi critica dei risultati delle prove di permeabilità eseguite in sito (quando disponibili), comparati con quelli delle prove edometriche di laboratorio e con le indicazioni di Croce e Jappelli (1983) di cui alla figura seguente.

Figura 5-5 Permeabilità delle terre in funzione della granulometria e della porosità (A. Croce e R. Jappelli, 1983)



5.1.6 Formazioni litoidi

Nei terreni lapidei il comportamento dell'ammasso roccioso è molto differente da quello della roccia intatta in quanto la risposta meccanica alle forze esterne ad esso applicate dipende in maniera sostanziale anche da altri fattori quali la struttura della roccia, le discontinuità, lo stato tensionale esistente e gli aspetti idrogeologici. Occorre trattare prima la matrice lapidea (roccia intatta che non contiene fratture significative) determinandone le caratteristiche di resistenza e di deformabilità con le prove di laboratorio. Poi si analizzano le discontinuità presenti nell'ammasso con tutte le loro caratteristiche (geometriche, idrogeologiche) attraverso i rilievi geomeccanici. I terreni lapidei vengono pertanto caratterizzati

utilizzando i risultati delle prove di laboratorio e delle stazioni geomeccaniche adattate alle caratteristiche delle colonne dei sondaggi con i criteri che vengono esposti ai paragrafi seguenti.

5.1.6.1 Determinazione delle caratteristiche di resistenza della roccia intatta

In laboratorio sono state eseguite, oltre le prove fisiche, prove di compressione uniassiale triassiale e puntuale. Con le prime è stato determinato il valore della pressione di rottura σ_n , con le triassiali sono stati determinati i parametri di resistenza a taglio, la coesione intercetta c e l'angolo ϕ .

Con le prove puntuali eseguite su campioni di forma irregolare si determina un indice di resistenza puntuale medio (riferito ad una dimensione standard) che presenta una buona correlazione con la resistenza monoassiale con formula del tipo $\sigma_r = C \cdot I_{s(50)}$. Si è adottato il valore minimo $C = 17,5$ di cui alle relative tabelle delle norme ASTM D5731-02.

5.1.6.2 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità della roccia intatta

Il modulo di elasticità E è stato rilevato direttamente dalle prove di compressione triassiale, quando possibile ed in subordine dalla letteratura tecnica specifica.

5.1.6.3 Determinazione delle caratteristiche di resistenza dei terreni lapidei

Come accennato ai paragrafi precedenti la caratterizzazione dei terreni è stata eseguita in base ai risultati delle prove di laboratorio, ai rilevamenti delle stazioni geomeccaniche ed alle informazioni dei sondaggi.

L'ammasso roccioso emergente è stato caratterizzato dai geologi con la classificazione di Beniawsky (1989) con la quale viene determinato un indice, chiamato BMR, che è la somma di coefficienti che sono funzione dei seguenti fattori, la cui parte maggiore è stata determinata in base ai rilievi di campagna:

- A1) Resistenza compressione roccia intatta
- A2) Indice RQD
- A3) Spaziatura discontinuità
- A4) Condizioni discontinuità
- A5) Condizioni idrogeologiche
- A6) Orientamento discontinuità

Per ogni stazione geomeccanica (i cui risultati sono riportati nella apposita relazione parte integrante dello studio geologico) i parametri di resistenza sono stati determinati con le formule:

$$c = 5 \cdot BMR_{89} \quad \phi = 5 + BMR_{89}/2$$

La caratterizzazione dei terreni lapidei è stata effettuata pertanto con riferimento a tutte le informazioni disponibili dalle stazioni geomeccaniche, dalle risultanze dei sondaggi (tramite il parametro RQD) e dalle prove di compressione triassiale, monoassiale e di carico puntuale (PLT). In mancanza di prove di laboratorio la caratterizzazione dei terreni è stata eseguita con i risultati delle stazioni geomeccaniche adeguati alle risultanze dei sondaggi tramite il parametro RQD.

In presenza di prove di laboratorio, compressione uniassiale e/o di carico puntuale, si è proceduto in maniera analoga al caso precedente, adeguando l'indice BMR ai valori della resistenza uniassiale e la coesione è stata determinata partendo proprio dal valore di quest'ultima. Da alcune esperienze si è

rilevato che per la roccia intatta la coesione può essere considerata indicativamente pari a $\frac{1}{6} \div \frac{1}{9}$ della resistenza uniassiale.

Posto cautelativamente $c_i = \sigma_c/10$, la coesione c da attribuire ai terreni lapidei può essere stimata a sua volta come aliquota di quella della roccia intatta adottando un coefficiente riduttivo α che tenga conto delle risultanze del sondaggio tramite il parametro RQD e dello stato del campione esaminato in relazione e a quello dei terreni investigati. In genere il coefficiente così stimato può assumere valori $\alpha = \frac{1}{6} \div \frac{1}{10}$.

In presenza di prove di compressione triassiale complete e quindi dei parametri c e ϕ della roccia intatta la coesione dei terreni è stata stimata in funzione dell'indice RQD ed adottando un coefficiente riduttivo $\alpha = \frac{1}{6} \div \frac{1}{10}$ valutato sempre in base alle risultanze del sondaggio (esame delle condizioni dei campioni in relazione a tutto il carotaggio interessato). Altresì si è proceduto sempre alla comparazione critica con quella dell'ammasso ed adottando quindi il valore ritenuto più rappresentativo dei terreni esaminati.

L'angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso risulta in genere minore di quello della matrice lapidea (roccia intatta) in quanto è influenzato dalle discontinuità e dalle sue caratteristiche. Per sua la valutazione si è proceduto all'analisi critica dei risultati delle prove di compressione triassiale (quando disponibili) in uno a quelli delle stazioni geomeccaniche in funzione delle condizioni dei terreni stessi rilevabili dalle colonne stratigrafiche e, quando necessario, con riferimenti ad esperienze su litotipi simili e a richiami della letteratura tecnica.

5.1.6.4 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità dei terreni lapidei

Per la determinazione del modulo di elasticità di E si è proceduto in maniera analoga a quella seguita per i parametri di resistenza. Il valore del modulo è stato sempre adeguato alle risultanze del sondaggio tramite il parametro RQD e, quando disponibili, anche ai risultati delle prove di laboratorio. In presenza di prove di compressione triassiale con determinazione del modulo E della roccia intatta, il modulo da attribuire ai terreni lapidei è stato determinato con le correlazioni fra i due moduli in funzione degli indici RQD e RMRa con le formule:

$$1) E = E_i \cdot (0,0001 \cdot RQD)^{1,94}$$

$$2) E = E_i \cdot (0,0006 \cdot RQD)^{1,435}$$

$$3) E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 \times RMRa}{100} \right) \right]$$

dove $RMRa = f(A1 + A2 + A3 + A4)$

In mancanza di qualsiasi riferimento si procede per comparazione oppure con la formula

$$E = 10^{\frac{BMR-10}{40}}$$

con l'indice BMR ripreso dalle stazioni geomeccaniche ed adattato alle caratteristiche emerse dal sondaggio.

Le prime due dipendono dal parametro RDQ e sono da utilizzare in presenza di giunti chiusi (la prima) e aperti (la seconda). La terza è funzione del parametro RMRa che meglio rappresenta le proprietà intrinseche dell'ammasso.

Nella determinazione del modulo E inoltre si è sempre tenuto conto delle condizioni del campione in rapporto a quelle dei terreni di interesse.

Per tutti i terreni in ogni caso si utilizzano le informazioni complementari (aggiuntive e/o sostitutive in mancanza di risultati di prove) riportate nelle colonne stratigrafiche (descrizione del litotipo, valori di RP) e nelle schede dei campioni (Descrizione della carota) nonché quelle desumibili dalla documentazione fotografica. Quando necessario si fa riferimento alla letteratura tecnica ed alle eventuali esperienze su terreni comparabili con quelli in esame.

5.2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Lungo il tracciato, fino alla progr. 11+000 circa predomina la Formazione Ragusa costituita di calcareniti litoidi (calcareniti fratturate) o sciolte (calcareniti molto alterate, marne argillose e argille marnose), così distinguibili:

- formazione M_{cm}: Terreni prevalentemente calcarenitici
- formazione M_c: Alternanze di terreni calcarenitici e argille marnose
- formazione O_{cm}: Alternanze di calcisiltiti e marne e calcari marnosi.

Altri terreni sciolti, prevalentemente argilloso-limoso e ghiaioso-limosi ascrivibili a depositi palustri (P), sono stati rilevati nei sondaggi S017, S017 bis e SE10.

In corrispondenza dei sondaggi S037, S037bis, S043, S054, SE16 S059, S064 e SE20 e dei pozzetti P053, P054, P055b, P056, P057, P060, P061bis si rinvencono i terreni sabbioso-limosi ed argilloso-limosi appartenenti ai depositi limnici (Q_m).

Sono stati rilevati conoidi di deiezione, costituiti da terreni ghiaioso-limosi in corrispondenza dei sondaggi S006, S006bis, da S031 ad S034, del sondaggio S060 e dei pozzetti P064, P065, P067, P069, PE14, PE15 e PE67.

Livelli di depositi pluvio-colluviali (ec) costituiti da sabbie argillose sono stati rilevati nelle vicinanze del sondaggio S002 mentre terreni detritici costituiti da sabbie argillose sono stati riscontrati in corrispondenza del pozzetto P005, e dei sondaggi S014, S022 e S037.

Terreni ghiaiosi ascrivibili a terrazzi fluviali (ar) sono stati rilevati in corrispondenza dei sondaggi S013 e S048.

Lungo il tratto che va dal sondaggio S051 al S054 e del pozzetto P062 si rinvencono i terreni sabbioso-limosi ed argilloso-limosi appartenenti ai depositi marnosi (M_m).

Nella parte finale del lotto, dal sondaggio S064, S065 e SE21 si rinvencono i terreni sabbioso-limosi e ghiaiosi (Q_{cs}).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-1 -Descrizione principali formazioni

Formazione			
Sigla	Descrizione	Componente	
		litoide	sciolta
Mcm	Formazione Ragusa - Membro Irminio - parte mediana	calcareniti fratturate	calcareniti molto alterate marne argillose e argille marnose
Mc	Formazione Ragusa - Membro Irminio - parte inferiore	calcareniti fratturate	calcareniti molto fratturate argille marnose
Ocm	Formazione Ragusa - Membro Leonardo	calcareniti fratturate calcari bioclastici marne argillose e/o calcaree	argille più o meno marnose calcareniti fratturate e/o alterate
Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri, ghiaie e sabbie	-	limi e argille lacustri con livelli torbosi con lenti e livelli di sabbie, ghiaie e silt travertinosi
Conoidi	Conoidi di deiezione	-	terreni ghiaioso-limosi
P	Depositi palustri antichi	-	argille e limi e localmente ghiaia e sabbia e livelli di torba
ec	Depositi eluvio-colluviali	-	sabbie argillose
Ql	Sedimenti limnici		calcari marnosi, silt biancastri e travertini con resti di molluschi riconducibili a sedimentazione lacustre
a	Alluvioni fluviali e fondi palustri recenti ed attuali	-	alternanze non regolari di ciottoli, ghiaie, sabbie e argille; elevato contenuto di sostanza organica.
ar	Terrazzi fluviali; depositi alluvionali prossimi alle incisioni fluviali	-	alternanze non regolari di ciottoli, ghiaie, sabbie e argille
Dt	Terreni detritici	-	ciottoli e massi a clasti spigolosi in abbondante matrice fine
TR	riporti	-	riporti

5.2.1 Terreni appartenenti alla formazione Mcm

Tali terreni sono stati riscontrati in cinque tratti: il primo indagato dai sondaggi S001, S002 ed SE02 compreso fra le progressive 0+000 e 0+940; il secondo fra il pozzetto P005 ed il sondaggio S005, compreso fra le progressive 1+280 e 1+770, il terzo indagato dal sondaggio S021 tra le progressive 6+032 e 6+101, il quarto fra i sondaggi S036 e S042 compreso fra le progressive 9+410 e 11+170 ed il quinto nella parte finale del lotto tra le progressive 14+785 e 16+015 indagato tra i sondaggi S056 e S059. Nel primo tratto (S001-S002-SE02) i terreni sono tutti lapidei. Nel secondo tratto sono ancora lapidei per come risulta dal pozzetto P005 e dai sondaggi S31P (eseguito nella campagna preliminare) e SE04. Nel quarto e nel quinto tratto si rilevano sia livelli lapidei che sciolti.

Nei terreni lapidei sono stati prelevati nel corso delle indagini ed esaminati i seguenti campioni:

- Primo tratto (S001-S002):
 - S001 CL1 (8.30 ÷ 8.90)
 - S002 CL1 (3.00 ÷ 3.80)
 - S002 CL3 (17.30 ÷ 17.80)
 - SE02 Lit (2.10 ÷ 2.30)
- Secondo tratto (SE04):
 - SE04Lit(4.15 ÷ 4.70)
 - SE04 Lit(9.00 ÷ 9.70)
 - SE04Lit(12.40 ÷ 12.90)
 - SE04 Lit (22.70 ÷ 23.00)
- Terzo tratto (S021): nessun campione
- Quarto tratto (S036-S042):
 - S039 CL1 (5.20 ÷ 5.50)
 - S041 CL1 (17.30 ÷ 17.60)
 - S042 CL1 (5.30 ÷ 5.70)
- Quinto tratto (S056-S059):
 - S056 CL3 (15.00 ÷ 15.50)
 - SE018 Lit (4.50 ÷ 4.90)

Nei terreni sciolti sono stati prelevati i seguenti campioni:

- Terzo tratto (S021):
 - S021 CRA (2.70 ÷ 3.00)
- Quarto tratto (S036-S042):
 - S036 CRC (28.75 ÷ 29.00)
 - S039 CRA (3.30 ÷ 3.50)
 - S041 CRA (5.40 ÷ 5.90)
 - S041 CRB (23.20 ÷ 23.60)
 - S042 CRA (7.40 ÷ 7.90)
 - S042 CRB (19.50 ÷ 20.00)
- Quinto tratto (S056-S059):
 - S059 CRB (23.40 ÷ 23.80)
 - S059 CRC (29.55 ÷ 30.00)

5.2.1.1 Analisi di laboratorio

Terreni lapidei

Nei campioni prelevati nel primo tratto (S001, S002, SE02) sono state eseguite sia prove fisiche, con la determinazione del peso dell'unità di volume e della porosità, sia prove meccaniche, con la determinazione dei parametri di resistenza tramite prove di compressione triassiale. Sono stati misurati i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 20.8 \div 25.4$ kN/mc
- porosità $p = 14.4$ %
- coesione intercetta $c = 2.89$ MPa
- angolo di resistenza al taglio $\phi = 56.4^\circ$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tre campioni sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale ed hanno fornito una resistenza a rottura: $\sigma_r = 2.74$ MPa (S001 CL1), $\sigma_r = 57.3$ MPa (S002 CL3), $\sigma_r = 51$ MPa (SE02 Lit).

Dalle prove di compressione triassiale sono stati determinati anche:

- Modulo di elasticità secante $E = 24.848$ MPa
- Modulo di Poisson $\mu = 0.35$

Nei campioni prelevati nel secondo tratto (SE04) è stato determinato il peso dell'unità di volume e sono state effettuate prove a compressione uniassiale.

- peso dell'unità di volume $\gamma = 23.32 \div 25.54$ kN/mc

Due campioni sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale ed hanno fornito una resistenza a rottura: $\sigma_r = 72$ MPa (SE04 4.15 \div 4.70) e $\sigma_r = 85$ MPa (SE04 12.40 \div 12.90)

Sono state effettuate inoltre due prove del tipo Point Load Test (PLT)

$IS_{50} = 2.82$ MPa (22.70 \div 23.00) $IS_{50} = 3.7$ MPa (9.00 \div 9.70)

Per i campioni prelevati quarto tratto (da S036 a S042) sono stati rilevate in laboratorio le seguenti caratteristiche:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 23.0 \div 25.4$ kN/mc
- porosità $p = (17.6 \div 17.9)$ %
- coesione intercetta $c = 4.10$ MPa
- angolo di resistenza al taglio $\varphi = 43^\circ$
- pressione di rottura $\sigma_r = 18.20$ MPa
- Modulo di elasticità secante $E = 15.571 \div 19.975$ MPa
- Modulo di Poisson $\mu = 0.35$

Per i campioni prelevati nel quinto tratto (da S056 a S059) sono stati rilevate in laboratorio le seguenti caratteristiche:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.38 \div 19.6$ kN/mc

Due campioni sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale ed hanno fornito una resistenza a rottura: $\sigma_r = 1.68$ MPa (S56 15 \div 15.50), $\sigma_r = 21$ MPa (SE-18 4.5 \div 4.9).

I risultati delle prove di laboratorio meccaniche e di deformabilità sono riportati per singolo campione nella tabella seguente.

Tabella 5-2 - Risultati prove di laboratorio campioni terreni lapidei formazione Mcm

Campione	Profondità	Terreno	Parametri geotecnici da laboratorio					Tensione a rottura	PLT
			γ	c	φ	E	K	σ_r	IS_{50}
			[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[MPa]	[cm/s]	[MPa]	
S001 CL1	8.30 \div 9.00	CF	20.8				-	2.74	
S002 CL1	3.00 \div 3.80	CF	24.8	2.89	56.4	24848	-		
S002 CL3	17.30 \div 17.80	CF	25.4					57.3	
SE02 LIT	2.10 \div 2.30	CF	22.8					51.0	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

SE04 Lit	4.15÷4.70	CF	24.8					72	
SE04 Lit	9.00÷9.70	CF	23.3						3.7
SE04 Lit	12.40÷12.90	CF	25.5					85	
SE04 Lit	22.70÷23.00	CF	24.9						2.82
S039 CL1	5.20÷5.50	CF	25.4			15571	-		
S041 CL1	17.30÷17.60	CF	23.7					18.2	
S042 CL1	5.30÷5.70	CF	23	4.1	43	19975	-		
S056 CL3	15.00÷15.50	Cf-MA	19.86				-	1.68	
SE18 Lit	4.50÷4.90	CF	17.38					21	

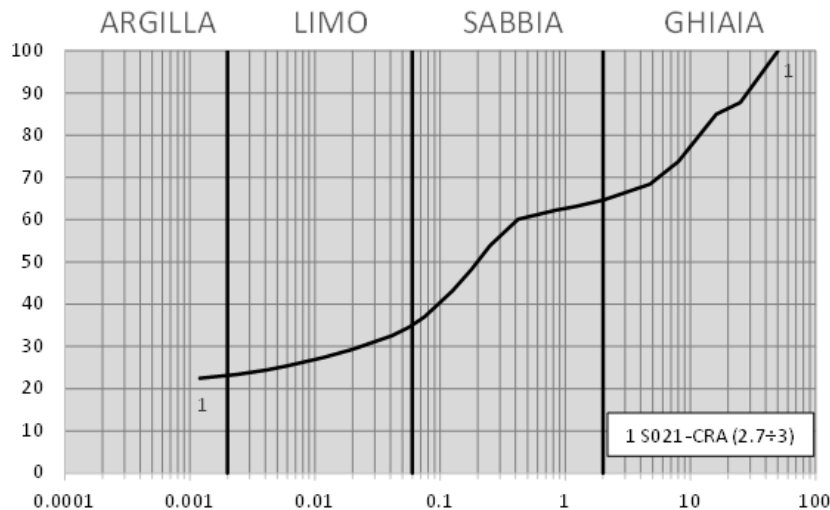
Terreni sciolti

Nel terzo tratto è stato prelevato un solo campione rimaneggiato nel sondaggio S21. Dalle analisi eseguite si sono ricavate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (31.8) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 18.8 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 0$

La granulometria risulta essere quella di una ghiaia con sabbia limosa argillosa.

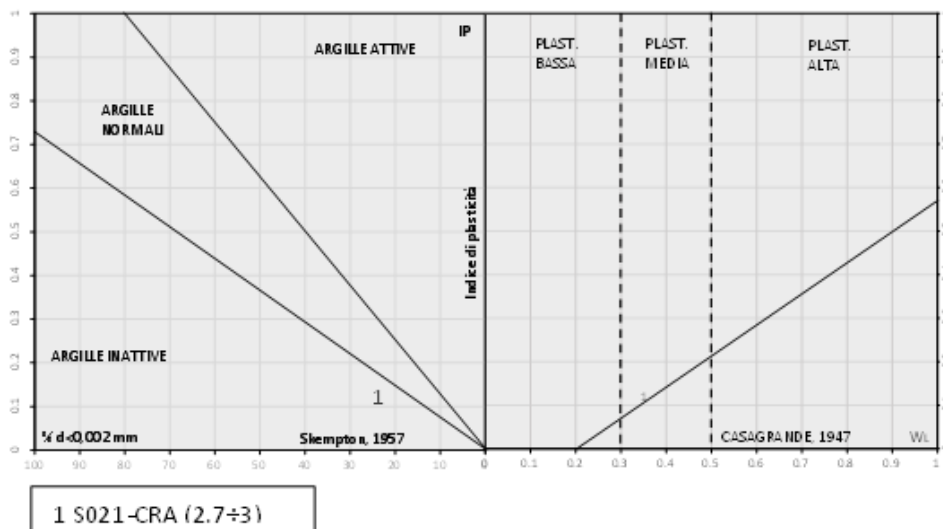
Figura 5-6 Granulometria terreni formazione Mcm (S21)



Dalle carte di attività e plasticità della figura seguente si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità media.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-7 Attività e plasticità terreni formazioni Mcm (S21)

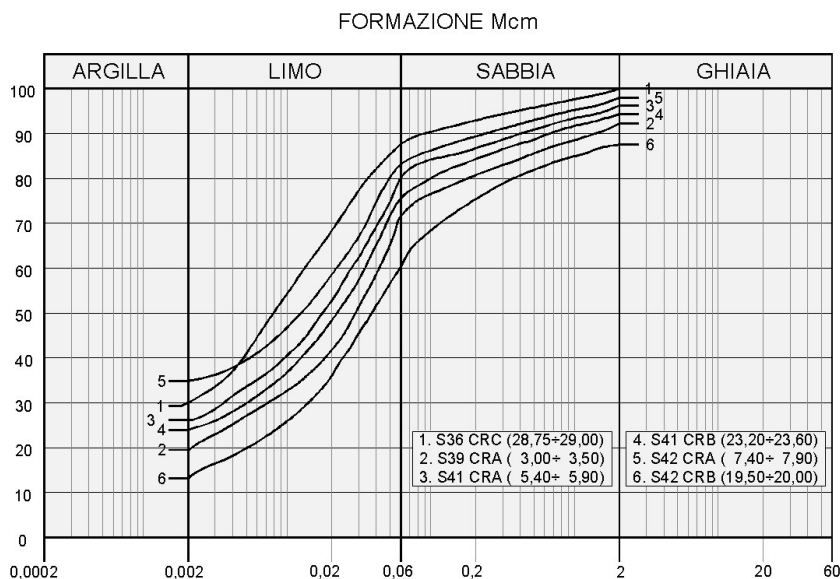


Nel quarto tratto sono stati prelevati soltanto campioni rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (26.6 \div 35.1)\%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 16.3 \div 17.8 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato superiormente da limo con argilla sabbiosa ed inferiormente da limo con sabbia argillosa ghiaiosa per come si rileva dalla figura che segue.

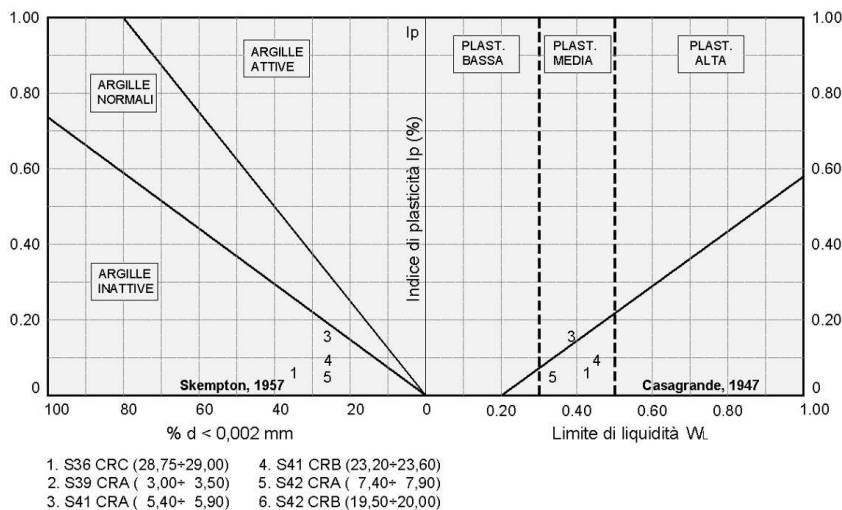
Figura 5-8 - Granulometria terreni formazione Mcm (S36-S42)



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Dalle carte di attività e plasticità della figura seguente si rileva che trattasi di argille inattive e normali a plasticità media.

Figura 5-9 - Attività e plasticità terreni formazioni Mcm (S36-S42)

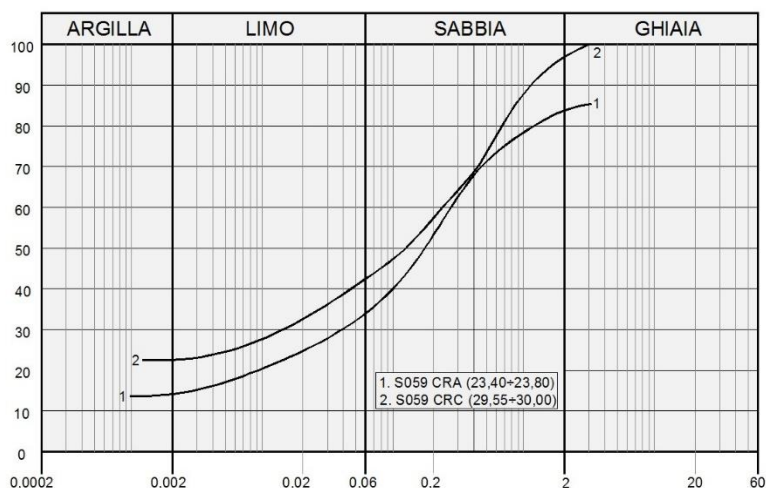


Nel quinto tratto sono stati prelevati campioni disturbati. Dall' analisi eseguita si sono rilevate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (13.3 \div 14.8)\%$

La granulometria risulta una sabbia limosa argillosa anche ghiaiosa per come si rileva dalla figura che segue.

Figura 5-10 - Granulometria terreni formazione Mcm (P056 - S059)
FORMAZIONE Mcm



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

I risultati delle prove di laboratorio meccaniche e di deformabilità sono riportati per singolo campione nella tabella seguente.

Figura 5-11 Risultati prove di laboratorio campioni terreni Mcm

Campio ne	Profondi tà	Terre no	Parametri geotecnici										
			γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
S021 CRA	2.70÷3.00	GLS	18.8										
S036 CRC	28.75÷29.00	MA-AM	17.8										
S039 CRA	3.30÷3.50	C-is	17.9										
S041 CRA	5.40÷5.90	Calt	17.5										
S041 CRB	23.20÷23.60	Tma	17.2										
S042 CRA	7.40÷7.90	Calt	16.3										
S042 CRA	19.50÷20.00	Calt	18.7										

5.2.1.2 Indagini geotecniche in sito

Terreni lapidei

Nei sondaggi S001 ed S002 è stato determinato l'indice di recupero percentuale RQD con valori variabili dal 10% al 90%. E' stato stimato un valore medio pari RQD = 60 ÷ 65%

Nelle stazioni geomeccaniche sono stati determinati i seguenti parametri:

- SG01 $c = 260 \text{ KPa} \varphi = 31^\circ$
- SG09 $c = 340 \text{ KPa} \varphi = 38.5^\circ$

Nel sondaggio S056 è stato determinato l'indice di recupero percentuale RQD con valori variabili dal 10% al 100%. E' stato stimato un valore medio pari RQD = 25%

Nelle stazioni geomeccaniche sono stati determinati i seguenti parametri:

- SG10 $c = 370 \text{ KPa} \varphi = 41.5^\circ$
- SG43 $c = 250 \text{ KPa} \varphi = 30^\circ$
- SG49 $c = 340 \text{ KPa} \varphi = 38.5^\circ$

Nel sondaggio S056 è stata eseguita una prova di permeabilità Lugeon che ha fornito i seguenti risultati:

- Sondaggio S056 (da 8.00 m a 11.20 m) $K = 1.4 \cdot 10^{-4} \text{ [cm/s]}$

Terreni sciolti

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- SE04:
- N30 (16.7) = R

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- S021:
 - N30 (3) = 15

- S039:
 - N30 (5.00) = R
 - N30 (9.05) = R

- S041:
 - N30 (6.30) = R
 - N30 (12.4) = R
 - N30 (23.90) = R

- S042:
 - N30 (18.00) = 34

- S059: N30 (29.00) = R

Nel sondaggio S041 è stata eseguita alla profondità di 4,30 m una prova pressiométrica che ha fornito un valore del modulo di elasticità $E = 101,10$ MPa

5.2.1.3 Parametri geotecnici

Terreni lapidei

Adattando i risultati della stazione geomeccanica più vicina (SG01) ai terreni CF del sondaggio S001 tramite l'indice RQD = 65% e la resistenza a rottura $\sigma_r = 2.74$ MPa del campione S001 CL1, risulta un indice BMR = 43 per cui si hanno:

$$c = 215 \text{ KPa} \varphi = 27^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S002 CL1 sulla roccia intatta:

$$c_i = 2.89 \text{ MPa} \varphi = 56.4^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3 ($c = c_i \cdot \alpha \cdot \text{RQD}$ con $\alpha = 1/8$), si ha un valore più elevato della coesione, $c = 234$ kPa

L'angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso è certamente minore di quello della matrice lapidea (roccia intatta) in quanto è influenzato dalle discontinuità e dalle relative caratteristiche per cui cautelativamente per caratterizzare i terreni CF si adottano i parametri più bassi (rilevati dalle stazioni geomeccaniche)

$$c = 215 \text{ KPa} \varphi = 27^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 24.848$ MPa e dell'indice RQD con la formula

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot RQD^{1.94}$$

Risulta $E = 8.170 \text{ MPa}$

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei terreni lapidei CF del tratto (S036 – S042) si fa riferimento alla stazione geomeccanica SG09 ($c = 340 \text{ KPa}$, $\phi' = 38.5^\circ$) ed ai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S042 CL1 (5.30 ÷ 5.70) sulla roccia intatta:

$$c_i = 4.10 \text{ MPa } \phi' = 43^\circ$$

La coesione dei terreni viene stimata applicando un coefficiente $\alpha = 1/10$ al valore di quella della roccia intatta e, in mancanza dell'indicazione dell'indice RQD, viene considerato un valore ancora più ridotto per cui si adotta

$$c = 130 \text{ KPa}$$

Partendo invece dai risultati della stazione geomeccanica di riferimento SG09 si otterrebbero valori più elevati della coesione ritenuti non consoni ai terreni indagati. Per l'angolo di resistenza a taglio viene assunto un valore di poco inferiore e pari a

$$\phi' = 35^\circ$$

Il modulo di elasticità viene calcolato con la formula

$$E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 \text{ RMRa}}{100} \right) \right]$$

Essendo $E_i = 15.571 \text{ MPa}$ e $RMRa = 37$ si ottiene $E = 4785 \text{ MPa}$. Cautelativamente viene adottata un valore ridotto di circa un terzo

$$E = 4780 \text{ MPa}$$

Per la caratterizzazione dei materiali lapidei del tratto finale si fa riferimento ai dati della stazione geomeccanica SG010 ed ai risultati della prova di compressione uniassiale del campione S056 CL3 (15.00 ÷ 15.50).

Adattando i risultati della stazione geomeccanica al sondaggio S056, tramite l'indice $RQD = 25\%$, ed alla pressione di rottura $\sigma_r = 1.63 \text{ MPa}$ risulta un indice $BMR = 57$. In mancanza di ulteriori dati cautelativamente si considera un indice ridotto $BMR = 47$ per cui si hanno:

$$c = 235 \text{ KPa } \phi = 30^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta E_i e dell'indice RQD con le formula

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot RQD^{1.94}$$

In mancanza di una misura diretta di E_i si assume come riferimento il valore della stazione geomeccanica per cui risulta

$$E = 515 \text{ MPa}$$

Ai terreni C-M del sondaggio S060 si assegnano gli stessi parametri per comparazione.

Nel sondaggio S056 è stata eseguita una prova di permeabilità Lugeon che ha fornito un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 1.4 \cdot 10^{-4} \quad [\text{cm/s}]$$

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-3 - Parametri geotecnici terreni lapidei formazione Mcm

Sigla	Sondaggio	Quote	Parametri geotecnici terreni lapidei formazione Mcm				
			γ	c	φ'	E	K
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[cm/s]
CF	S001	0.40÷20.00	24.5	215	27	8170	
CF	S002	0.60÷20.00	24.5	215	27	8170	
CF	SE02	0.00÷4.00	24.5	215	27	8170	
CF	SE04	1÷30.00	24.5	215	27	8170	
CF	S041	13.30÷22.50	23.7	130	35	4780	
CF	S042	0.30÷6.00	23.7	130	35	4780	
CF	S042	9.00÷18.20	23.7	130	35	4780	
CF-MA	S056	2.20÷30.00	19.60	235	30	515	1.4x10 ⁻⁴
CF	SE18	0.50÷6.00	17.38	235	30	515	
C-M	S060	16.50÷35.00	19.60	235	30	515	

Terreni sciolti

Dai risultati delle prove SPT si sono ottenuti valori a rifiuto, $N_{30} = R$, eccetto $N_{30} = 34$ nel sondaggio S041. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio dei terreni, pertanto non risulta utilizzabile il diagramma di De Mello (Figura 5-3) che mette in relazione il valore di N_{30} con φ' . Dal diagramma della

Figura 5-8 i terreni C-is, Calt e Tma (S039, S041, S042) sono classificabili come limi argillosi più o meno sabbiosi per cui l'angolo di resistenza a taglio, in termini di tensioni efficaci, viene valutato in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) e delle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (valori di RP, descrizione litologica) e dalla documentazione fotografica. Pertanto, si attribuisce:

$$\varphi' = 32^\circ$$

Per quanto riguarda il termine coesivo della resistenza a taglio, i campioni hanno una componente argillosa media del 25% per cui anche in relazione alle condizioni del carotaggio si ritiene di attribuire un valore alla coesione intercetta pari a:

$$c' = 5 \text{ KPa}$$

In mancanza di prove ad espansione laterale libera, il valore della coesione non drenata viene stimato in base alle correlazioni empiriche statistiche di cui al paragrafo 5.1.2, $c_u = (5 \div 8) * c'$ per cui risulta pari a $c_u = 30 \text{ kPa}$

Appartiene alla stessa formazione (Mcm) un livello di marne argillose (terreni MA-AM) riscontrato alla fine del sondaggio S036. Trattasi di terreni descritti nella colonna stratigrafica molto consistenti e classificati secondo il diagramma di figura come limi con argilla sabbiosa. La consistenza di questi terreni trova riscontro nei risultati della prova SPT ($N_{30} = R$) e nella misura (qualitativa) della resistenza eseguita col penetrometro tascabile nelle carote di cui alle colonne stratigrafiche ($RP > 12$). Altresì nello stesso sondaggio ci sono dei livelli di terreni simili (argille marnose), appartenenti alla formazione Q per i quali sono state eseguite prove meccaniche di laboratorio. Procedendo per comparazione in base all'andamento della resistenza RP si ritiene di attribuire i seguenti valori ai parametri di resistenza al taglio

$$c' = 30 \text{ KPa} \quad \varphi' = 25^\circ$$

La coesione non drenata, viene assunta in base al criterio richiamato in precedenza pari a

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$c_u = 180 \text{ kPa}$$

Dai risultati della campagna preliminare sono stati caratterizzati i terreni SG (S020P da 12.50 m a 15.50 m) ed i terreni AM (S020P da 15.00 m a 30.00 m) e GLS (S21P da 0 m a 6 m).

Ai terreni SG (sabbie grossolane) e GLS (ghiaie con sabbie limoso argillose) in base alle poche informazioni disponibili (solo descrizione litologica senza alcuna granulometria) si attribuiscono:

$$c' = 0 \text{ KPa } \varphi' = 35^\circ$$

Ai terreni AM (argille marnose) in base ai risultati delle relative prove di taglio consolidate drenate si attribuiscono:

$$c' = 20 \text{ KPa } \varphi' = 28^\circ$$

Le caratteristiche di deformabilità sono state rilevate direttamente dalle prove pressiometriche per i terreni C-is del sondaggio S039 ($E = 101 \text{ MPa}$) e per gli altri terreni in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove $N_{30c} = C_N \cdot N_{30}$ è il valore di N_{30} corretto tramite il coefficiente $C_N = 1/(\sigma'_v)^n$ determinato in funzione della pressione litostatica σ'_v dal grafico della

Figura 5-4.

Nei terreni MA-AM (S036) e Calt e Tma (S041) i risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori a rifiuto ($N_{30} = R$) con avanzamento parziali bassi rispetto alla penetrazione standard (15 cm + 15 cm), per cui a questi si è attribuito un valore $E = 101$ MPa in analogia a terreni C-is del sondaggio S039. Per gli altri terreni sono stati determinati i seguenti moduli:

- $E = 11,60$ MPa per i terreni Calt (S042)
- $E = 30,00$ MPa per i terreni C-MA (S037)
- $E = 10,9$ MPa per i terreni SG (S020P)
- $E = 7$ MPa per i terreni AM (S020P)
- $E = 16$ MPa per i terreni GLS (S021P)

Nei terreni AM del sondaggio S20P è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 14,50 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda la permeabilità l'unico riferimento è alla prova edometrica dei campioni del sondaggio S020P della campagna preliminare dalla quale si ha un valore del coefficiente di permeabilità

$$K = 8,1 \cdot 10^{-9} \quad [\text{cm/s}]$$

Dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0,000245 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità C_c non determinato. L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta $OCR \approx 1$. Tale valore, per le considerazioni formulate al paragrafo 5.1.4 è da considerare soltanto una stima del valore reale.

I terreni ALS-SC del sondaggio S059, per come si rileva dalle granulometrie **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, sono terreni prevalentemente incoerenti nei quali è stato possibile prelevare soltanto campioni rimaneggiati. Pertanto tali terreni si caratterizzano in base alla granulometria ed alla comparazione con i terreni superiori della formazione Qm per cui si attribuiscono:

$$c' = 5 \text{ KPa} \quad \varphi' = 32^\circ$$

I terreni Calt del sondaggio S060 (calcareni alterate) si caratterizzano in base alla descrizione litologica per cui si attribuiscono:

$$c' = 0 \quad \varphi' = 35^\circ$$

I valori della resistenza a taglio in termini di tensioni totali in mancanza di specifiche prove vengono attribuiti cautelativamente in funzione della correlazione statistica (peraltro confermata in diverse prove del presente studio) fra la coesione non drenata e la coesione efficace $c_u = (5 \div 8) c'$.

Il modulo di elasticità dei terreni ALS-SC del sondaggio S059 è stato stimato anch'esso per comparazione con i soprastanti terreni.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 5-4 Caratterizzazione terreni sciolti formazione Mcm

Sigla	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Mcm
-------	-------	---

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

	Sond.		γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
MA-AM	S036	25.00÷30.00	19	30	25	180	101					
C-is	S039	1.00÷15.00	17.9	5	32	30	101					
Calt	S041	0.40÷13.30	17.9	5	32	30	101					
Tma	S041	22.50÷30.00	17.20	5	32	30	30					
Calt	S042	6.00÷9.00	16.3	5	32	30	11.6					
Calt	S042	18.20÷19.00	16.3	5	32	30	11.6					
SG	S020P	12.50÷15.00	19	0	35	30	10.9					
AM	S020P	15.00÷25.00	19.6	20	28	100	7	14.5	2.8x10 ⁻⁹	ND	0.0004 20	≈ 1
GLS	S021	1.00÷6.00	18.8	0	35		16					
Calt-SLa	S059	21.60÷30.00	18	5	32		15			ALS- SC	S059	21.60÷30 .00
Calt	S060	15.60÷16.50	20	0	35					Calt	S060	15.60÷16 .50

5.2.2 Terreni appartenenti alla formazione Mc

Tali terreni sono stati riscontrati in quattro tratti: il primo in corrispondenza della stazione geomeccanica SG01 compreso fra le progressive 0+940 e 1+280 dove è stato realizzato il sondaggio SE03; il secondo in corrispondenza delle stazioni geomeccaniche SGe7 e SGe8 e interessato dai sondaggi S005 e S007 compreso fra le progressive 1+770 e 3+050; il terzo in cui sono presenti i sondaggi S013, S014, SE06, SE07, SE08, SE09 compreso fra le progressive 4+020 e 5+090; e l'ultimo con i sondaggi S021, S022 e SE12 compreso fra le progressive 6+110 e 6+750.

Nel primo tratto SG01 e SE03 i terreni sono tutti lapidei in quanto trattasi di calcareniti e calcareniti marnose. Nel secondo tratto i terreni sono: lapidei e sciolti in S005, solamente sciolti in S006 e solamente lapidei S007. Nel terzo e quarto tratto si rivelano sia livelli lapidei che sciolti.

Nei terreni lapidei sono stati prelevati nel corso delle indagini ed esaminati i seguenti campioni:

- Primo tratto (SE03):
 - SE03Lit (8.40 ÷ 8.80)
- Secondo tratto (S005-S007):
 - S007 CL1 (7,70 ÷ 8.20)
 - S007 CL2 (19.00 ÷ 19.35)
- Terzo tratto (S013-S015):
 - S013 CL1 (17.80 ÷ 18.00)
 - S014 CL1 (1.60 ÷ 2.00)
 - S015 CL1 (8.00 ÷ 8.40)
 - SE07 Lit (15.20 ÷ 15.80)

- Quarto tratto (S021 - S022)
 - S022CL1 (3.75 ÷ 4.30)
 - S022CL2 (16.00 ÷ 17.00)
 - S022CL4 (29.40 ÷ 29.84)
 - SE12 Lit (8 ÷ 8.50)
 - SE12 Lit (17.40 ÷ 17.60)
 - SE12 Lit (9.40 ÷ 9.60)

Nei terreni sciolti sono stati prelevati i seguenti campioni:

- Secondo tratto (S005 - S007):
 - S005 CI1 (13.00 ÷ 13.50)
 - S005 CRB (5.30 ÷ 5.50)
 - S005 SC1 (3.50 ÷ 4.10)
 - S005 SC2 (9.30 ÷ 10.00)
- Terzo tratto (S013 - S015, SE06, SE07, SE08, SE09)
 - S013 CRA (8.00 ÷ 8.50)
 - S014 CL2 (5.00 ÷ 5.30)
 - SE07 CRimSPT1 (3.50 ÷ 3.95)
 - SE07 CI1 (7.00 ÷ 7.50)
 - SE07 CrimSPT2 (13.00 ÷ 13.20)
 - SE06 SPT1 (5.00 ÷ 5.21)
 - SE06 CI1 (8.30 ÷ 8.60)
 - SE06 CI2 (13.50 ÷ 14.00)
 - SE06 CRim1 (15.20 ÷ 15.40)
 - SE08 CRim1 (6.27 ÷ 6.50)
 - SE08 SPT1 (6.00 ÷ 6.27)
 - SE09 Crim (1.40 ÷ 1.60)
- Quarto tratto (S021 - S022, SE12)
 - S021 CRB (8.60 ÷ 9.00)
 - S021 CRD (17.70 ÷ 18.00)
 - SE12 CRim1 (4.50 ÷ 4.70)

5.2.2.1 Analisi di laboratorio

Terreni lapidei

Nel primo tratto è stato prelevato un solo campione litoide sul quale è stato ottenuto il peso dell'unità di volume ed effettuata una prova di compressione uniassiale. Sono stati misurati i seguenti valori:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 23.7 \text{ kN/mc}$
- resistenza a rottura $\sigma_r = 55 \text{ MPa}$

Nei campioni prelevati nel secondo tratto (S005 e S007) sono state eseguite sia prove fisiche, con la determinazione del peso dell'unità di volume e della porosità, sia prove meccaniche, con la determinazione dei parametri di resistenza tramite prove di compressione triassiale. Sono stati misurati i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 25.9 \text{ kN/mc}$
- porosità $p = 4 \div 4.9\%$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- coesione intercetta $c = 22.40 \text{ MPa}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38.7^\circ$

Un campione è stato sottoposto a prove di compressione uniassiale ed ha fornito una resistenza a rottura $\sigma_r = 14.26 \text{ MPa}$

Dalle prove di compressione triassiale sono stati determinati anche:

- Modulo di elasticità secante $E = 28.207 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\mu = 0.32$

Per i campioni prelevati nel terzo tratto (sondaggi S013, S014, S015, SE06, SE07, SE08, SE09), sono stati rilevate in laboratorio le seguenti caratteristiche:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 24.9 \div 25.3 \text{ kN/mc}$
- porosità $p = \text{---}$
- coesione intercetta $c = 10.0 \text{ MPa}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 35^\circ$
- pressione di rottura $\sigma_r = 37.82 \div 90.14 \text{ MPa}$
- indice di rottura puntuale $I_{s(50)} = 3.2 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante $E = 19.737 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\mu = 0.31$

Per i campioni prelevati nel quarto tratto (da S021, S022, SE12) sono stati rilevate in laboratorio le seguenti caratteristiche:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 21.4 \div 23.0 \text{ kN/mc}$
- porosità $p = 14.20 \div 18.5 \%$
- coesione intercetta $c = 9.72 \div 17.84 \text{ MPa}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 34.70 \div 36.90^\circ$
- Modulo di elasticità secante $E = 10.844 \div 21.499 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\mu = 0.31$

Tre campioni sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale ed hanno fornito una resistenza a rottura: $\sigma_r = 37.82 \text{ MPa}$ (S13 $17.80 \div 18.00$), $\sigma_r = 62.82 \text{ MPa}$ (SE12 $17.40 \div 17.70$) e $\sigma_r = 88 \text{ MPa}$ (SE12 $8 \div 8.50$)
Sono state effettuate inoltre due prove del tipo Point Load Test (PLT)
 $I_{S50} = 0.22 \text{ MPa}$ (S022 $16.00 \div 17.00$) e $I_{S50} = 5.62 \text{ MPa}$ (SE12 $9.40 \div 9.60$)

Nella tabella che segue sono riportati per singolo campione i risultati delle prove di laboratorio. I campioni litoidi S013 CL1 e S015 CL1 sono afferenti ai terreni cf-gsa del sondaggio S013 ed ai terreni S015

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

che sono stati classificati come sciolti e quindi attribuiti alla componente sciolta della formazione per come si rileva dalla Tabella 5-8.

Tabella 5-5 - Risultati prove di laboratorio campioni terreni lapidei formazione Mc

Campione	Profondità	Terreno	Parametri geotecnici da laboratorio					Tensione a rottura	PLT
			γ	c	φ'	E	K	σ_r	$I_s(50)$
			[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[MPa]	[cm/s]	[MPa]	[MPa]
SE03	7.40 ÷ 7.80	Cf	23.7					55	
S007 CL1	7.70÷8.20	Caf	25.9				-	14.26	
S007 CL2	19.00÷19.35	Caf	25.9	22.4 (TX)	38.7 (TX)	28207	-		
S013 CL1 (*)	17.80÷18.00	Cf-gsa	24.9				-	37.82	
S014 CL1	1.60÷2.00	Cf	24.5					46.4	
SE07 Lit	15.20 ÷15.80	Cf	25.3						3.2
S015 CL1(*)	8.00÷-8.40	Cfa	25.3	10	35	19737		90.14	
S022 CL1	3.75÷4.30	Cf	22.7	9.72 (TX)	36.9 (TX)	10844			
S022 CL2	16.00÷17.00	Cf							0.22
S022 CL4	29.40÷29.84	Cf	23	17.84 (TX)	34.70 (TX)	21499	-		
SE12 Lit	8÷8.50	Cf	22.1					88	
SE12 Lit	17.40÷17.60	Cf	21.4						5.62
SE12 Lit	9.40÷9.60	Cf	22.1					62.8	

(*) Campione lapideo afferente terreni attribuiti alla componente sciolta della formazione

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

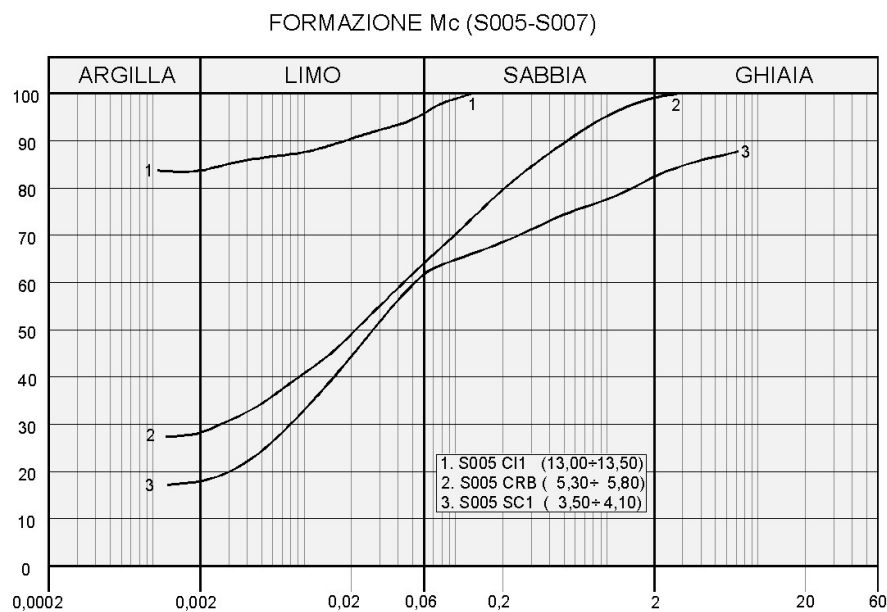
Terreni sciolti

Nel secondo tratto (S005-S007) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (21.1 \div 45.9) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.0 \div 18.1 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato superiormente da argilla debolmente limosa debolmente ghiaiosa ed inferiormente da limo con sabbia argilloso ghiaioso per come si rileva dalla figura che segue.

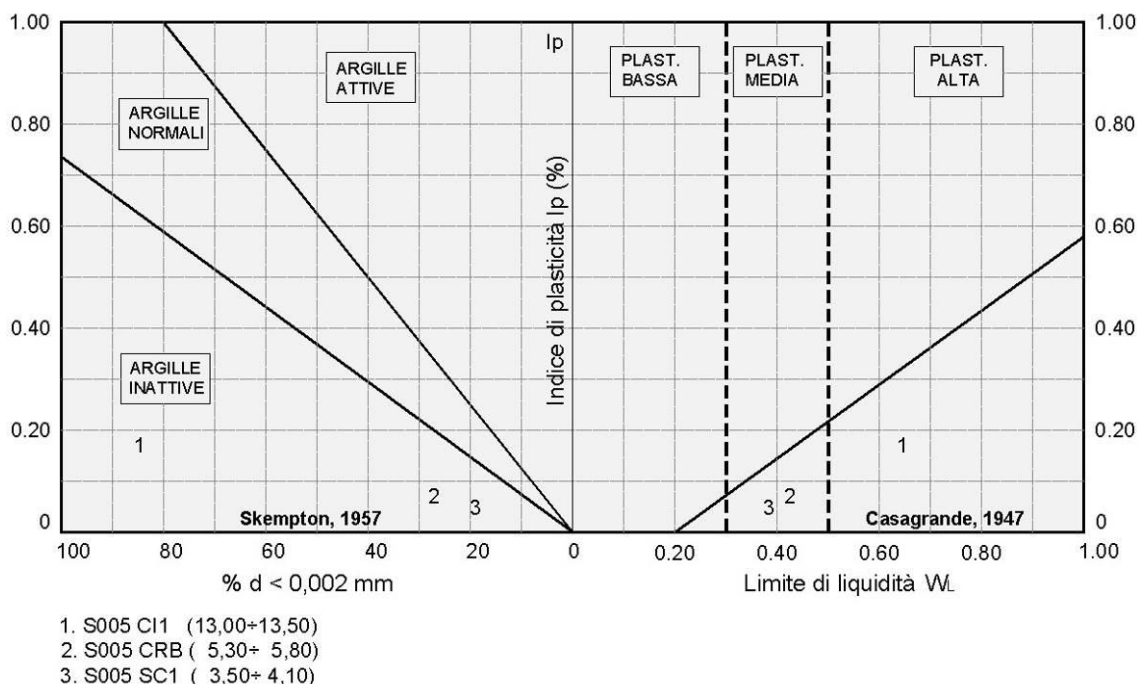
Figura 5-12 - Granulometria terreni formazioni Mc (Tratto S005-S007)



Dalle carte di attività e plasticità (

Figura 5-13) si rileva che trattasi di argille inattive e normali a plasticità media ed alta.

Figura 5-13 - Attività e plasticità terreni formazioni Mc (Tratto S005-S007)



Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate eseguite sul campione S005 CI1 si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 13.1 \text{ KPa} \quad \varphi' = 17.1^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 77 \text{ kPa}$$

Nel terzo tratto (S013 – S015, SE06, SE07, SE08, SE09) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (22 \div 23.8)\%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 18.26 \div 20.38 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

Dalla classificazione granulometrica di Figura 5-14 e di Figura 5-15 si rileva che trattasi di limo con argilla sabbioso e limo con sabbia argilloso, argilla con limo sabbioso, sabbia ghiaiosa debolmente limosa e argillosa e ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate eseguite sul campione SE06 CI1 e SE07 CI1 si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 24.3 \text{ kPa } \varphi' = 21.9^\circ$$

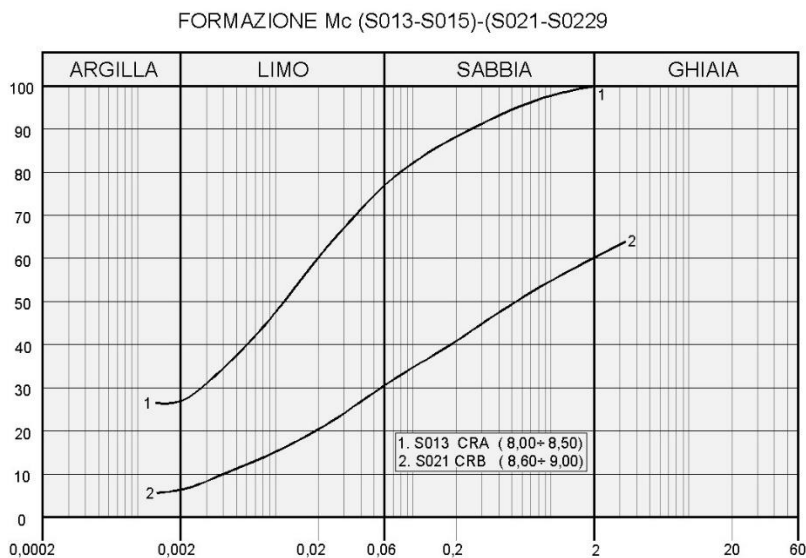
$$c' = 22.2 \text{ kPa } \varphi' = 45.4^\circ$$

Nel quarto tratto (S021-S022 – SE12) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (13.1 \div 17.5)\%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 20.3 \div 21.4 \text{ kN/mc}$

Dalla classificazione granulometrica di Figura 5-14 e di Figura 5-16 si rileva che trattasi di ghiaia con sabbia e limo debolmente argillosa e limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso.

Figura 5-14 - Granulometria terreni formazioni Mc (Tratti S013-S017; S021-S022)



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-15 - Granulometria terreni formazioni Mc (SE06, SE07, SE08, SE09)

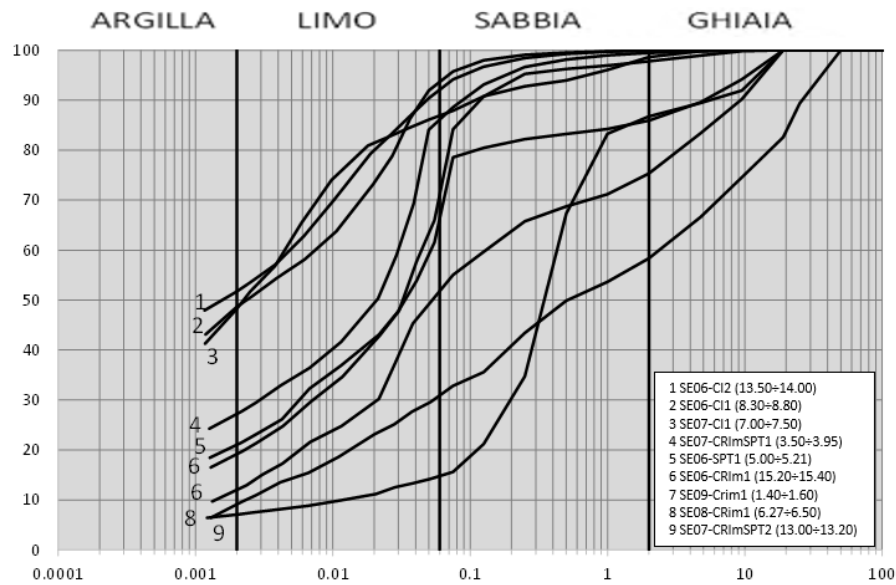
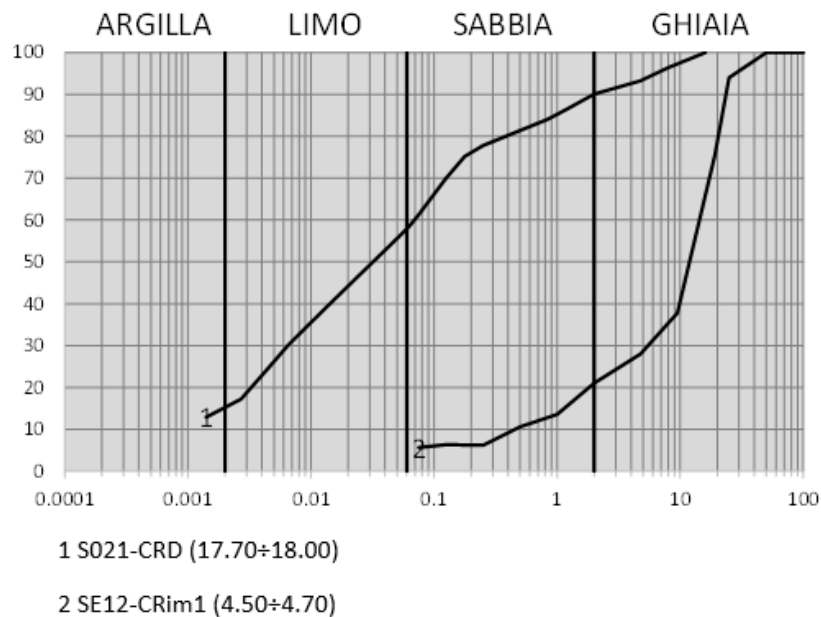


Figura 5-16 Granulometria terreni formazioni Mc (S21, SE12)



Dalle carte di attività e plasticità (Figura 5-17 e Figura 5-18) si rileva che trattasi di argille attive e normali ad alta e bassa plasticità.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-17 - Attività e plasticità terreni formazioni Mc (Tratti S013-S017; S021-S022)

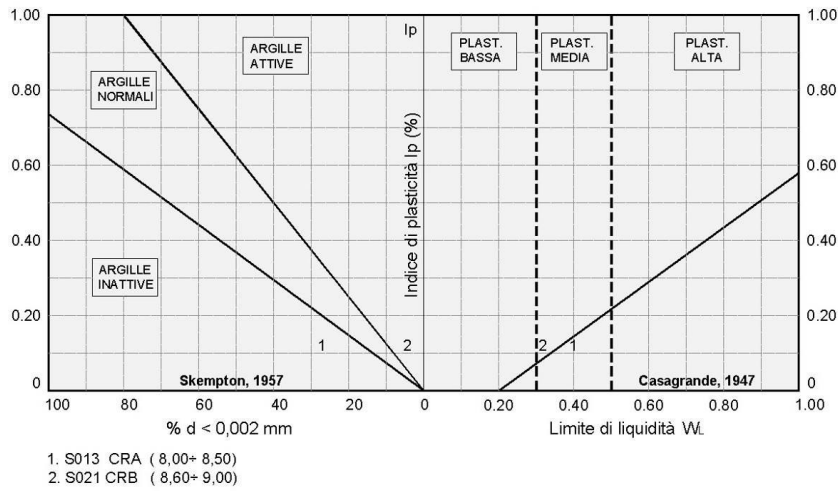
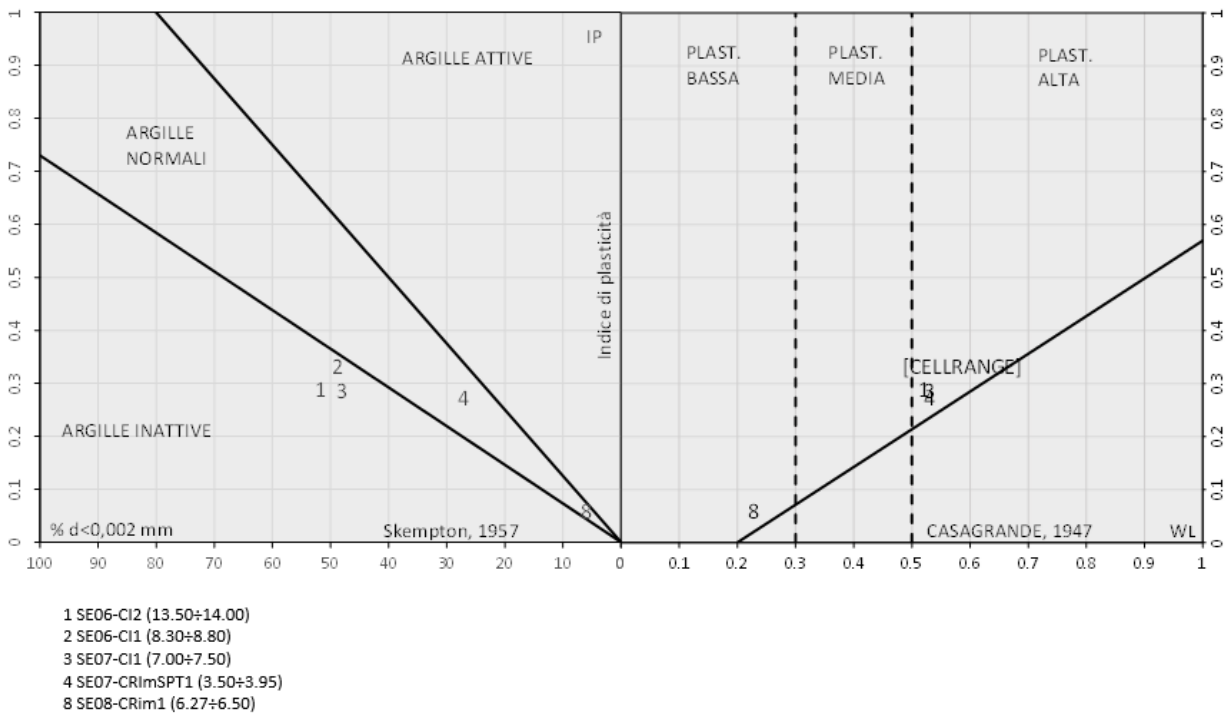


Figura 5-18 Attività e plasticità terreni formazioni Mc (Tratti SE06-SE09)



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-6 Risultati prove di laboratorio campioni terreni Mc.

Campio ne	Profondi tà	Terre no	Parametri geotecnici										
			γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OC R	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[M Pa]	[MP a]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
S005 CRB	5.30 ÷ 5.50	Cf	18.1										
S005 SC2	3.50 ÷ 4.10	Cf	14.3										
S005 CI1	9.30 ÷ 10.00	AM	17	13.1	17	77(ELL)		10	1.3*10 ⁻⁹	0.08 1	0.00024 5	ND	
S013 CRA	8.00 ÷ 8.50	Cf-Gsa	18.9										
S014 CL2	5.00 ÷ 5.30	Cf	25.1										
SE07 CI1	7.00 ÷ 7.50	Cfa- ALS	18.61	45.5 (TD)	22.2 (TD)								
SE06 CI1	8.30 ÷ 8.60	Cfa- ALs	18.26	24.3 (TD)	21.9(TD)								
SE06 CI2	13.50 ÷ 14.00	Cfa- ALs	19.27			56.1 (TXUU)							
SE06 CRim1	15.20 ÷ 15.40	Cfa- LSA	20.38										
S021CRB	8.60 ÷ 9.00	Cam	21.4										
S021 CRD	17.70 ÷ 18.00	Cam	20.3										

5.2.2.2 Indagini geotecniche in sito

Terreni lapidei

Nei sondaggi S007, S014, S015 e S022 è stato determinato l'indice di recupero percentuale RQD con valori variabili dal 10% al 100%. È stato stimato un valore medio pari RQD = 25 ÷ 35%

Nelle stazioni geomeccaniche sono stati determinati i seguenti parametri:

- SG01 c = 260 kPa $\varphi = 31^\circ$
- SG02 c = 260 kPa $\varphi = 31^\circ$
- SG04 c = 260 kPa $\varphi = 31^\circ$
- SG42 c = 230 kPa $\varphi = 28^\circ$

Terreni sciolti

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- S005:
 $N_{30} (11.80) = 21$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- S007 :
 $N_{30} (3.00) = R$
 $N_{30} (7.00) = R$
- S014 :
 $N_{30} (4.00) = R$
 $N_{30} (7.50) = R$
- S015:
 $N_{30} (5.00) = R$
 $N_{30} (9.00) = 40$
- SE06:
 $N_{30} (5.00) = R$
 $N_{30} (10.00) = 44$
 $N_{30} (15,4) = R$
- SE07:
 $N_{30} (3.5) = 57$
 $N_{30} (13) = R$
- SE08:
 $N_{30} (6) = R$
- S021 :
 $N_{30} (6.00) = 57$
 $N_{30} (12.00) = R$
- S041 :
 $N_{30} (6.30) = R$
 $N_{30} (12,4) = R$
 $N_{30} (23,90) = R$
- S041:
 $N_{30} (6.30) = R$
 $N_{30} (12,4) = R$
 $N_{30} (23,90) = R$

5.2.2.3 Parametri geotecnici

Terreni lapidei

Per il primo tratto (SG01-SE3) in mancanza di dati si assumono i valori ottenuti dai risultati della stazione geomeccanica SG01.

$$c = 260 \text{ KPa} \quad \varphi = 31^\circ$$

Per il secondo tratto (S005-S007) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG02 al sondaggio S007, tramite l'indice RQD = 35%, ed alla pressione di rottura $\sigma_r = 14.26 \text{ MPa}$ del campione S007 CL1, risulta un indice BMR = 37 per cui si hanno:

$$c = 185 \text{ kPa} \quad \varphi = 23.50^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale incompleta (due provini) del campione S007 CL1 sulla roccia intatta:

$$c = 22.40 \text{ MPa} \quad \varphi = 38.70^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3 ($c = c_i \cdot \alpha \cdot \text{RQD}$ con $\alpha 1/10$), si ha un valore più elevato della coesione, $c = 627 \text{ kPa}$,

L'angolo di resistenza al taglio e la coesione efficace dell'ammasso roccioso sono certamente minori di quelli della matrice lapidea (roccia intatta) in quanto è influenzato dalle discontinuità e dalle relative caratteristiche per cui cautelativamente (per la parzialità della prova di laboratorio).

Per caratterizzare l'ammasso si utilizza il valore minimo della coesione e un valore medio dell'angolo di resistenza a taglio:

$$c = 185 \text{ KPa} \quad \varphi = 31.00^\circ$$

Partendo dai risultati delle prove di compressione triassiale incompleta (due provini) Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 28.207 \text{ MPa}$ e dell'indice RQD e dell'indice RMRa con le formule

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot \text{RQD}^{1.94}$$
$$E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 - \text{RMRa}}{100} \right) \right]$$

Mediando i risultati ottenuti con le due formule ($E = 2791 \text{ MPa}$ con la prima e $E = 8502 \text{ MPa}$ con la seconda) si ha

$$E = 5.730 \text{ MPa}$$

Per il terzo tratto (S013-S015) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG04 al sondaggio S014, tramite l'indice RQD = 32%, ed alla pressione di rottura $\sigma_r = 37.82 \text{ MPa}$ del campione S013 CL1, risulta un indice BMR = 40 per cui si hanno:

$$c = 200 \text{ KPa} \quad \varphi = 25^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S015 CL1 sulla roccia intatta:

$$c = 10 \text{ MPa} \quad \varphi = 35^\circ$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3 ($c = c_i \cdot \alpha \cdot RQD$ con $\alpha 1/10$), per si ha un valore più elevato della coesione, $c = 300$ kPa,

L'angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso è certamente minore di quello della matrice lapidea (roccia intatta) in quanto è influenzato dalle discontinuità e dalle relative caratteristiche per cui, per caratterizzare i terreni Cf, del sondaggio S014 si sceglie un valore mediato per l'angolo di resistenza a taglio e per la coesione si sceglie il valore più basso.

Pertanto si adottano:

$$c = 200 \text{ KPa } \varphi = 30^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 19973$ Mpa del campione S015 CL1 e dell'indice $RQD = 32$ e dell'indice $RMRa = 25$ con le formule

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot RQD^{1.94}$$

$$E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 - RMRa}{100} \right) \right]$$

Mediando i risultati ottenuti con le due formule ($E = 1661$ MPa con la prima e $E = 2920$ MPa con la seconda) si ha $E = 2290$ MPa

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei terreni lapidei del tratto finale (S021 – S022) si fa riferimento alla stazione geomeccanica SG04 ed ai risultati delle prove di compressione uniassiale ed triassiale.

Adattando i risultati della stazione geomeccanica al sondaggio S022, tramite l'indice $RQD = 25\%$, ed alla pressione di rottura $\sigma_r = 3.85$ MPa del campione S022 CL3 (calcolata come prodotto di $I_{s(50)} = 0.22$ MPa per l'indice $C = 17.5$ ricavato dalle tabelle ISRM) risulta un indice $BMR = 35$ per cui si hanno:

$$c = 175 \text{ KPa } \quad \varphi = 22.50^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale dei campioni S022 CL1 e CL2:

$$c = 9.72 \text{ MPa } \quad \varphi = 36.9^\circ$$

e

$$c = 17.84 \text{ MPa } \quad \varphi = 34.70^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3 ($c = c_i \cdot \alpha \cdot RQD$ con $\alpha 1/10$), per si ha un valore più elevati della coesione, $c = 194 - 356$ kPa,

L'angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso è certamente minore di quello della matrice lapidea (roccia intatta) in quanto è influenzato dalle discontinuità e dalle relative caratteristiche per cui, per caratterizzare i terreni Cf del sondaggio S022 si sceglie un valore mediato per l'angolo di resistenza a taglio e per la coesione si sceglie il valore più basso. Pertanto, si adottano:

$$c = 175 \text{ KPa } \varphi = 30^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta E_i e dell'indice $RMRa$ con la formula

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 \text{ RMRa}}{100} \right) \right]$$

Per un modulo medio della roccia intatta $E_i \sim 15.000 \text{ MPa}$ risulta

$$E = 1430 \text{ MPa}$$

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella che segue.

Tabella 5-7 - Caratterizzazione terreni lapidei formazione Mc

Sigla	Sondaggio	Quote	Parametri geotecnici terreni lapidei formazione Mc				
			γ	c	ϕ	E	K
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[cm/s]
Cf	SE03	1.5÷10.00	23	260	31	11220*	
Cf	S005	4.40÷10.00	25.9	185	31	5730	
Cf	S005	16.50÷25.00	25.9	185	31	5730	
Caf	S006bis	17.80÷19.50	25.9	185	31	5730	
Cf	S007	1.60÷20.00	25.9	185	31	5730	
Cf	S014	1.60÷20.00	25	200	30	2290	
Cf	SE07	11.00÷30.00	25	200	30	2290	
Cf	SE12	9.00÷25.00	23	175	30	1430	
Cf	S022	1.60÷30.00	23	175	30	1430	

* Valore del modulo elastico ottenuto dai risultati della stazione geomeccanica SG01.

Terreni sciolti

Dai risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul campione S005 CI1, i valori ottenuti risultano pari a:

$$c' = 13.1 \text{ kPa} \quad \phi' = 17.1^\circ$$

Dai risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera, i valori ottenuti, in termini di resistenza al taglio non drenata, risultano pari a:

$$c_u = 77 \text{ kPa}$$

Con tali parametri si caratterizzano i terreni AM del sondaggio S005 ed i terreni MA del sondaggio S006bis.

Dai risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul campione SE06 CI1, i valori ottenuti risultano pari a:

$$c' = 21.9 \text{ kPa} \quad \phi' = 24.3^\circ$$

Dai risultati della prova triassiale TXUU eseguita sul campione SE06 CI2, si è ottenuto tale valore di coesione non drenata:

$$c_u = 56.1 \text{ kPa}$$

Dai risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul campione SE07 CI1, i valori ottenuti risultano pari a:

$$c' = 45.4 \text{ kPa} \quad \phi' = 22.2^\circ$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Ai terreni Cfa-ALS si possono quindi attribuire i seguenti parametri:

$$c' = 33\text{KPa} \quad \varphi' = 23^\circ \quad C_u = 56 \text{ kPa}$$

Ai terreni Cfa del sondaggio S015 in base alle informazioni disponibili (Descrizione litologica e documentazione fotografica) ed in relazione ai valori delle prove SPT ($N_{30} = 40 - R$) secondo il diagramma di De Mello della Figura 5-3 si possono attribuire i seguenti parametri:

$$c' = 0 \quad \varphi' = 36^\circ$$

I terreni Cam del sondaggio S021 dal diagramma della

Figura 5-14 (curva n.2) sono classificabili come ghiaia con sabbia con limo debolmente argillosa per cui in relazione ai valori delle prove SPT ($N_{30} = 57 - R$) secondo il diagramma di De Mello della Figura 5-3 si possono attribuire i seguenti parametri:

$$c' = 0 \quad \varphi' = 40^\circ$$

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v .

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori a rifiuto ($N_{30} = R$) con avanzamenti parziali bassi per cui i moduli in questo caso sono stati determinati in rapporto all'avanzamento percentuale.

In definitiva si sono attribuiti i seguenti moduli:

- $E = 12.6$ MPa ai terreni AM (S005); MA (S006bis);
- $E = 23.4$ MPa ai terreni Cfa (S015)
- $E = 54,0$ MPa ai terreni Cam (S021).

Nei terreni AM del sondaggio S005 (Campione CI1 13.00 ÷ 13.50) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 10 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 2.3 \cdot 10^{-9} \quad [\text{cm/s}]$$

Dalla stessa prova risultano un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.000245 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.081$. Non è stato possibile stimare l'indice di sovraconsolidazione OCR con il metodo di Casagrande per insufficienza dei risultati del diagramma pressione-indice dei vuoti.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella che segue.

Tabella 5-8 - Caratterizzazione terreni sciolti formazione Mc

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Mc										
			γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
AM	S005	2.00÷4.40	17	13.1	17	77	12.6						
AM	S005	10.00÷19.50	17	13.1	17	77	12.6	10	2.3×10^{-9}	0.081	0.000245	ND	
MA	S006bis	2.00÷4.40	17	13	17	77	12.6						
CF	S013	7.00÷30.00	22	20	31		50						
Cfa	S015	1.40÷12.50	19	0	36		23.4						
Cfa-ALS	SE06	4.0÷20.00	19	33	23	56	50						
Cfa-ALS	SE07	6.6÷11.1	19	33	23	56	50						
Cfa-GSL	SE08	2.5÷14.00	19	0	36		30						
Cam	S021	6.00÷20.00	21.4	0	40		54						

5.2.3 Terreni appartenenti alla formazione Ocm

Tali terreni sono stati riscontrati in tre tratti: il primo fra i sondaggi S008 e S012 compreso fra le progressive 3+050 e 4+100; il secondo fra i sondaggi S014 e S018 compreso fra le progressive 4+498 e 6+056; il terzo fra i sondaggi S024 e S029 compreso fra le progressive 6+750 e 7+785 e il quarto tratto fra i sondaggi S034 e S35. Nel primo tratto è stata effettuata la stazione geomeccanica SGe2, mentre nel secondo tratto la

stazione geomeccanica SGe4. Nel primo tratto i terreni sono prevalentemente lapidei mentre negli altri due tratti sono sia sciolti che lapidei.

Nei terreni lapidei sono stati prelevati nel corso delle indagini ed esaminati i seguenti campioni:

- Primo tratto (S008-S012):
 - S008 CL1 (3.60 ÷ 4.00)
 - S009 CL1 (13.40 ÷ 13.70)
 - S010 CL1 (2.00 ÷ 2.40)
 - S010 CL2 (5.20 ÷ 6.00)
 - SE05 CL2 (6.00 ÷ 6.30)
- Secondo tratto (S014-S021):
 - S014 CL3 (18.50 ÷ 18.80)
 - S014 CL4 (20.60 ÷ 21.00)
 - S014 CL5 (29.00 ÷ 29.30)
 - S017bis CL1 (11.36 ÷ 11.78)
 - SE08Lit (24.80 ÷ 25.30)
- Terzo tratto (S024-S029):
 - S025 CL1 (11.70 ÷ 12.70)
 - S025 CL2 (18.00 ÷ 20.00)
 - S029 CL1 (2.45 ÷ 3.00)
 - S029 CL2 (7.20 ÷ 7.50)

Quarto tratto (S034-S035):

- S034 CL1 (12.60 ÷ 13.00)
- S035 CL1 (3.65 ÷ 4.00)

Nei terreni sciolti sono stati prelevati i seguenti campioni:

- Primo tratto (S008 - S012):
 - S009 CRA (18.60 ÷ 19.00)
 - S009 CRB (24.60 ÷ 25.00)
 - S011 CRA (4.60 ÷ 4.90)
 - S011 CRB (17.00 ÷ 17.30)
 - S011 CRC (22.00 ÷ 22.30)
 - S012 CRA (2.00 ÷ 2.30)
 - S012 CRB (11.30 ÷ 11.50)

- SE05 CIO (2.00 ÷ 2.30)
- Secondo tratto (S014 – S018)
 - S015 CRA (13.00 ÷ 13.30)
 - S015 CRB (16.50 ÷ 16.90)
 - S015 CRC (20.50 ÷ 20.90)
 - S017 CRC (18.40 ÷ 18.90)
 - S017 SC1 (16.20 ÷ 20.00)
 - S017 SC2 (24.00 ÷ 24.30)
 - S017bis CI2 (28.50 ÷ 29.00)
 - S018 CI1 (9.00 ÷ 9.50)
 - S018 SC2 (14.40 ÷ 14.50)
 - SE08 CI1 (14.50 ÷ 15.00)
 - SE08 CI2 (18.00 ÷ 18.50)
 - SE08 CI3 (22.80 ÷ 23.20)
 - SE08 CI4 (25.50 ÷ 26.00)
 - SE08 CRim2 (15.10 ÷ 15.30)
 - SE11 CI1 (9.50 ÷ 10.00)
- Terzo tratto (S024 - S029)
 - S024 CRA (2.10 ÷ 2.70)
 - S024 CRB (9.50 ÷ 10.00)
 - S024 CRC (13.50 ÷ 14.00)
 - S025 CRA (6.60 ÷ 5.70)
 - S029 CRA (17.55 ÷ 18.00)
- Quarto tratto (S034 - S034)
 - S034 CRA (18.30 ÷ 18.80)
 - S035 CRA (14.30 ÷ 14.70)

5.2.3.1 Analisi di laboratorio

Terreni lapidei

Nei campioni prelevati nel primo tratto (S008 – S012) sono state eseguite sia prove fisiche, con la determinazione del peso dell'unità di volume e della porosità, sia prove meccaniche, con la determinazione dei parametri di resistenza tramite prove di compressione triassiale. Sono stati misurati i seguenti parametri:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- peso dell'unità di volume $\gamma = 25 \div 25.4 \text{ kN/mc}$
- coesione intercetta $c = 15.7 \div 20.6 \text{ MPa}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi = 23.9 \div 41.1^\circ$

Tre campioni sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale ed hanno fornito valori di pressione di rottura $\sigma_r = 12.88 \div 24.22 \text{ MPa}$

Dalle prove di compressione triassiale sono stati determinati anche:

- Modulo di elasticità secante $E = 15.145 \div 23001 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\mu = 0.32$

Per i campioni prelevati nel secondo terzo tratto (da S014 a S021) sono stati rilevate in laboratorio le seguenti caratteristiche:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 16.8 \div 25.2 \text{ kN/mc}$
- porosità $p = \text{_____}$
- coesione intercetta $c = 1.15 \text{ MPa}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi = 32^\circ$
- pressione di rottura $\sigma_r = 17.20 \div 33.00 \text{ MPa}$
- indice di rottura percentuale $I_{s(50)} = 1.60$
- Modulo di elasticità secante $E = 1283 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\mu = 0.31$

Per i campioni prelevati nel quarto tratto (da S024 a S035) sono stati rilevate in laboratorio le seguenti caratteristiche:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 22.5 \div 23.6 \text{ kN/mc}$
- porosità $p = 13.40 \div 20.2 \%$
- coesione intercetta $c = 7.17 \div 11.52 \text{ MPa}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi = 38.5 \div 45^\circ$
- pressione di rottura $\sigma_r = 30.26 \div 110.90 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante $E = 11.032 \div 13.580 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\mu = 0.31$

Nella tabella seguente sono riportati per singolo campione i risultati delle prove di laboratorio

Tabella 5-9 Risultati prove di laboratorio campioni terreni lapidei formazione Ocm

Campione	Profondità	Terreno	Parametri geotecnici da laboratorio					Tensione a rottura	PLT
			γ	c	φ	E	K	σ_r	$I_s(50)$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

			[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[MPa]	[cm/s]	[MPa]	[MPa]
S008 CL1	3.60÷4.00	CCf	25.2	20.6	23.9	15145			
SE05Lit	6.00÷6.30	Cf	25.3					24.22	
S009 CL1 (*)	13.40÷13.70	AM	24.6					20.1	
S010 CL1	2.00÷2.40	CCb	25.4	15.7	41	23001			
S010 CL2	5.20÷6.00	CCb	24.4					12.88	
S014 CL3	18.50÷18.80	MA-MC	16.8	1.15	32	1283			
S014 CL4	20.60÷21.00	MA-MC	24.8						
S014 CL5	29.00÷29.30	MA-MC	25.2	1.15	32	1283			1.6
SE08 Lit	24.80 ÷ 25.30	MA-AC	21.8					33.00	
S017bis CL1	11.36÷11.78	CF	25.7	24.53	31.1	33700			
S025 CL1	11.70÷12.70	CM	22.70	7.17	45	13580			
S025 CL2	11.70÷12.70	CM	23.60					30.26	
S029 CL1	2.45÷3.00	CF	23.1	11.5	38.5	11032			
S029 CL2	7.20÷7.50	CF	24.5					110.9	
S034 CL1	12.60÷13.00	CF	22.5			12707			
S035 CL1 (*)	3.65÷4.00	AM	23.4					44.36	
(*) Campione lapideo afferente componente classificata sciolta									

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Terreni sciolti

Nel primo tratto (S008-S0012) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (10.2 \div 32.3) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 16.9 \div 21.6 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato superiormente da limo con argilla debolmente sabbiosa debolmente ghiaiosa ed inferiormente da sabbia con limo ghiaiosa argillosa per come si rileva dalle figure che seguono.

Figura 5-19 - Granulometria terreni formazione Ocm (Tratto S008-S012)

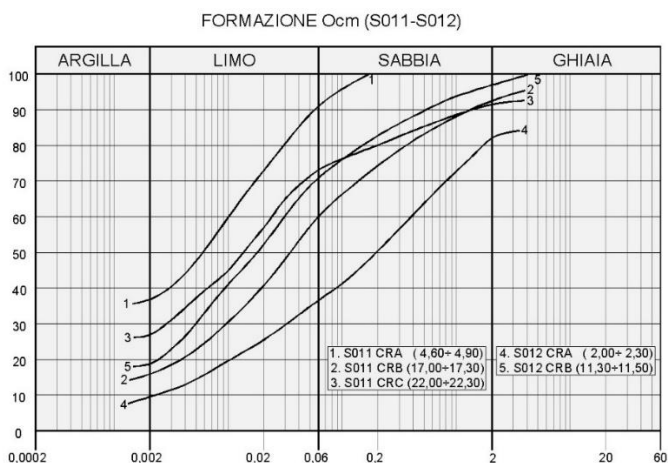
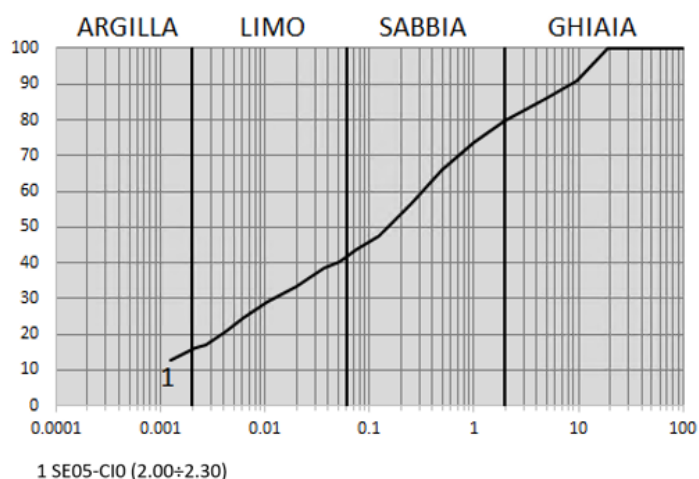


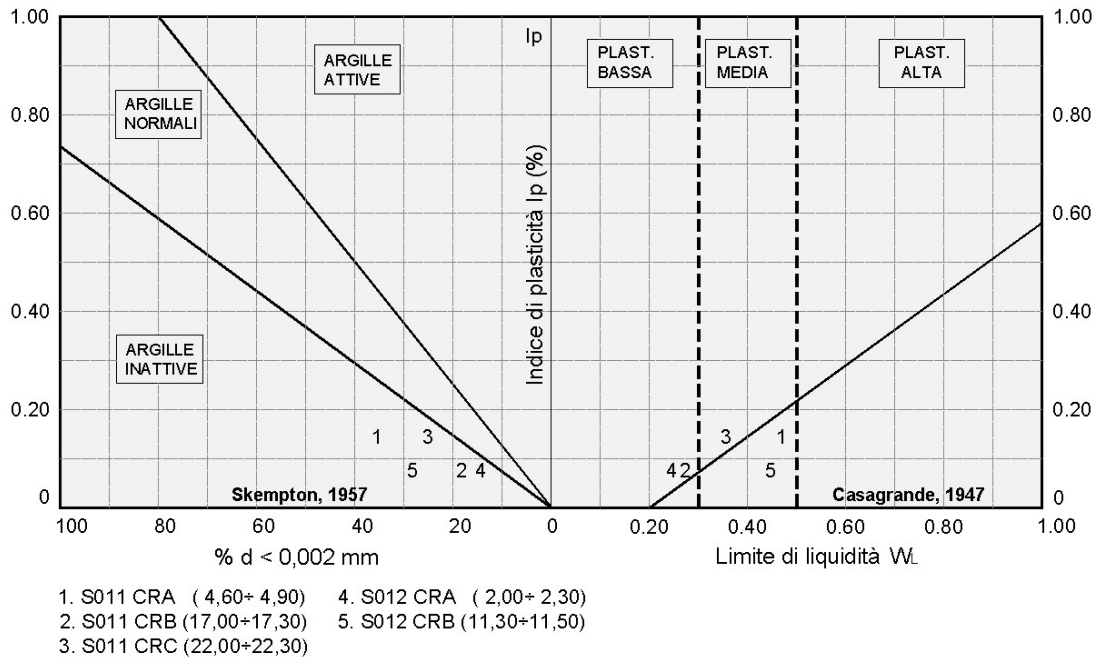
Figura 5-20 – Granulometria terreni formazione Ocm (SE05)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità bassa e media.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-21 - Attività e plasticità terreni formazione Ocm (Tratto S008-S012)



Nel secondo tratto (S014-S018) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (18.3 \div 26.1) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 18.3 \div 19.8 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nel peso delimitato superiormente da argilla con limo sabbioso argillosa sabbioso e inferiormente da limo con argilla sabbiosa (

Figura 5-22 e Figura 5-23).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-22 - Granulometria terreni formazione Ocm (Tratto S014-S021)

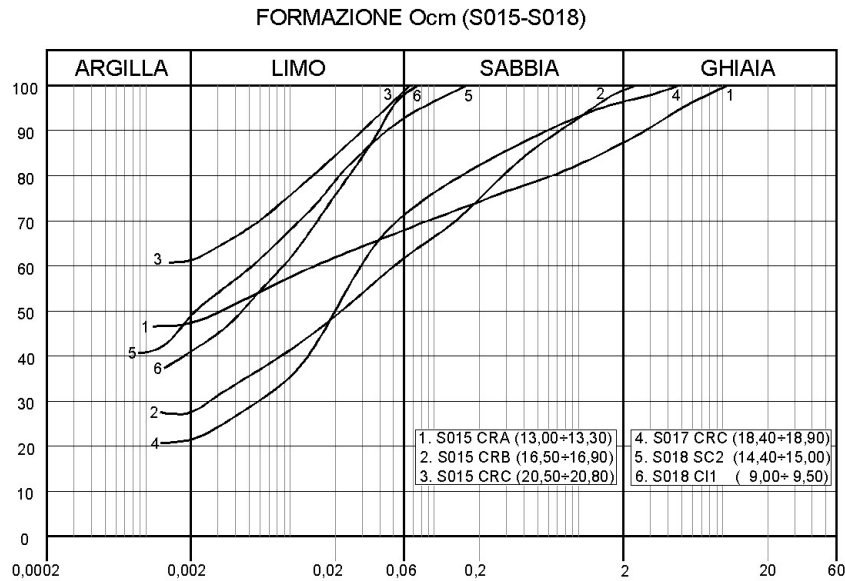
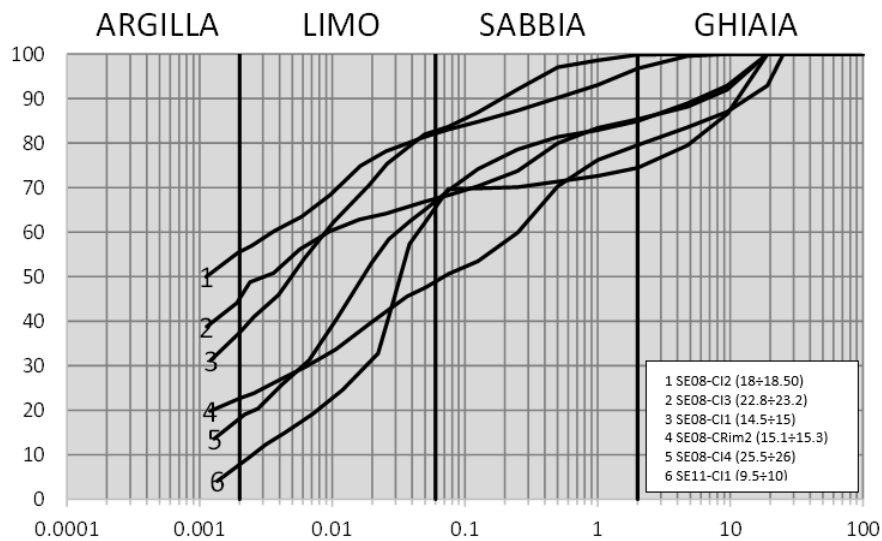


Figura 5-23 Granulometria terreni formazione Ocm (SE08, SE11)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive e normali a plasticità media e alta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-24 - Attività e plasticità terreni formazione Ocm (Tratto S014-S021)

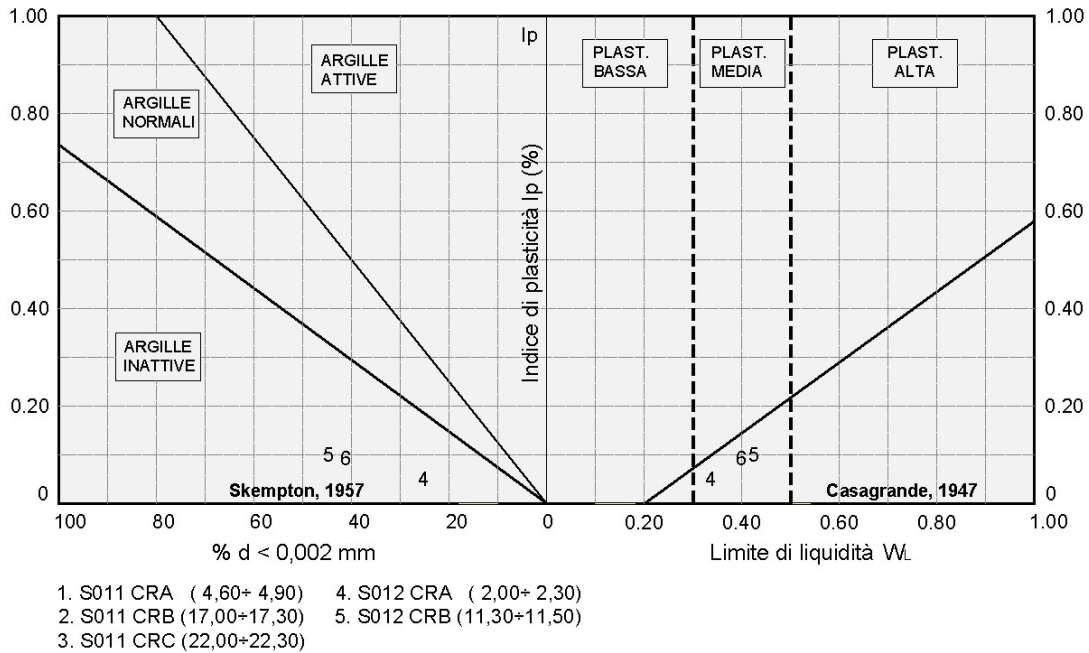
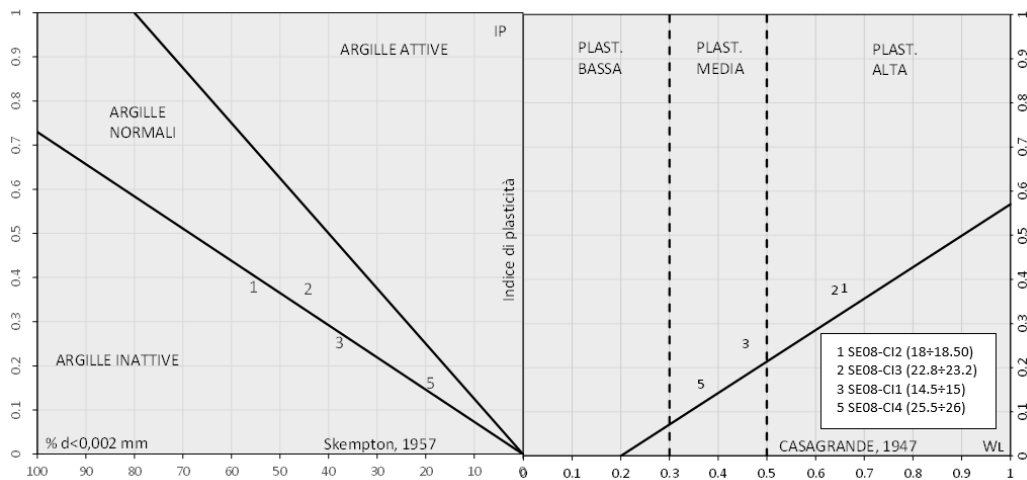


Figura 5-25 - Attività e plasticità terreni formazione Ocm (SE08)



Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate eseguite sui campioni C11 e C13 del sondaggio SE08 e C11 del sondaggio SE11, si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 42.5 \text{ KPa } \varphi' = 30.3^\circ \text{ (SE08-C11)}$$

$$c' = 7.8 \text{ KPa } \varphi' = 28.1^\circ \text{ (SE08-C13)}$$

$$c' = 36.2 \text{ KPa } \varphi' = 33^\circ \text{ (SE11-C11)}$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate eseguite sul campione CI2 del sondaggio S017bis e CI1 del sondaggio S018 si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 16 \text{ KPa } \varphi' = 39.1^\circ \text{ (SE17bis-CI2)}$$

$$c' = 10.4 \text{ KPa } \varphi' = 33^\circ \text{ (SE18-CI1)}$$

Dalla prova di compressione ad espansione laterale libera (ELL) effettuata sul campione CI1 del sondaggio S018 e dalla prova triassiale non consolidata non drenata (TXUU) effettuata sul campione CI2 del sondaggio SE08, si sono ricavati i seguenti valori del parametro di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 159 \text{ kPa (S018 - CI1)}$$

$$c_u = 327.7 \text{ kPa (SE08 - CI2)}$$

Per i terreni del sondaggio S018 (Campione CI1 9.00 ÷ 5.00) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 13.80 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 7.4 \cdot 10^{-9} \text{ [cm/s]}$$

Dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.001052 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.034$. Non è stato possibile stimare l'indice di sovraconsolidazione OCR con il metodo di Casagrande per insufficienza dei risultati del diagramma pressione-indice dei vuoti.

Nella campagna del progetto esecutivo è stata inoltre eseguita una prova di compressione edometrica sul campione CI1 del sondaggio SE11 che ha fornito, per la pressione media verticale dello strato, un valore del modulo pari a:

$$E_d = 10.20 \text{ MPa}$$

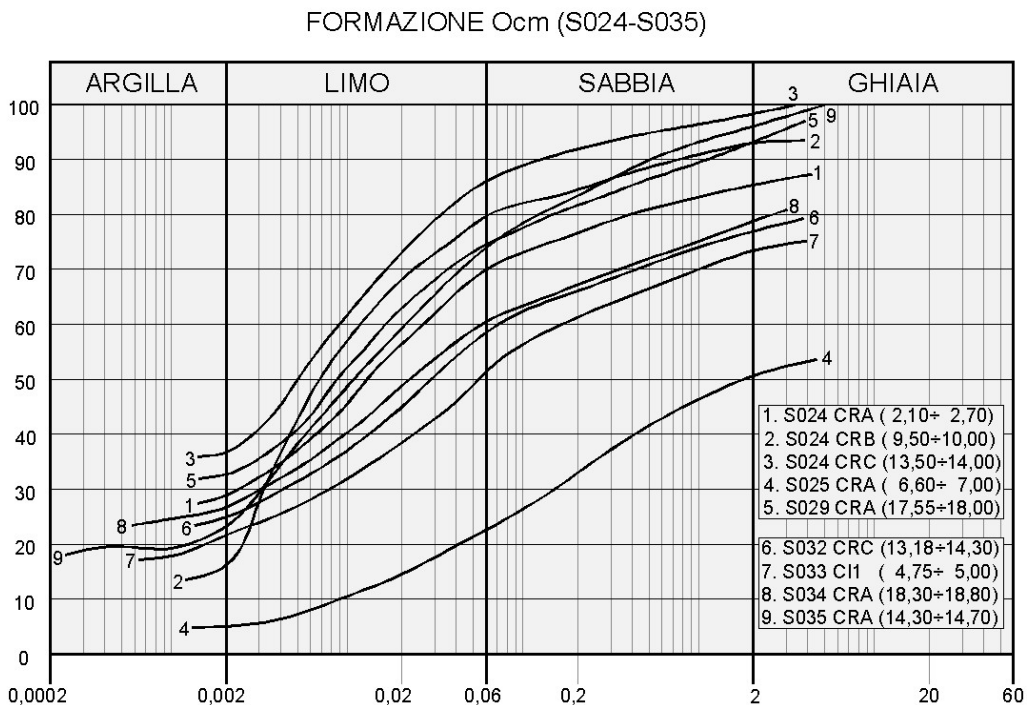
Nel terzo tratto (S024-S035) sono stati prelevati ed esaminati campioni rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (10.8 \div 19.2) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 1.6 \div 22.2 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nell'ampio fuso determinato superiormente da limo con argilla sabbioso e inferiormente da ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa.

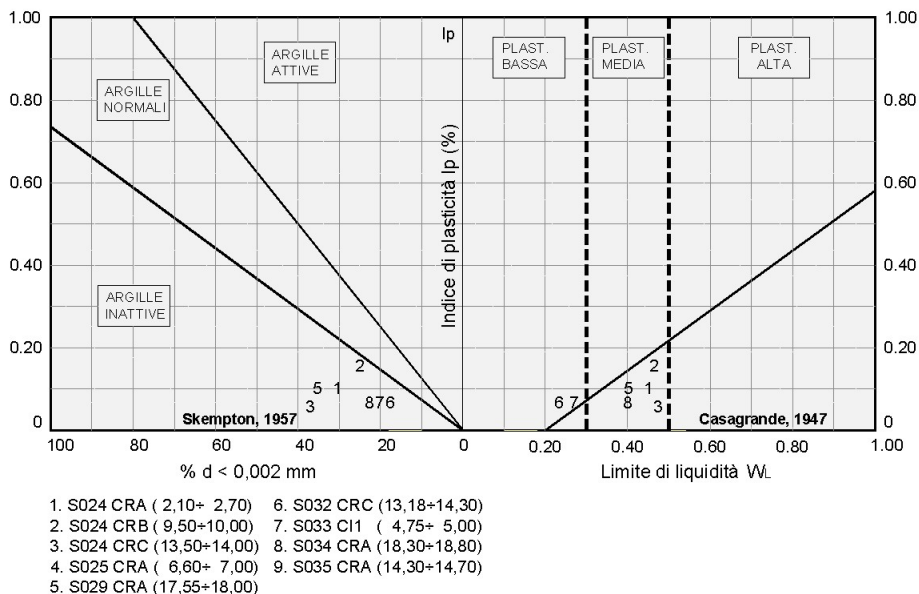
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-26 - Granulometria terreni formazione Ocm (Tratto S024-S035)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille a plasticità bassa e media.

Figura 5-27 - Attività e plasticità terreni formazione Ocm (Tratto S024-S035)



Nella tabella seguente sono riportati per singolo campione i risultati delle prove di laboratorio.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-10 Risultati prove di laboratorio campioni terreni sciolti formazione Ocm

Campio ne	Profondi tà	Terr e no	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Ocm										
			γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OC R	
			[kN/m ³]]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]]	[MPa]]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
S011 CRA	4.60÷4.90	AL	18.3										
S011 CRB	17.00÷17.30	AC	19.7										
S011 CRC	22.00÷22.30	CA- MC	21.6										
S012 CRA	2.00÷2.30	Gsl	21.6										
S012 CRB	11.00÷11.50	Ctf	16.9										
SE05 CIO	2.00÷2.30	Cf-SL	18.63										
S17 CRC	18.40÷18.90	AM	19.8										
S017bis CI2	28.50÷29.00	LSa	18.3	16(TD)	39.1(TD)								
S018 CI1	9.00÷9.50	AL	19.3	10.4 (TD)	33 (TD)	159 (ELL)		13.8	$7.4 \cdot 10^{-9}$	0.03 4	0.00105 2	ND	
S018 SC2	14.40÷14.50	AM	19.8										
SE08 CI1	14.50÷15.00	Cfa- LAS	18.95	42.5 (TD)	30.3 (TD)								
SE08 CI2	18.00÷18.50	Cfa- ALS	18.94			327.7 (TXUU)							
SE08 CI3	22.80÷23.20	Cfa- ALS	18.87	7.8 (TD)	28.1(TD)								
SE08 CI4	25.50÷26.00	Cfa- LAS	19.36										
SE11 CI1	9.50÷10.00	LGas	19.14	36.2(TD)	33(TD)			10.2					
S024 CRA	2.10÷2.70	AM	16										
S024 CRB	9.50÷10.00	AM	20										
S024 CRC	13.50÷14.00	AM	19.5										
S025 CRA	6.60÷5.70	Gsl	20										
S029 CRA	17.55÷18.00	Cf- MA	20.4										
S034 CRA	18.30÷18.80	SL	16.5										
S035 CRA	14.30÷14.70	ATM	15.8										

5.2.3.2 Indagini geotecniche in sito Terreni lapidei

Nei seguenti sondaggi è stato determinato l'indice di recupero percentuale RQD con valori dello 0% al 100%.

- S008: RQD = 0 ÷ 60% RQD(medio) = 20%
- S010: RQD = 30 ÷ 70% RQD(medio) = 40%

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- S015:
 - N30 (17.00) = 36
 - N30 (22.00) = 81
 - N30 (27.00) = R
- S017 bis:
 - N30 (12.00) = R
 - N30 (17.00) = R
 - N30 (24.00) = 59
- S018:
 - N30 (14.00) = 25
- SE08:
 - N30 (15.00) = R
 - N30 (18.5) = R
 - N30 (26) = R
- SOE11:
 - N30 (4.00) = 59
 - N30 (10.00) = 70
- S024:
 - N30 (5.00) = R
 - N30 (10.70) = R
- S033:
 - N30 (3.00) = 36
 - N30 (9.00) = 85
 - N30 (15.0) = R
- S034:
 - N30 (3.1) = R
 - N30 (15.0) = R
- S035:
 - N30 (3.30) = R
 - N30 (7.00) = R

Nel sondaggio S029 è stata eseguita una prova di permeabilità Lefranc che ha fornito i seguenti risultati:

- Sondaggio S029 (da 17.00 m a 18.00 m) $K = 2.86 \cdot 10^{-5}$ [cm/s]

Nel sondaggio S011 (in cui terreni sono stati considerati sciolti ai fini meccanici) è stata eseguita una prova di permeabilità Lugeon che ha fornito i seguenti risultati:

- Sondaggio S011 (da 20.00 m a 25.00 m) $K = 9.0 \cdot 10^{-6}$ [cm/s]

5.2.3.3 Parametri geotecnici

Terreni lapidei

Per il primo tratto (S008-S012) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG03 al sondaggio S008 tramite l'indice $RQD_{medio} = 20\%$ ed alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 20.10$ MPa del campione S009 CL1 risulta un indice BMR = 39 per cui si hanno:

$$c = 195 \text{ KPa} \quad \varphi = 24.50^\circ$$

Adattando i risultati della stazione geomeccanica SGe2 al sondaggio S008 tramite l'indice $RQD_{medio} = 20\%$ ed alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 20.10$ MPa risulta un indice BMR = 48 per cui si hanno:

$$c = 240 \text{ KPa} \quad \varphi = 29.00^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S008 CL1:

$$c = 20.61 \text{ MPa} \quad \varphi = 23.9^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3 ($c = c_i \cdot \alpha \cdot RQD$ con $\alpha = 1/10$), si otterrebbe un valore più elevato della coesione pari a $c = 412$ kPa

Sempre in questo tratto primo tratto (S008-S012) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG03 al sondaggio S010 tramite l'indice $RQD_{medio} = 40\%$ e alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 12.88$ MPa del campione S010 CL1 risulta un indice BMR = 41 per cui si hanno:

$$c = 205 \text{ KPa} \quad \varphi = 25.50^\circ$$

Adattando i risultati della stazione geomeccanica SGe2 al sondaggio S010 tramite l'indice $RQD_{medio} = 40\%$ e alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 12.88$ MPa del campione S010 CL1 risulta un indice BMR = 49 per cui si hanno:

$$c = 245 \text{ KPa} \quad \varphi = 29.5^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S010 CL1:

$$c = 15.5 \text{ MPa} \quad \varphi = 41^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3 ($c = c_i \cdot \alpha \cdot RQD$ con $\alpha = 1/10$), si ottiene un valore più elevato della coesione pari a $c = 628$ kPa.

In relazione alle informazioni complementari delle colonne stratigrafiche che evidenziano la presenza di argilla limosa nelle fratture dei calcari nel sondaggio S008 è opportuno adottare i valori più bassi per cui i terreni Ccf dei sondaggi S008, S009, S010 si possono caratterizzare con i seguenti parametri:

$$c = 200 \text{ KPa} \quad \varphi = 25^\circ$$

Per i terreni dei sondaggi S008 e S009 che hanno valori $RQD = 20\%$ Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 15141$ MPa mediando i valori ottenuti con le formule

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 \text{ RMRa}}{100} \right) \right]$$

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot \text{RQD}^{1.94}$$

dove RMRa è determinato con i criteri di cui al paragrafo 5.1.6.3

Risulta $E = 1450 \text{ MPa}$

Per i terreni del sondaggio S010 che ha valori RQD = 40% Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 23001 \text{ MPa}$ con la formula

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot \text{RQD}^{1.94}$$

Risulta $E = 2950 \text{ MPa}$

Per il secondo tratto (S014-S021) si utilizzano i risultati della stazione geomeccanica SG48 al considerando l'indice $\text{RQD}_{\text{medio}} = 40\%$, risulta un indice BMR = 32 per cui si hanno:

$$c = 160 \text{ KPa } \varphi = 21^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 33.700 \text{ MPa}$ con la formula

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot \text{RQD}^{1.94}$$

Risulta $E = 3550 \text{ MPa}$

Per il terzo tratto (S024-S029) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG08 al sondaggio S025 tramite l'indice $\text{RQD}_{\text{medio}} = 25\%$ ed alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 30.26 \text{ MPa}$ del campione S025 CL2 risulta un indice BMR = 41 per cui si hanno:

$$c = 205 \text{ KPa } \varphi = 26.5^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S025 CL2:

$$c = 7.17 \text{ MPa } \varphi = 45^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3, ($c = c_i \cdot \alpha \cdot \text{RQD}$ con $\alpha = 1/10$), si ottiene un valore più elevato della coesione pari a $c = 210 \text{ kPa}$.

Cautelativamente si adotta il valore minore per la coesione e per l'angolo di resistenza a taglio, in relazione alle risultanze del sondaggio (fratture da ravvicinate con riempimento limoso argilloso), si ritiene invece di adottare un valore mediato per cui i terreni CM sondaggio S017bis si caratterizzano con:

$$c = 205 \text{ KPa } \varphi = 31^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 13580 \text{ MPa}$ con la formula

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot \text{RQD}^{1.94}$$

Risulta $E = 700 \text{ MPa}$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Sempre per il terzo tratto (S024-S025) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG041 al sondaggio S029 tramite l'indice $RQD_{medio} = 20\%$ ed alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 110.25$ MPa del campione S029 CL2 risulta un indice $BMR = 37$ per cui si hanno:

$$c = 185 \text{ KPa} \quad \varphi = 23.50^\circ$$

Partendo invece dai risultati delle prove di compressione triassiale del campione S029 CL2:

$$c = 11.5 \text{ MPa} \quad \varphi = 38.5^\circ$$

e seguendo il criterio illustrato al paragrafo 5.1.6.3, ($c = c_i \cdot \alpha \cdot RQD$ con $\alpha = 1/10$), si ottiene un valore più elevato della coesione pari a $c = 230$ kPa

Cautelativamente si adottano i valori minori per cui i terreni Cf del sondaggio S028 si caratterizzano con:

$$c = 185 \text{ KPa} \quad \varphi = 23.5^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 111032$ MPa con la formula

$$E = E_i \left[0,5 \left(1 - \cos \frac{180 \text{ RMRa}}{100} \right) \right]$$

dove RMRa è determinato con i criteri di cui al paragrafo 5.1.6.3 risulta

$$E = 1230 \text{ MPa}$$

Nel quarto tratto (S034-S035) adattando i risultati della stazione geomeccanica SG41 al sondaggio S034 tramite l'indice $RQD_{medio} = 20\%$ ed alla resistenza uniassiale $\sigma_r = 44.36$ MPa del campione S025 CL2 risulta un indice $BMR = 34$ per cui si hanno:

$$c = 155 \text{ KPa} \quad \varphi = 21.5^\circ$$

Il modulo di elasticità viene determinato in funzione del modulo della roccia intatta $E_i = 13580$ MPa con la formula

$$E = E_i \cdot 0.0001 \cdot RQD^{1.94}$$

Risulta $E = 530$ MPa

Gli altri terreni afferenti alla stessa formazione Ocm per i quali non sono stati prelevati e/o esaminati campioni sono stati caratterizzati per comparazione con litotipi simili anche in funzione delle stazioni geomeccaniche più vicine e rappresentative. Nella

Tabella 5-11 si riportano le relative parametrizzazioni.

Per quanto riguarda la permeabilità, è stata eseguita in sito una prova Lugeon nel sondaggio S014 che ha fornito un valore del coefficiente di parametro pari a $K = 3.4 \cdot 10^{-6}$

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-11 Caratterizzazione terreni lapidei formazione Ocm

Sigla	Sondaggio	Quote	Parametri geotecnici terreni lapidei formazione Ocm				
			γ	c	φ	E	K
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[cm/s]
CCf	S008	1.60÷12.90	25.2	200	25	1450	
CCf	S008	17.20÷19.00	25.2	200	25	1450	
CCf	S009	0.30÷10.30	25.9	200	25	5730	
CCb	S010	1.60÷20.00	25.4	200	25	2950	
Ctf	S012	3.20÷30.00	23	120	31	3600	
Cf	SE05	6.00÷8.00	25.4	200	25	2950	
MA-MC	S014	15.00÷30.00	25	180	31	3350	3.4x10 ⁻⁶
Cf	S017bis	11.00÷13.40	25.7	200	31	4320	
MA-MC	SE08	24.00÷35.00	21.8	180	31	3350	
CM	S025	10.70÷20.00	22.7	205	30	700	
Cf	S029	2.80÷14.70	24.5	185	23.5	1230	
Cf	S029	20.40÷30.00	24.5	185	23.5	1230	
Cf	S032	19.15÷20.00	24.5	185	23.5	1770	
Cf	S033	14.70÷20.00	22.5	130	35	530	
Cf	S034	2.80÷15.00	22.50	130	35	1060	

Terreni sciolti

Nel primo tratto (S008 – S012) si hanno risultati di laboratorio relativi a soltanto prove fisiche e di prove penetrometriche in sito tipo SPT che hanno fornito valori di N_{30} compresi fra 22 e 64 ed anche valori a rifiuto di $N_{30} = R$.

Si rileva che la granulometria varia da limo con argilla debolmente sabbioso a limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso con una componente argillosa media del 23% e con un indice consistenza $I_c > 1$ per cui i terreni relativi possono considerarsi coesivi.

L'angolo di resistenza a taglio, in termini di tensioni efficaci, è stato valutato in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) ed alle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (valori di RP, descrizione) e dalla documentazione fotografica. Pertanto, ai singoli terreni sono stati attribuiti valori compresi fra 25 e 31°.

La resistenza non drenata viene valutata in funzione dei valori di N_{30} delle prove SPT secondo le correlazioni di Terzaghi (1948) e di Sowers dei cui alla Figura 5-1. Per valori di $N_{30} = 22-64$ sono stati attribuiti ai terreni valori di $c_u = 110 - 150$ kPa.

La coesione efficace, ricavata come aliquota di quella non drenata secondo la correlazione $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$ descritta al paragrafo 5.1.2, risulta $c' = 25 - 30$ kPa

Le caratteristiche di deformabilità vengono ricavate in funzione delle prove di SPT con la formula di Schultze e Mezembach.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto di N_{30} tramite il coefficiente C_N determinabile dal grafico della figura

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v . Nel caso di valori di $N_{30} = R$ il valore di E è stato determinato in base all'avanzamento percentuale rispetto a quello standard (30 cm) della stessa prova.

Le caratteristiche, come avanti determinate per i terreni CCf (S008), AL e Cf (S011) sono riportate nella

Tabella 5-12.

Nel sondaggio SE05 si hanno a disposizione soltanto risultati di laboratorio, relativi a prove fisiche, e di una prova penetrometrica in sito SPT che ha fornito valore di N_{30} pari a 59. Avendo rilevato una granulometria di sabbia con limo ghiaiosa argillosa (Figura 5-20), i terreni possono considerarsi incoerenti. Dalle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (descrizione) e dalla documentazione fotografica vengono attribuiti i seguenti valori di resistenza:

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

Le caratteristiche di deformabilità vengono ricavate in funzione delle prove di SPT con la formula di Schultze e Mezembach.

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto di N_{30} tramite il coefficiente C_N determinabile dal grafico della figura

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v .

Nel secondo tratto (S014 – S021) si hanno prevalentemente risultati di laboratorio relativi a prove fisiche e prove penetrometriche in sito tipo SPT che hanno fornito valori di N_{30} compresi fra 27 e 36 ed anche valori a rifiuto di $N_{30} = R$.

Dalla

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-22 e Figura 5-23 si rileva che la granulometria varia da argilla con limo a limo con sabbia argilloso ghiaioso con una componente argillosa media del 40% e con un indice consistenza $I_c > 1$ per cui i terreni relativi possono considerarsi coesivi.

Nel sondaggio SE08 e SE11 sono stati prelevati tre campioni indisturbati. Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 42.5 \text{ KPa } \varphi' = 30.3^\circ \text{ (SE08-C11)}$$

$$c' = 7.8 \text{ KPa } \varphi' = 28.1^\circ \text{ (SE08-CI3)}$$

$$c' = 36.2 \text{ KPa } \varphi' = 33^\circ \text{ (SE11-CI1)}$$

Dalla prova triassiale non consolidata non drenata (TXUU), effettuata sul campione CI2 del sondaggio SE08 si è ricavata una coesione non drenata pari a:

$$c_u = 327 \text{ KPa.}$$

Nei terreni del sondaggio SE011 è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito un valore di modulo edometrico pari a:

$$E_d = 10.20 \text{ MPa}$$

Le caratteristiche di deformabilità vengono determinate sempre con la formula di Schultze e Mezembach in funzione dei valori di N_{30} .

Nel sondaggio S018 è stato prelevato un campione indisturbato. Dalla prova di taglio diretto (CD) si sono ottenuti

$$c' = 10,4 \text{ kPa} \qquad \varphi' = 33^\circ$$

e dalla prova di compressione a espressione laterale libera si è ricavata una coesione non drenata pari a
 $c_u = 159 \text{ KPa.}$

I relativi terreni di AL possono caratterizzarsi in termini di sforzi efficaci con i parametri derivanti dalle prove di taglio mentre in termini di sforzi totali si ritiene di adottare cautelativamente in funzione delle correlazioni statistiche empiriche, $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$, un valore ridotto della coesione non drenata pari a

$$c_u = 60 \text{ kPa.}$$

Sempre per i terreni del sondaggio S018 (Campione CI1 9.00 ÷ 5.00) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo :

$$E_d = 13.80 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 7.49 \cdot 10^{-9} \quad [\text{cm/s}]$$

Con questi parametri si caratterizzano i terreni AL del sondaggio S018

Per gli altri terreni le caratteristiche di resistenza vengono determinate in maniera analoga ai terreni del primo tratto, avendo ora ulteriori dati di comparazione con i risultati del campione S018 CI1 e dei campioni dei sondaggio SE08 e SE11. L'angolo di resistenza a taglio, in termini di tensioni efficaci, è stato valutato

in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) ed alle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (valori di R_p , descrizione) e dalla documentazione fotografica. Pertanto ai singoli terreni sono stati attribuiti valori compresi fra 27° e 33° .

La resistenza non drenata viene valutata in funzione dei valori di N_{30} delle prove SPT secondo le correlazioni di Terzaghi (1948) e di Sowers dei cui alla Figura 5-1. Per valori di $N_{30} = 22-64$ sono stati attribuiti ai terreni valori di $c_u = 72 - 200$ kPa.

La coesione efficace, ricavata come aliquota di quella non drenata secondo la correlazione $c_{uu} = (6 \div 8) \cdot c'$ descritta al paragrafo 5.1.2, risulta $c' = 20 - 40$ kPa

Le caratteristiche dei terreni i AL-AS e AM (S015), AM (S017), CM-AM e Lsa (S017bis) e AL e AM (S016) sono riassunte nella

Tabella 5-12.

Nel terzo tratto (S024 – S035) si hanno risultati di laboratorio relativi a soltanto prove fisiche e di prove penetrometriche in sito tipo SPT che hanno fornito valori di N_{30} compresi fra 36 e 85 ed anche valori a rifiuto $N_{30} = R$.

Dalla

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-26 si rileva che la granulometria varia da limo con argilla sabbioso a limo con ghiaia sabbioso argilloso con una componente argillosa di poco superiore al 20% e una ghiaiosa del 13%. Si rileva anche un livello di ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa nel sondaggio S025 (curva n.4 Figura 5-26). Nei sondaggi da S024 a S032 si ha una prevalenza di terreni coerenti mentre nei sondaggi da S033 a S035 si ha una prevalenza di terreni incoerenti.

Per i terreni coerenti la coesione intercetta e l'angolo di resistenza a taglio, in termini di tensioni efficaci, sono stati valutati in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) ed alle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (valori di RP, descrizione) e dalla documentazione fotografica. Pertanto ai terreni sono stati attribuiti i seguenti parametri:

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \varphi' = 36^\circ$$

La resistenza non drenata viene determinata secondo la correlazione $c_u = (5 \div 8) c'$, descritta al paragrafo 5.1.2, per cui risulta

$$c_u = 100 \text{ kPa}$$

Nei terreni incoerenti riscontrati nei sondaggi da S033 a S035 dalle prove SPT si sono ottenuti valori a rifiuto, $N_{30} = R$, eccetto $N_{30} = 34$ e 85 nel sondaggio S034. Pertanto nella maggior parte dei casi per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio dei terreni non risulta utilizzabile il diagramma di De Mello della Figura 5-3 che mette in relazione il valore di N_{30} con l'angolo di resistenza al taglio φ' . Tale parametro è stato valutato in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) ed alle informazioni complementari acquisibili dalle colonne stratigrafiche (valori di RP, descrizione) e dalla documentazione fotografica. Pertanto ai singoli terreni sono stati attribuiti valori $\varphi' = 30-32^\circ$

Per quanto riguarda il termine coesivo della resistenza a taglio, i campioni hanno una componente argillosa media del 25% per cui anche in relazione alle condizioni del carotaggio si ritiene di attribuire valori alla coesione intercetta pari a:

$$c' = 2 - 10 \text{ KPa}$$

In mancanza di prove ad espansione laterale libera, il valore della coesione non drenata viene stimato in base alla correlazione empiriche statistica $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$ per cui risulta pari a

$$c_u = 10 - 60 \text{ kPa}$$

Le caratteristiche di deformabilità vengono determinate sempre con la formula di Schultze e Mezembach in funzione dei valori di N_{30}

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori a rifiuto ($N_{30} = R$) con avanzamenti parziali bassi per cui i moduli in questo caso sono stati determinati in rapporto all'avanzamento percentuale.

Le caratteristiche dei terreni AM (S024), Gcsl (S025), Cf-MA (S029), MC-AM (S032), ATM e Calt (S033), SL (S034) e ATM (S035) sono riportate nella

Tabella 5-12.

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = s_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

In definitiva si sono attribuiti i seguenti moduli:

- E = 54.3 MPa ai terreni AM (S024), Gcsl (S025)
- E = 50.0 MPa ai terreni Cf-MA (S029), MC-AM (S032)
- E = 20.6 MPa ai terreni ATM (S033)
- E = 38.5 MPa ai terreni Calt (S033)
- E = 100.1MPa ai terreni ATM (S033)
- E = 43.7 MPa ai terreni SL (S034)
- E = 100.1MPa ai terreni ATM (S035)

Nel sondaggio S011 in corrispondenza dei terreni CA-MC (18.30 ÷ 24.00) e Cfa (24.00 ÷ 30.00), considerati sciolti ai fini meccanici, è stata eseguita una prova di permeabilità Lugeon che ha fornito un valore del coefficiente di permeabilità $K = 4.1 \cdot 10^{-5}$.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-12 Caratterizzazione terreni sciolti formazione Ocm

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Ocm										
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
CCf	S008	12.90÷17.20	19	25	25	150	11						
CCf	S008	19.00÷20.00	19	25	25	150	22						
AL	S011	0.00÷5.40	18.3	25	30	110	17.5						
AL	S011	5.40÷18.30	20	30	30	150	24.3						
CA-MC	S011	18.30÷24.00	20	30	31	-	224						
Cfa	S011	24.00÷30.00	20	30	27	-	80						
Cf-SL	SE05	0.00÷6.00	18.6	5	35		40						
Cfa-LSA	SE08	14.50÷35.00	19.5	41	28.7	327	23						
AL-AS	S015	12.50÷19.00	19.5	20	32	100	13						
AM	S015	19.00÷30.00	20	40	27	200	23						
AM	S017	15.00÷25.00	18.9	20	30	120	23						
CM-AM	S017bis	16.10÷24.20	22.2	20	27	100	106						
Lsa	S017bis	24.20÷30.00	18.3	16	30	72	36						
LGas	SE11	2.00÷12.00	19.14	36	33	165	30						
AL	S018	6.00÷10.60	17.4	10	33	60	17.4	13.8	7.5 x 10 ⁻⁹	0.034	0.001052	ND	
AM	S018	10.60÷15.00	19.8	20	27	150	17.4						
AM	S024	0.40-20.00	18	20	27	100	54.3						
Gcsl	S025	1.70÷10.70	20	0	36		54.3						
Cf-MA	S029	14.70÷0.40	17	20	27	100	50						
MC-CM	S032	7.50÷19.15	22.2	20	27	100	50						
ATM	S033	3.50÷5.00	19	2	30	10	20.6						
Calt	S033	5.00÷10.00	17.9	5	32	30	38.5						
ATM	S033	10.00÷14.70	15.8	2	30		100.1						
SL	S034	15.00÷30.00	16.5	10	32		43.7						
ATM	S035	0.50÷15.00	15.8	2	30		100.1						

5.2.4 Terreni appartenenti alla formazione Qm

Tali terreni sono stati riscontrati in cinque tratti: il primo in corrispondenza dei sondaggi S036 e S037, compreso fra le progressive 9+250 e 9+690, il secondo fra i sondaggi S041 e S042, compreso fra le progressive 10+410 e 10+910, il terzo fra i sondaggi S041 e S042, compreso fra le progressive 10+410 e 10+910 con riferimento al sondaggio S044, il quarto fra i sondaggi S043 e S054 compreso fra le progressive 11+355 e 14+575; il quinto compreso fra il sondaggio S059 e S064 compreso fra le progressive 15+735 e 17+412.

Nel corso delle indagini sono stati prelevati i seguenti campioni:

- Primo tratto (S036 - S037):
 - S036 CI1 (2.50 ÷ 3.00)
 - S036 CRA (13.00 ÷ 13.30)
 - S037 CRA (2.70 ÷ 3.00)
 - S037 CRB (6.10 ÷ 6.35)
- Secondo tratto (S041 - S042):
 - Risultati acquisiti dal sondaggio preliminare S020P
- Terzo tratto (S044):
 - Risultati acquisiti dal sondaggio S044
- Quarto tratto (S043-S054):
 - S043 CRA (4.10 ÷ 4.60)
 - S043 CRB (14.30 ÷ 14.80)
 - S043 CRC (19.50 ÷ 20.00)
 - S044 CI1 (7.70 ÷ 8.20)
 - S044 CRA (22.30 ÷ 22.85)
 - S044 CRB (26.00 ÷ 26.45)
 - S046 CI1 (4.00 ÷ 4.50)
 - S046 CRB (8.20 ÷ 8.50)
 - S046 CRC (15.25 ÷ 15.50)
 - S048 CI1 (15.00 ÷ 15.45)
 - S048 CRA (10.00 ÷ 10.50)
 - S048 CRB (20.00 ÷ 20.50)
 - S049 CI1 (13.10 ÷ 13.50)
 - S049 CRA (7.00 ÷ 7.50)
 - S049 CRB (17.00 ÷ 17.50)
 - S051 CI1 (22.00 ÷ 22.50)
 - S051 CRA (2.40 ÷ 2.90)
 - S051 CRB (8.50 ÷ 9.00)
 - S051 CRC (17.40 ÷ 17.80)
 - S053 CI1 (7.70 ÷ 8.00)
 - S054 CI1 (8.60 ÷ 9.10)

- SE16 CI1 (3.00 ÷ 3.50)
- SE16 CI0 (4.50 ÷ 5.00)
- PE47 (0.00 ÷ 0.30)
- PE46 (0.00 ÷ 1.00)
- Quinto tratto: (S059-S064)
 - S059 CI1 (10.20 ÷ 10.70)
 - S059 CRA (19.10 ÷ 19.40)
 - S061 CI1 (14.0 ÷ 14.50)
 - S061 CRA (2.40 ÷ 2.90)
 - S061 CRB (19.40 ÷ 20.00)
 - S061 SC (11.00 ÷ 11.60)
 - S063 CI1 (7.20 ÷ 7.70)
 - S063 CI2 (12.00 ÷ 12.50)
 - S063 CI3 (16.00 ÷ 16.50)
 - S063 SC (20.00 ÷ 20.60)
 - S064 CI 1 (2.00 ÷ 2.40)
 - S064 CI 2 (9.00 ÷ 9.50)
 - SE20 Crim (1.00 ÷ 1.50)
 - PE37 (1.00 ÷ 1.25)
 - PE44 (0.00 ÷ 2.00)
 - PE52 (0.00 ÷ 2.00)
 - PE60 (0.00 ÷ 1.00)

5.2.4.1 Analisi di laboratorio

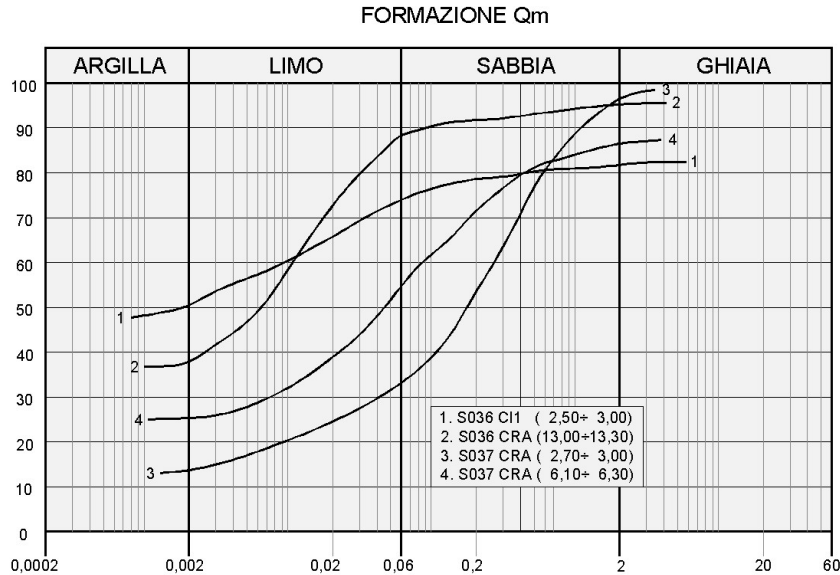
Nel primo tratto (S036 - S037) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = 27 \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.3 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

Per i terreni del sondaggio S036 la granulometria risulta compresa nel fuso delimitato da argilla limosa debolmente ghiaiosa ed inferiormente da limo con argilla sabbioso mentre per i terreni del sondaggio S037 il fuso è compreso fra limo con argilla sabbioso e sabbia con limo argillosa per come si rileva dalla figura che segue.

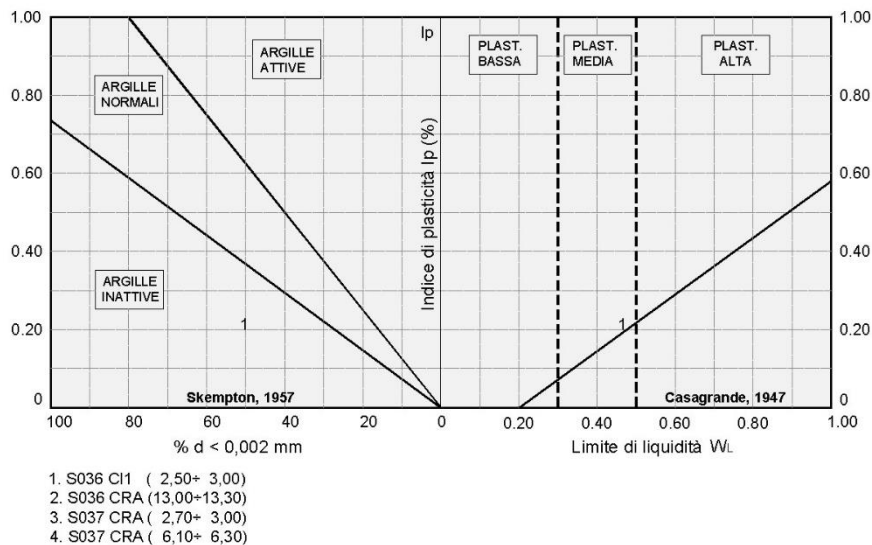
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-28 - Granulometria terreni formazione Qm (Tratto S036-S037)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità media.

Figura 5-29 - Attività e plasticità terreni formazione Qm (Tratto S036-S037)



Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 6.3 \text{ KPa } \varphi = 27^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$c_u = 66 \text{ kPa}$$

Sempre per i terreni del sondaggio S036 (Campione CI1 2.50 ÷ 3.00) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 4.9 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 2.5 \cdot 10^{-8} \quad [\text{cms}]$$

Sempre dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.001284 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.0127$. Non è stato possibile stimare l'indice di sovraconsolidazione OCR con il metodo di Casagrande per insufficienza dei risultati del diagramma pressione-indice dei vuoti.

Nella tabella seguente sono riportati per singolo campione i risultati delle prove di laboratorio.

Tabella 5-13 Risultati prove di laboratorio campioni terreni Qm

Campio ne	Profondi tà	Terre no	Parametri geotecnici									
			γ	c'	φ'	c_u	E	E_d	K	Cc	C_v	OCR
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
S036 CI1	2.50÷3.00	AM-AS	17.3	6.3	27	66		4.9	2.5×10^{-8}	0.0127	0.001284	ND

Nel secondo tratto (S041 - S042) in questa campagna non sono stati eseguiti sondaggi per cui si sono acquisite le informazioni della campagna preliminare. Dalle descrizioni litologiche del relativo sondaggio S20P i terreni sono costituiti da brecce calcaree con sabbie limose.

Nel quarto tratto (S043-S054) per questi terreni sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (8.5 \div 42.5) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.4 \div 20.8 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

Le granulometrie sono riportate nella

Figura 5-30 per i terreni da S043 a S046, nella Figura 5-31 per i terreni da S048 a S054 e nella Figura 5-32. Le corrispondenti carte di attività e plasticità sono riportate nelle tre seguenti figure. I fusi granulometrici nei vari casi si presentano abbastanza ampi e simili, variando nel primo da limo con argilla sabbioso (comportamento da terreno coerente) a sabbia ghiaiosa limosa (comportamento da terreno incoerente), nel secondo da argilla con limo con sabbia (comportamento da terreno coerente) a ghiaia con sabbia limosa argillosa (comportamento terreno incoerente) non considerando in questo ultimo caso le particolarità della curva estreme, la 19 (campione S053 CI1: argilla con limo) e la 11 (campione S048 CRA: sabbia) e nel terzo caso da argilla con sabbia limosa (comportamento da terreno coerente) a ghiaia con sabbia limoso argillosa (comportamento da terreno incoerente). Dalle sopra richiamate carte di attività e plasticità invece si evidenzia un comportamento sostanzialmente omogeneo potendosi classificare come argille inattive a plasticità media. Permane invece la particolarità del campione S053 CI1 (elemento n. 19) che si discosta abbastanza nettamente dagli altri classificandosi come argilla inattiva ad alta plasticità con un indice di plasticità maggiore di 5 volte.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-30 - Granulometria terreni formazioni Qm (Tratto S043-S046)
FORMAZIONE Qm (S043-S046)

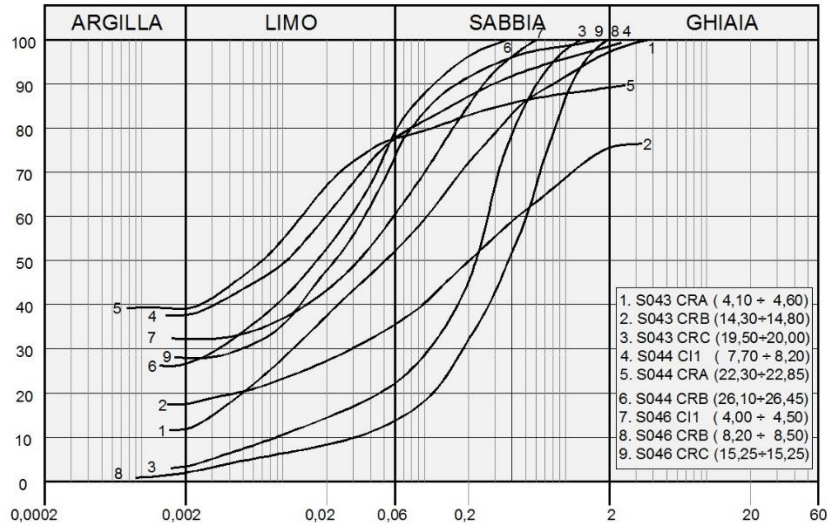
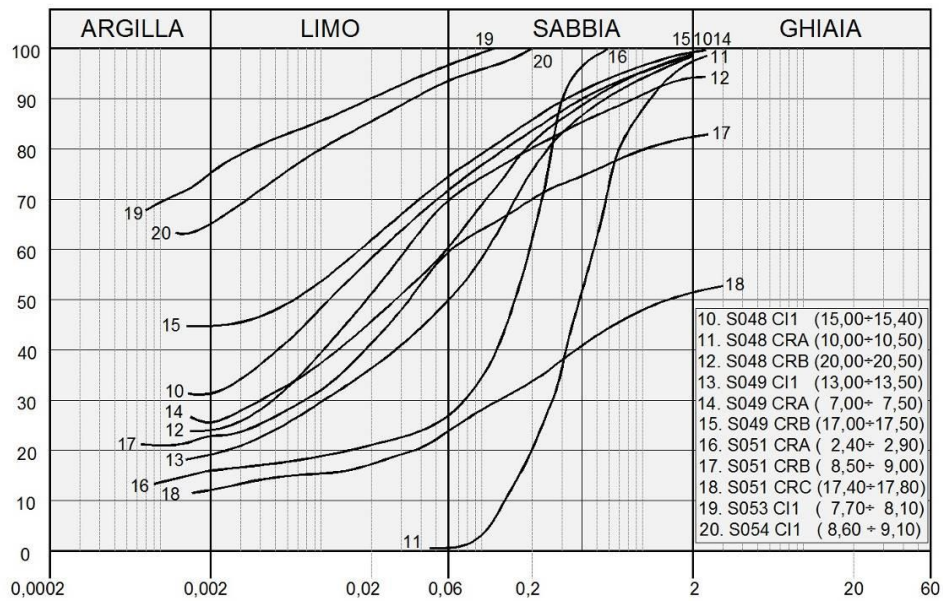


Figura 5-31 - Granulometria terreni formazioni Qm (Tratto S048-S054)
FORMAZIONE Qm (S048+S054)



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-32 - Granulometria terreni formazioni Qm (SE16, PE46, PE47)

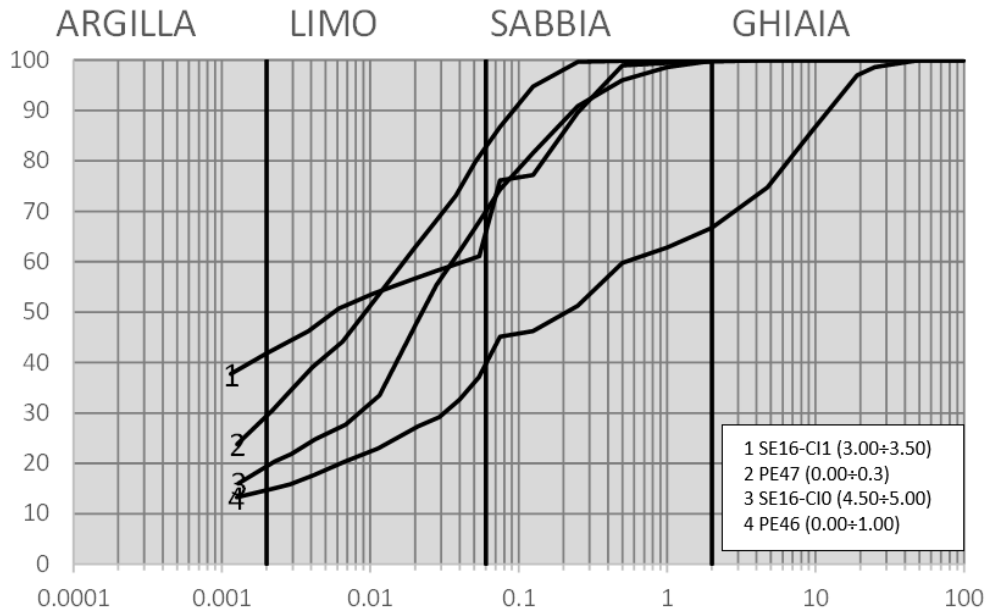
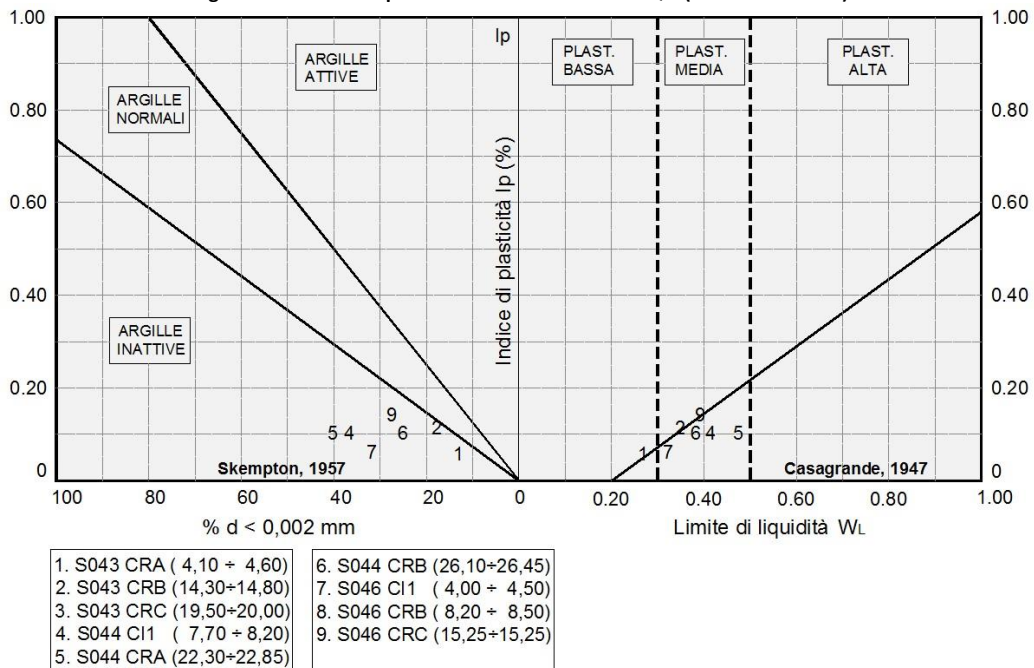
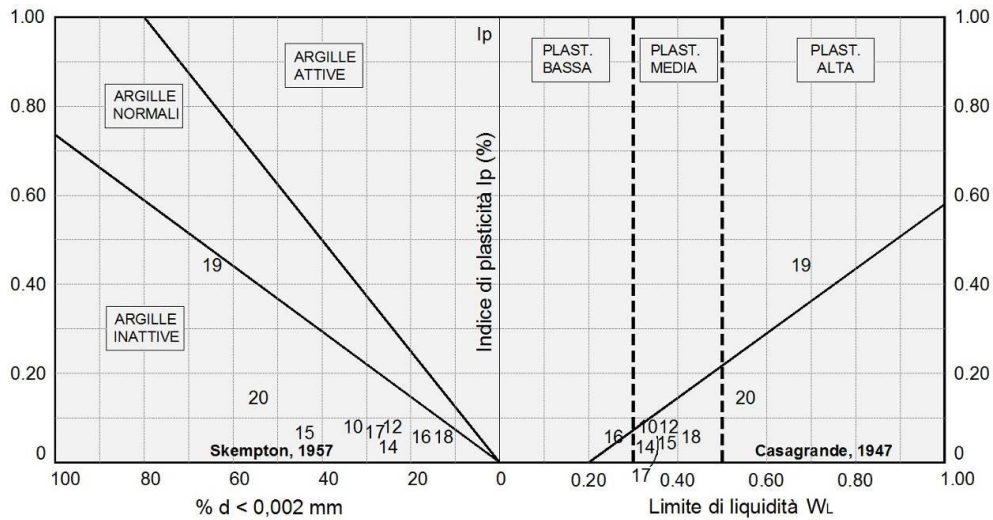


Figura 5-33-Attività e plasticità terreni formazione Qm (Tratto S043-S046)



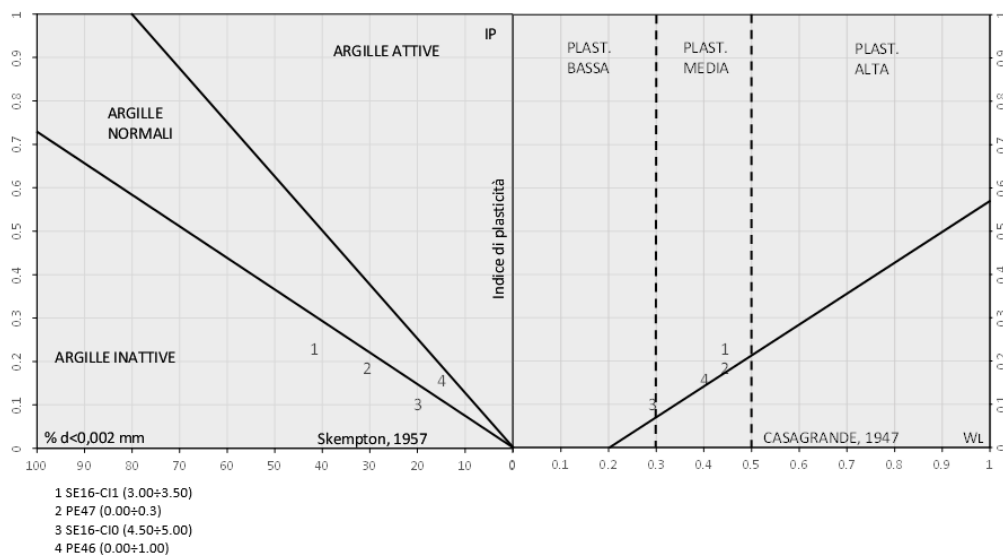
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-34 - Attività e plasticità terreni formazione Qm (Tratto S048-S054)



- | | | |
|----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| 10. S048 CI1 (15,00÷15,40) | 15. S049 CRB (17,00÷17,50) | 20. S054 CI1 (8,60 ÷ 9,10) |
| 11. S048 CRA (10,00÷10,50) | 16. S051 CRA (2,40÷ 2,90) | |
| 12. S048 CRB (20,00÷20,50) | 17. S051 CRB (8,50÷ 9,00) | |
| 13. S049 CI1 (13,00÷13,50) | 18. S051 CRC (17,40÷17,80) | |
| 14. S049 CRA (7,00÷ 7,50) | 19. S053 CI1 (7,70÷ 8,10) | |

Figura 5-35 - Attività e plasticità terreni formazione Qm (SE16, PE46, PE47)



- | |
|------------------------|
| 1 SE16-CI1 (3.00÷3.50) |
| 2 PE47 (0.00÷0.3) |
| 3 SE16-CI0 (4.50÷5.00) |
| 4 PE46 (0.00÷1.00) |

Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 11.1 \div 20.6 \text{ KPa } \varphi = 26.2^\circ \div 30.2^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e triassiale (UU) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

$$c_u = 92 \div 324 \text{ kPa}$$

Per i terreni del sondaggio S048 (Campione CI1 15.00 ÷ 15.40) e S049 (Campione CI1 13.00 ÷ 13.50) sono state eseguite prove di compressione edometrica che hanno fornito, per la pressione verticale media dello strato, valori del relativo modulo:

$$E_d = 12.2 \div 14.4 \text{ MPa}$$

Dalle stesse prove si ricavano i valori del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 1.2 \cdot 10^9 \div 6.6 \cdot 10^9 \quad [\text{cm/s}]$$

Dalle stesse prove si rilevano i coefficienti di consolidazione C_v e gli indici di compressibilità C_c . L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta non determinabile.

Sui terreni del sondaggio SE16 (Campione CI1 3.00 ÷ 3.50) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, il seguente valore del modulo edometrico:

$$E_d = 9.85 \text{ MPa}$$

Nella tabella seguente sono riportati per singolo campione tutti i risultati delle prove di laboratorio.

Tabella 5-14 Risultati prove di laboratorio campioni terreni Q_m (Tratto S043-S053)

Campione	Profondità	Terreno	Parametri geotecnici										
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	E_d	K	C_c	C_v	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
S044 CI1	7.70÷8.20	ALs	19.4	11.1	30.2	155 (ELL)							
S046CI1	4.00÷4.50	ALs	19.1	16.6	26.4	191 (UU)							
S048 CI1	15.00÷15.40	A-ASL	19.7	11.6	30.7	92 (ELL)		14.4	1.2×10^{-8}	0.068	0.00182	ND	
S049 CI1	13.00÷13.50	LAS-SL	19.4	7.7	33	34 (ELL)		12.2	6.6×10^{-9}	0.053	0.00843	ND	
S053 CI1	7.70÷8.10	AL	16.8	15	25.6	324 (ELL)							
S054 CI1	8.60÷9.10	AM	18.7	20.6	26.2								
SE16 CI1	3.00÷3.50	ASL	20.61					9.85					
SE16 CI0	4.50÷5.00	LSA	18.43	11.2 (TD)	42 (TD)								

Nel quinto tratto (S059-S064), per questi terreni sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (16.4 \div 41.5) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 15.8 \div 19.5 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria, stavolta più omogenea, risulta compresa nel fuso delimitato superiormente da argilla con limo a limo con sabbia argilloso e quindi con comportamento prevalentemente da terreno coerente.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-36- Granulometria terreni formazioni Qm (Tratto S059-S064)
FORMAZIONE Qm (S059-S064)

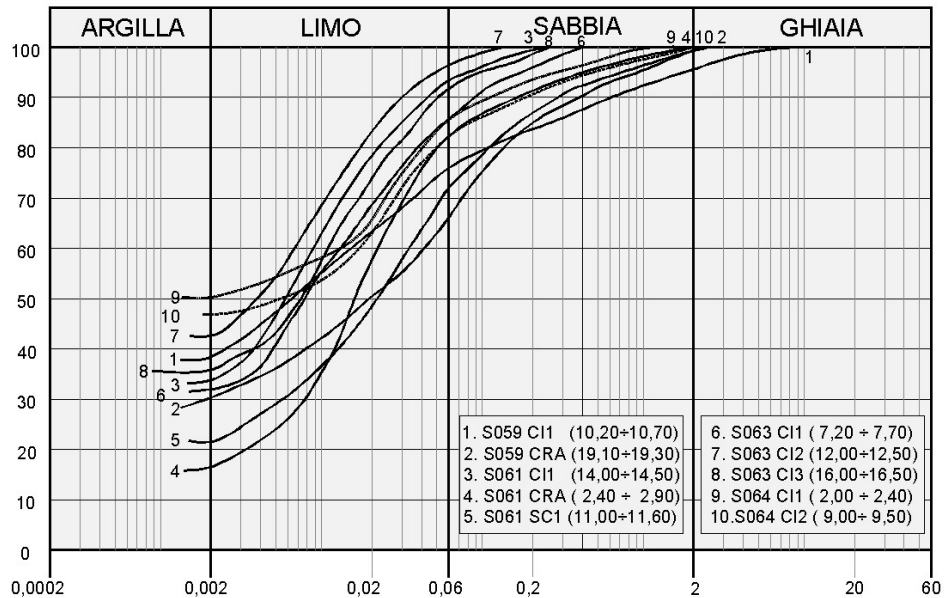
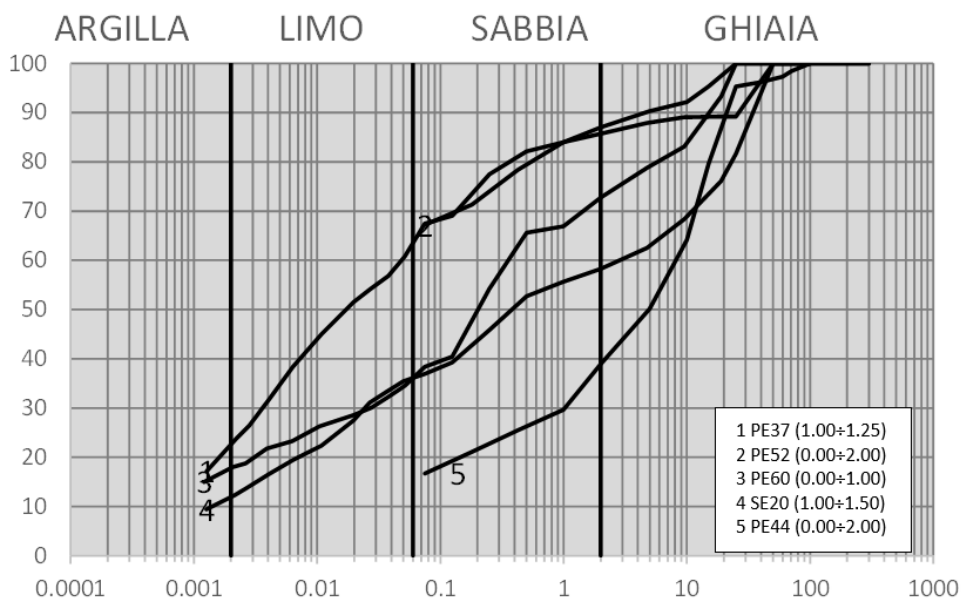


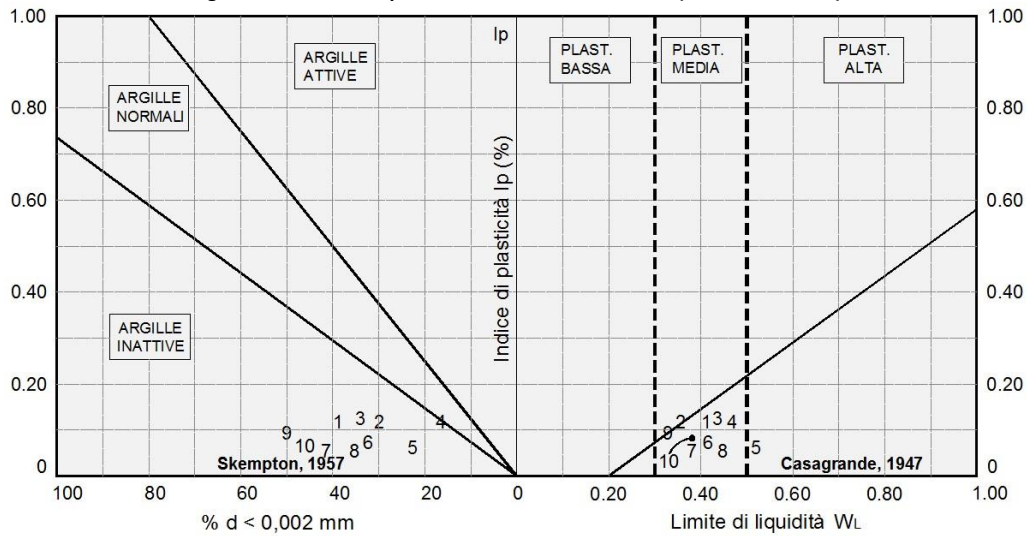
Figura 5-37 - Granulometria terreni formazioni Qm (PE 37-60, SE20)



Dalle carte di attività e plasticità della figura seguente si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità media.

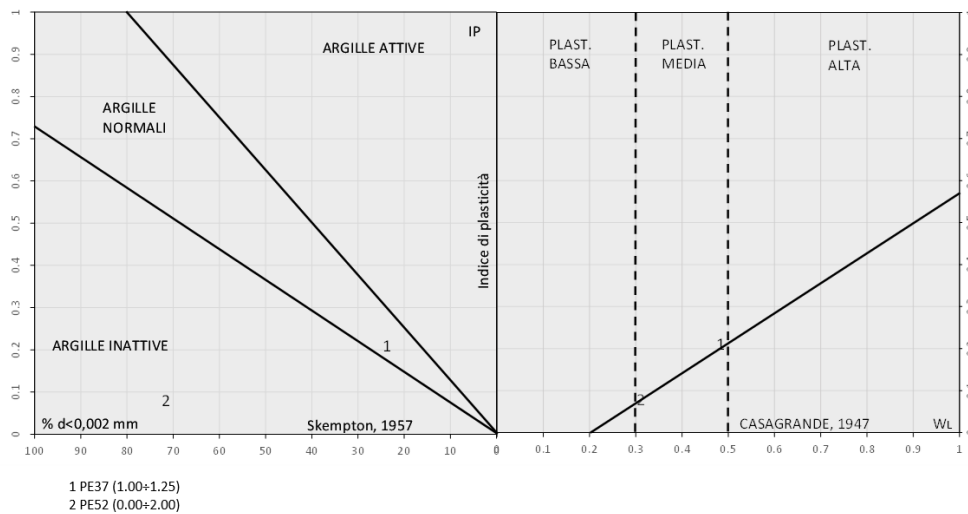
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-38- Attività e plasticità terreni formazioni Qm (Tratto S059-S064)



- | | |
|----------------------------|----------------------------|
| 1. S059 CI1 (10,20+10,70) | 6. S063 CI1 (7,20 + 7,70) |
| 2. S059 CRA (19,10+19,30) | 7. S063 CI2 (12,00+12,50) |
| 3. S061 CI1 (14,00+14,50) | 8. S063 CI3 (16,00+16,50) |
| 4. S061 CRA (2,40 + 2,90) | 9. S064 CI1 (2,00 + 2,40) |
| 5. S061 SC1 (11,00+11,60) | 5. S064 CI2 (9,00+ 9,50) |

Figura 5-39 - Attività e plasticità terreni formazioni Qm (PE 37-60, SE20)



- 1 PE37 (1.00+1.25)
2 PE52 (0.00+2.00)

Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate triassiale (CU) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 5 \div 168 \text{ KPa } \varphi = 24.6^\circ \div 31.7^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e triassiale (UU) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 70 \div 346 \text{ kPa}$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Su alcuni campioni (S061 CI1, S063 CI1 e S064 CI2) sono state eseguite prove di compressione edometrica che hanno fornito, per la pressione verticale media dello strato, valori del relativo modulo :

$$Ed = 8.20 \div 11.8 \text{ MPa}$$

Dalle stesse prove si ricavano i valori del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 3.0 \cdot 10^9 \div 8.4 \cdot 10^9 \quad [\text{cm/s}]$$

Dalle stesse prove si rilevano i coefficienti di consolidazione Cv e gli indici di compressibilità Cc. L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta OCR ≈ 1 per il campione S063 CI1 mentre per gli altri campioni risulta non determinabile.

Nella tabella seguente sono riportati per singolo campione tutti risultati delle prove di laboratorio.

Tabella 5-15 - Risultati prove di laboratorio campioni terreni Qm (Tratto S059-S064)

Campio ne	Profondi tà	Terre no	Parametri geotecnici										
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
S059 CI1	10.20÷10.70	LAS	17.4	17.6	24.6	69 (ELL)							
S061 CI1	14.00÷14.50	AL	19.1	8.2	29.3	84 (ELL)		12.1	8.4×10^{-9}	0.059	0.001081	ND	
S063 CI1	7.20÷7.70	A-am	18.2	5	30.4	70 (ELL)		11	6.1×10^{-9}	0.086	0.000694	≈ 1	
S063 CI2	12.00÷12.50	A-am	18.9	168 (CIU)	31.7 (CIU)								
S063 CI3	16.00÷16.50	A-am	18.9			346 (UU)							
S064 CI1	2.00÷2.40	LS-S	19.5	19.5	31.6								
S064 CI2	9.00÷9.50	Al-LS	19.5					11.8	3.0×10^{-9}	0.042	0.000353	ND	

5.2.4.2 Indagini geotecniche in sito

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- S036:
 - N30 (5.00) = 30
 - N30 (10.00) = 40
 - N30 (20.40) = 55
- S037:
 - N30 (3.50) = 50
 - N30 (8.50) = 50
- S041:
 - N30 (6.30) = R
 - N30 (12,4) = R
 - N30 (23,90) = R
- S043:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

N30 (5.10)	= 21
N30 (10.00)	= 27
N30 (15.00)	= 24
N30 (18.20)	= 33
• S044:	
N30 (5.20)	= R
N30 (11.70)	= R
N30 (17.00)	= 29
N30 (18.90)	= 79
N30 (26.60)	= 81
• S046:	
N30 (6.00)	= R
N30 (8.80)	= 70
N30 (12.50)	= 29
N30 (17.50)	= 25
• S048:	
N30 (12.00)	= 27
N30 (16.90)	= 18
N30 (23.60)	= 21
N30 (30.20)	= 29
• S049:	
N30 (6.00)	= 12
N30 (10.70)	= 29
N30 (14.20)	= 22
N30 (18.20)	= 31
• S051:	
N30 (6.50)	= 39
N30 (11.60)	= R
N30 (18.00)	= R
N30 (24.00)	= 40
N30 (28.50)	= 45
• S053:	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

	N30 (5.80)	= 29
	N30 (10.20)	= 35
• S054:		
	N30 (6.00)	= 25
• SE16:		
	N30 (3.50)	= 14
• S059:		
	N30 (3.50)	= 38
	N30 (13.00)	= R
	N30 (15.50)	= 62
	N30 (21.00)	= 29
• S061:		
	N30 (3.00)	= 22
	N30 (6.00)	= 24
	N30 (9.00)	= 13
	N30 (12.00)	= 32
• S063:		
	N30 (3.00)	= 18
	N30 (6.00)	= 24
	N30 (9.00)	= 16
	N30 (14.00)	= 21
	N30 (21.00)	= 28
• S064:		
	N30 (4.00)	= 13
	N30 (7.50)	= 18
	N30 (12.00)	= R
	N30 (15.00)	= 39
• SE20:		
	N30 (1.70)	= 31

Nel sondaggio S036 è stata eseguita una prova di permeabilità Lefranc che ha fornito i seguenti risultati:

- Sondaggio S036 (da 17.00 m a 18.00 m) $K = 1.03 \cdot 10^{-5}$ [cm/s]

Nel sondaggio S049 è stata eseguita alla profondità di 8,30 m una prova pressiométrica che ha fornito un valore del modulo di elasticità $E = 44,50$ MPa

Nel sondaggio S064 è stata eseguita alla profondità di 5,50 m una prova pressiométrica che ha fornito un valore del modulo di elasticità $E = 29 \text{ MPa}$

Nel sondaggio S051 è stata eseguita una prova di permeabilità Lefranc che ha fornito i seguenti risultati:

- Sondaggio S051 (da 12.00 m a 13.00 m) $K = 1.53 \cdot 10^{-4} \text{ [cm/s]}$

5.2.4.3 Parametri geotecnici

Dalle prove di taglio diretto eseguite sul campione S036 C11 i valori ottenuti risultano pari a:

$$c' = 6.3 \text{ kPa} \qquad \varphi' = 27^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera, i valori ottenuti in termini di resistenza al taglio non drenata risultano pari a:

$$c_u = 66 \text{ kPa}$$

Con tali parametri si caratterizzano i terreni Gsl del sondaggio S036. Gli altri terreni sono stati caratterizzati per comparazione in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) e delle informazioni complementari delle colonne stratigrafiche (valori di RP) e/o dei risultati delle prove SPT in sito. I terreni Dt del sondaggio preliminare S020P sono stati caratterizzati in base alla descrizione litologica del sondaggio preliminare S020P (brecce calcaree con sabbia limosa e ghiaia). I relativi parametri sono riportati nella Tabella 5-16.

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = s_1 \cdot N_{30c} + s_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori $N_{30} = 30 \div 55$ in base ai quali è stato determinato il modulo di elasticità.

Sempre per i terreni del sondaggio S036 (Campione C11 2.50 \div 3.00) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 4.9 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 2.56 \cdot 10^{-8} \quad [\text{cm/s}]$$

Dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.001052 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.034$. Non è stato possibile stimare l'indice di sovraconsolidazione OCR con il metodo di Casagrande per insufficienza dei risultati del diagramma pressione-indice dei vuoti.

Nel quarto tratto (S043-S054) per come si rileva dalle granulometrie riportate nel paragrafo 5.2.4.3 si hanno terreni incoerenti e coerenti, mentre nel quinto (S059-S064) si hanno terreni prevalentemente coerenti. Per il quinto tratto (S059-S064) nel grafico di

Figura 5-40 è riportato il diagramma di sintesi delle prove di taglio diretto CD e residuo i cui risultati sono ripresi dalla Tabella 5-15. I valori relativi al campione n. 9 (S064 C12) sono da scartare per inattendibilità delle prove di laboratorio (velocità di prova molto elevate in relazione alle caratteristiche granulometriche di cui alla

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-36). Da scartare altresì il valore dell'angolo di resistenza a taglio in condizioni residue ($\phi'_{res} \approx \phi'$). Per quanto riguarda il campione n.7 (S063 C12) relativo ad una prova triassiale consolidata non drenata (CIU) il valore della resistenza a taglio è da scartare per inattendibilità della relativa prova. Il valore della coesione efficace ($c'_{CIU} = 168$ kPa) risulta essere maggiore di 33 volte di quello ($c' = 5$ kPa) determinato con la prova di taglio (CD) per il campione n. 6 (S063 C1) prelevato a quota superiore nello stesso terreno A-am. Le caratteristiche fisiche dei due campioni sono molto simili e dalle stratigrafie si rilevano anche caratteristiche simili ($N_{30} = 16 - 21$; $RP_{medio} = 3.5 - 7$) ed inoltre il valore della coesione efficace della prova CIU ($c'_{CIU} = 168$ kPa) risulta essere maggiore di quella non drenata ($c_u = 70$ kPa) del campione n.6.

Con i parametri del campione n.1 (S059 C11; 10.20-10.70):

$$c' = 17 \text{ KPa } \phi' = 24^\circ$$

si caratterizzano i terreni LAS del sondaggio S059.

Con i parametri del campione n.3 (S061 C11; 14.00-14.50):

$$c' = 8 \text{ KPa } \phi' = 29^\circ$$

si caratterizzano i terreni AL del sondaggio S061 e con quelli del campione n.6 (S063 C11; 7.20-7.70):

$$c' = 5 \text{ KPa } \phi' = 30^\circ$$

si caratterizzano i terreni A-am del sondaggio S063.

Per quanto riguarda i terreni LAS del sondaggio S059 rappresentati dal campione n.1 (S059 C11), per le considerazioni prima formulate si attribuisce un valore ridotto della coesione e quindi si hanno:

$$c' = 10 \text{ KPa } \phi' = 24^\circ$$

Analogamente si procede per i terreni LS-S del sondaggio S064 che si caratterizzano con:

$$c' = 10 \text{ KPa } \phi' = 30^\circ$$

I sottostanti terreni coerenti AL-LS e AL si caratterizzano per comparazione in funzione della granulometria (curva n.10 di

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-36) e della resistenza RP per cui si attribuiscono:

$$c' = 15 \text{ KPa } \phi' = 28^\circ$$

ai terreni AL-LS e

$$c' = 10 \text{ KPa } \phi' = 28^\circ$$

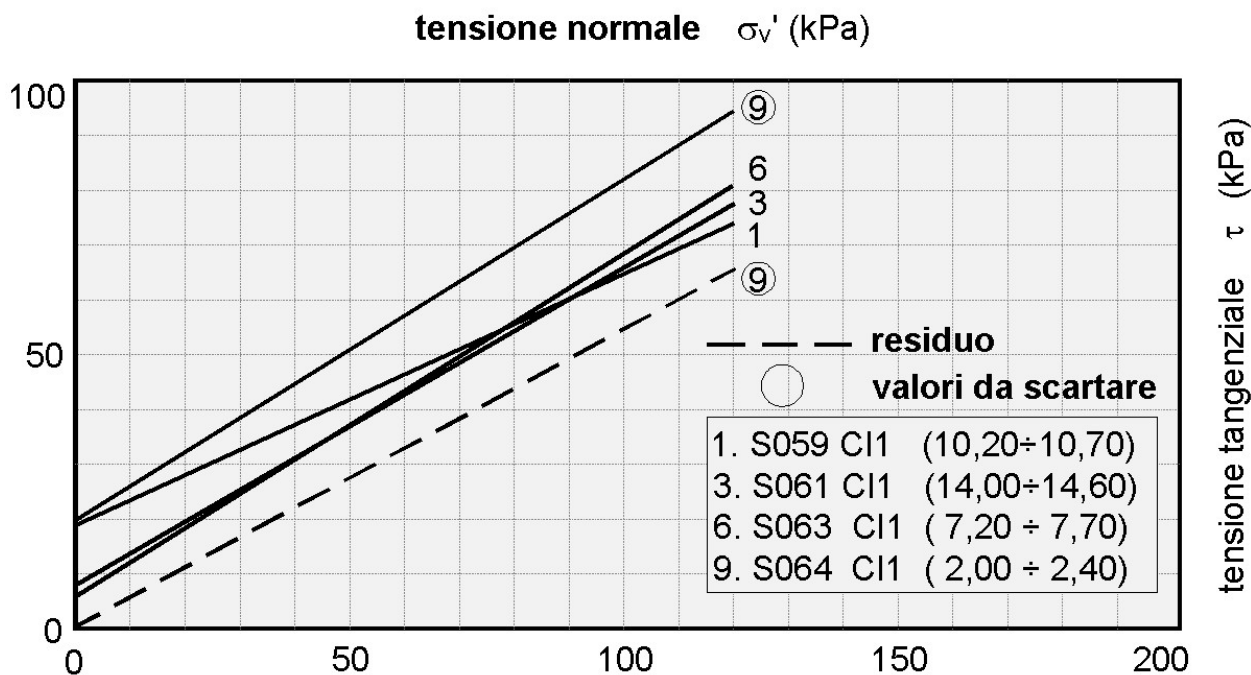
ai terreni AL.

Il livello incoerente delle sabbie limose SL viene caratterizzato in funzione dei risultati della prova SPT ($N_{30} = 39$). Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio dei terreni si utilizza il diagramma di De Mello della Figura 5-3 che mette in relazione il valore di N_{30} con ϕ' in funzione della pressione litostatica σ'_v . Si attribuisce

$$\phi' = 35^\circ$$

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici come prima determinati sono riportati per ogni singolo terreno individuato nella Tabella 5-16.

Figura 5-40 - Diagramma di sintesi delle prove di taglio diretto CD e residuo (Tratto S059-S064)



Nel grafico di

Figura 5-41 si riportano i valori della resistenza a taglio in termini di tensioni totali ripresi dalla Tabella 5-15 . I valori della coesione non drenata sono omogenei fra loro eccetto quello del campione n.8 (S063 C1; 16.00-16.50) che si discosta in maniera rilevante dagli altri. Il valore della coesione non drenata ($c_u = 346$ kPa) risulta essere maggiore di 5 volte di quello $c_u = 70$ kPa determinato con la prova di compressione semplice (ELL) per il campione n. 6 (S063 C1) prelevato a quota superiore nello stesso terreno A-am. Le caratteristiche fisiche dei due campioni sono molto simili e dalle stratigrafie non si rilevano particolari differenze ($N_{30} = 16 - 21$; $RP_{medio} = 3.5 - 8$). Pertanto si confermano tutti i valori derivanti dalle prove di laboratorio eccetto quello del campione n.8 (S063 C1; 16.00-16.50) da scartare perché anomalo.

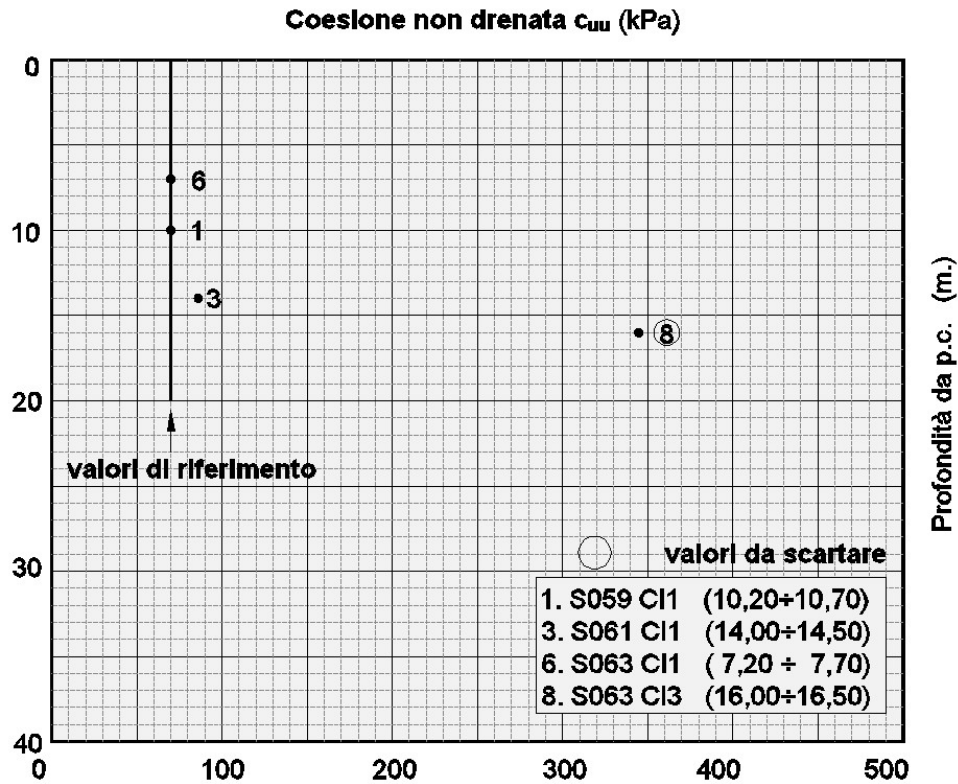
In base alle considerazioni avanti formulate ed ai risultati delle prove di laboratorio per gli altri terreni si possono adottare i valori di riferimento per come indicati nel grafico di

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-41 Agli altri terreni LS-S, AL-LS e AL del sondaggio S064, di conseguenza si attribuisce alla coesione non drenata il valore:

$$c_u = 70 \text{ kPa}$$

Figura 5-41 - Coesione non drenata: Risultati di laboratorio e valori di riferimento (Tratto S059-S064)



Nel quarto tratto (S043-S053) per come si rileva dalle granulometrie precedentemente riportate, si hanno terreni incoerenti e coerenti. Nel grafico di Figura 5-42 è riportato il diagramma di sintesi delle prove di taglio diretto CD e residuo i cui risultati sono ripresi dalla Tabella 5-14. Tutti i valori sono omogenei fra loro e sono in linea con le corrispondenti caratteristiche fisiche, pertanto ne derivano le seguenti caratterizzazioni:

- Terreni ALS S044 (campione n.4) $c' = 11 \text{ KPa}$ $\phi' = 30^\circ$
- Terreni ALS S046 (campione n.7) $c' = 15 \text{ KPa}$ $\phi' = 26^\circ$
- Terreni A-ALS S048 (campione n.10) $c' = 11 \text{ KPa}$ $\phi' = 30^\circ$
- Terreni LAS-SL S049 (campione n.13) $c' = 7.7 \text{ KPa}$ $\phi' = 33^\circ$
- Terreni AL S053 (campione n.19) $c' = 15 \text{ KPa}$ $\phi' = 25^\circ$
- Terreni AM S054 (campione n.20) $c' = 20 \text{ KPa}$ $\phi' = 26^\circ$

Per gli altri terreni coerenti si procede come segue. I terreni ASL del sondaggio S046 si caratterizzano per comparazione con i soprastanti terreni ALS. I terreni LAS del sondaggio S049 si caratterizzano sempre per comparazione con i soprastanti terreni LAS-SL variandone i parametri in funzione della maggiore componente argillosa. Pertanto si hanno:

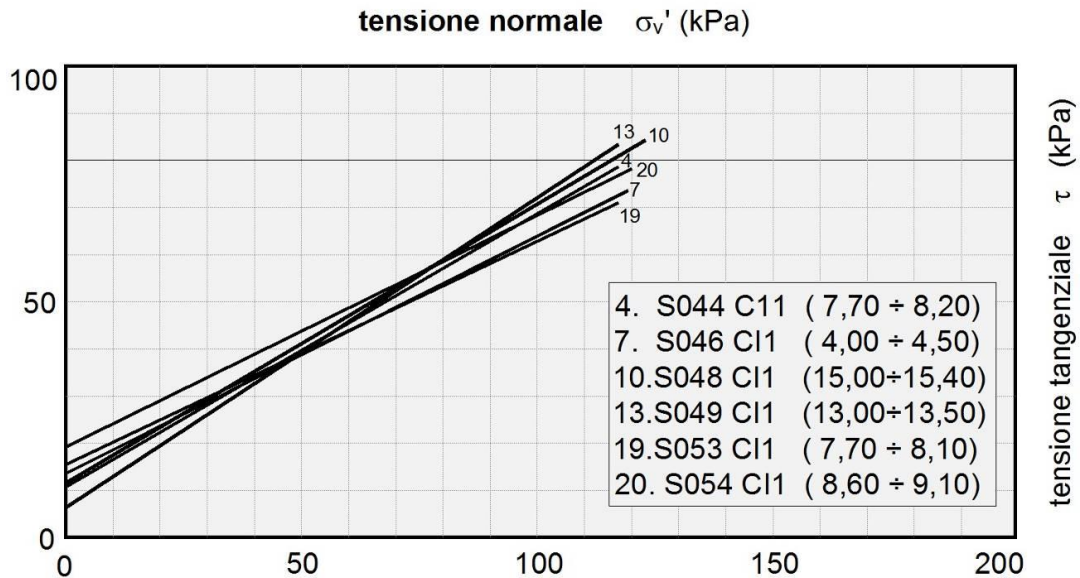
- Terreni ASL S046 $c' = 11 \text{ KPa}$ $\phi' = 30^\circ$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- Terreni LAS S049

$$c' = 10 \text{ kPa } \phi' = 25^\circ$$

Figura 5-42 - Diagramma di sintesi delle prove di taglio diretto CD e residuo (Tratto S043-S054)



Nel grafico di Figura 5-43 si riportano i valori della resistenza a taglio in termini di tensioni totali ripresi dalla Tabella 5-14. I valori della coesione non drenata risultano alquanto variabili ($c_u = 34 \div 324$ kPa). Dai risultati delle prove fisiche di laboratorio non si rilevano invece variazioni qualitativamente significative ($I_c = 1.20 \div 2.03$) ed analoghi riscontri si hanno dalle indagini in sito ($N_{30} = 18 \div 35$; $RP = 2.5 \div 4.5$). I campioni n. 13 e 10 confermano la correlazione statistica cautelativa fra la coesione non drenata e la coesione efficace $c_u = (5 \div 8) c'$. Pertanto per questi campioni si adottano tutti i valori derivanti dalle prove di laboratorio e si scartano i valori dei campioni n. 4, 7 e 19. I relativi terreni si caratterizzano con il valore della coesione non drenata del campione n.10:

$$c_u = 92 \text{ kPa}$$

Ai terreni AM del sondaggio S054 si attribuisce un valore $c_u = 120$ kPa in funzione della richiamata correlazione statistica con la coesione efficace.

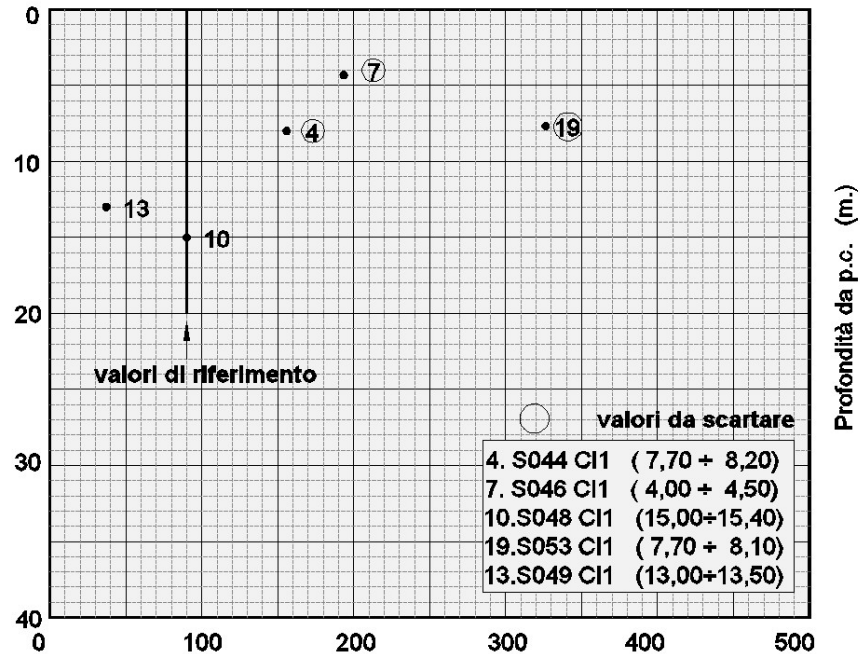
In base alle considerazioni avanti formulate ed ai risultati delle prove di laboratorio per gli altri terreni si possono adottare i valori di riferimento per come indicati nel grafico di

Figura 5-43. I terreni ALS, sondaggi S044 e S048, e AL, sondaggio S053, di conseguenza si attribuisce alla coesione non drenata il valore:

$$c_u = 92 \text{ kPa}$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-43- Coesione non drenata: Risultati di laboratorio e valori di riferimento (TrattoS043-S054)
Coesione non drenata c_{uu} (kPa)



I terreni incoerenti si caratterizzano in funzione dei risultati della prove SPT riportati al paragrafo precedente ($N_{30} = 39$). Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio si utilizza il diagramma di De Mello della Figura 5-3 che mette in relazione il valore di N_{30} con ϕ' in funzione della pressione litostatica σ'_v . Gli angoli di resistenza a taglio risultano compresi nell'intervallo

$$\phi' = 30^\circ \div 35^\circ$$

e la resistenza a taglio è considerata nulla ad eccezione dei terreni AS-S e S-Slg del sondaggio S051 che hanno un indice di consistenza $I_c > 1$ ai quali si attribuiscono:

$$c' = 5 \text{ KPa} \quad \phi' = 30^\circ$$

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = s_1 \cdot N_{30c} + s_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $CN = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ_v

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori $N_{30} = 21 \div 79$ in base ai quali è stato determinato il modulo di elasticità che assume i seguenti valori:

$$E = 9.50 \div 27.90 \text{ MPa}$$

Dalle prove edometriche si ricavano i valori del modulo edometrico

$$E_{ed} = 11 \div 14.4 \text{ MPa}$$

Dalle stesse prove si rilevano i coefficienti di permeabilità

$$K = 8.4 \cdot 10^{-9} \div 1.2 \cdot 10^{-8} \quad [\text{cm/s}]$$

In funzione del modello geotecnico delle opere di progetto potranno utilizzarsi valori diversi dei parametri sopra indicati (sempre ripresi dai risultati di laboratorio).

Nei terreni S-Slg (S051 da 8.00 a 19.50) è stata eseguita alla profondità di 12.00 m una prova di permeabilità Lefranc che ha fornito un coefficiente di permeabilità $K = 1.53 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$. Tale valore è caratteristico di terreni sabbioso-limosi con capacità drenanti buone.

Dalla colonna stratigrafica del sondaggio S051 si rileva che tali terreni sono costituiti da alternanze di livelli coerenti e incoerenti. Dalle granulometrie di Figura 5-31 se ne ha una conferma, infatti si passa da limo con argilla sabbioso ghiaioso (curva n.17 campione S051 CRB) a ghiaia con sabbia limosa argillosa (curva n.18 campione S051 CRC). Il valore del coefficiente determinato in sito pertanto non può caratterizzare i terreni S-Slg in quanto la prova è relativa al livello incoerente. A tali terreni in base alla granulometria del campione coerente (curva n.17 campione S051 CRB) e con riferimento alle permeabilità di figura 5 si può attribuire un coefficiente di permeabilità $K \approx 10^{-8} \text{ cm/sec}$, in linea con i valori derivanti dalle prove edometriche per i terreni appartenenti alla stessa formazione.

L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta $OCR \approx 1$ per per i terreni A-am del sondaggio S031. Tale valore, per le considerazioni formulate al paragrafo 5.1.4, è da considerare soltanto una stima del valore reale. Per gli altri terreni (nei quali sono stati prelevati campioni oggetto di prove edometriche) risulta non determinabile.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici come prima determinati sono riportati per ogni singolo terreno individuato nella tabella seguente.

Tabella 5-16- Caratterizzazione terreni sciolti formazione Qm

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Qm									
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
AM-AS	S036	1.50÷14.50	17.5	6.3	27	66	20	4.9	2.5×10^{-8}	0.0127	0.001284	ND
AM-gs	S036	14.50÷19.70	18.5	6.3	25	92	28.5					
AGS	S036	19.70-25.00	17.5	6.3	27	66	20					
A-G	S037	0.60÷9.00	18	10	28	60	22.6					
Gsl	S043	0.80÷8.10	19.5	0	30		12.70					
ALS	S043	8.10÷20.00	17	0	32		14.20					
Gsla	S044	0.90÷7.10	19.5	2	30	15	12,70					

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Qm										
			γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
ALS	S044	7.10÷30.0	18.6	11	30	92	23.70						
SS	S046	0.00÷1.50	17	0	35								
ALS	S046	1.50÷4.50	19	15	26	92	9.50						
GS	S046	4.50÷9.80	19	0	40		25.30						
ASL	S046	9.80÷18.90	19	15	26	75	9.50						
SL	S046	18.90÷20.00	19	0	35		9.50						
LS	SE16	0.60÷6.00	19	11	35		10						
SL	S048	6.10÷11.30	17	2	30	10	14.30						
A-ASL	S048	11.30÷35.00	19.7	11	30	92	8.40	14.4	1.2×10^{-8}	0.068	0.00182	ND	
Gsl	S049	0.80÷6.00	17	0	35								
LAS-SL	S049	6.00÷16.00	19.4	7.7	33	34	20	12.2	6.6×10^{-9}	0.053	0.00843	ND	
LAS	S049	16.00÷20.00	18.8	10	25	50	11.1						
AS-S	S051	0.80÷4.60	17.6	5	30								
A-Gal	S051	4.60÷8.00	18	2	35	10	22.2						
S-Slg	S051	8.00÷19.50	19.1	5	30	30	27.9						
Sla	S053	0.70÷4.10	17	0	30								
AL	S053	4.10÷15.10	16.8	15	25	92	15.5						
AM	S054	1.50÷9.00	18.7	20	26	120	14.7						
LAS	S059	2.60÷21.60	17.4	17	24	69	16.4						
AL	S061	2.00÷20.00	19.1	8	29	83	14.2	12.1	8.4×10^{-9}	0.059	0.001081	ND	
A-am	S063	2.50÷30.00	18.2	5	30	70	11	11	6.1×10^{-9}	0.086	0.000694	≈ 1	
LS-S	S064	0.00÷8.00	19.4	10	30	70	19.4						
AL-LS	S064	8.00÷12.80	19.4	15	28	70	16	11.8	3.0×10^{-9}	0.042	0.000353	ND	
SL	S064	12.80÷18.20	17		35		16.9						
AL	S064	18.20÷20.00	19.4	10	28	70	16						
Gls	SE20	0.20÷7.00	17	0	35		33	9.85					

5.2.5 Terreni appartenenti alla formazione Conoide

Tali terreni sono stati riscontrati in tre tratti: il primo in corrispondenza dei sondaggi S006 e S006bis, compreso fra le progressive 1+930 e 2+900, il secondo in corrispondenza dei sondaggi S031, S032 e S033, compreso fra le progressive 7+785 e 8+780 e il terzo, tra il pozzetto P064 e il sondaggio S063, compreso fra le progressive 15+125 e 16+775

Nel corso delle indagini sono stati prelevati i seguenti campioni:

- Primo tratto (S006 - S006bis):
S006 CI1 (0.70 ÷ 10.00)

S006 CRB (14.00 ÷ 14.60)
S006 CRC (19.00 ÷ 19.50)
S006bis CI1 (6.00 ÷ 6.50)
S006bis CRB (14.00 ÷ 14.50)
PE14 (0.00 ÷ 2.00)
PE15 (0.00 ÷ 1.00)

- Secondo tratto (S031 - S033):

S031 CI1 (12.70 ÷ 13.18)
S031 CRA (10.00 ÷ 10.50)
S032 CRB (6.50 ÷ 7.00)

- Terzo tratto (P064 - S063):

S060 CRA (11.00 ÷ 11.30)
PE-67 (0.00 ÷ 0.2)

5.2.5.1 Analisi di laboratorio

Nel primo tratto (S006 - S006bis) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = 19.8 \div 34.3 \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.4 \div 19.20 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato da limo con argilla sabbioso ed inferiormente da ghiaia con limo sabbioso per come si vede nella figura che segue.

Figura 5-44 - Granulometria terreni formazione Conoide (Tratto S006-S006bis)

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

FORMAZIONE CONOIDE (S006-S006bis)

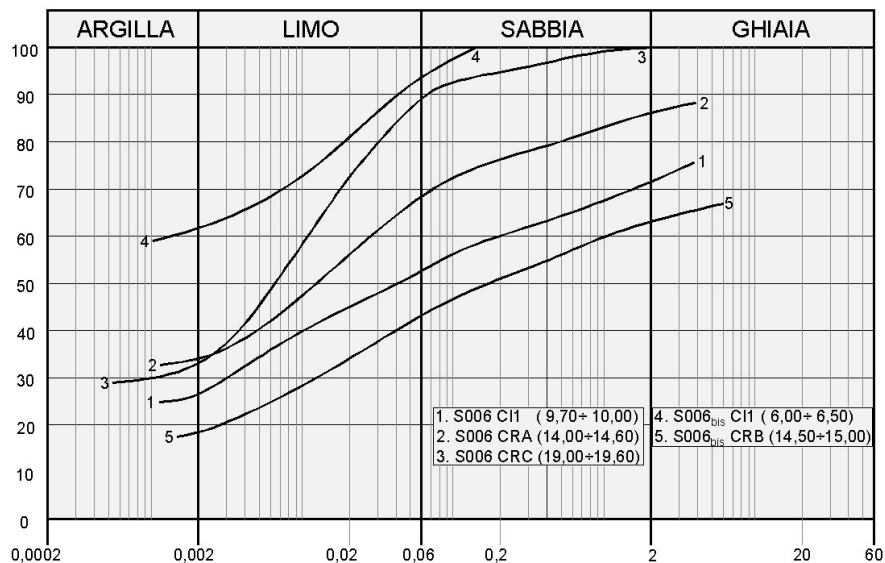
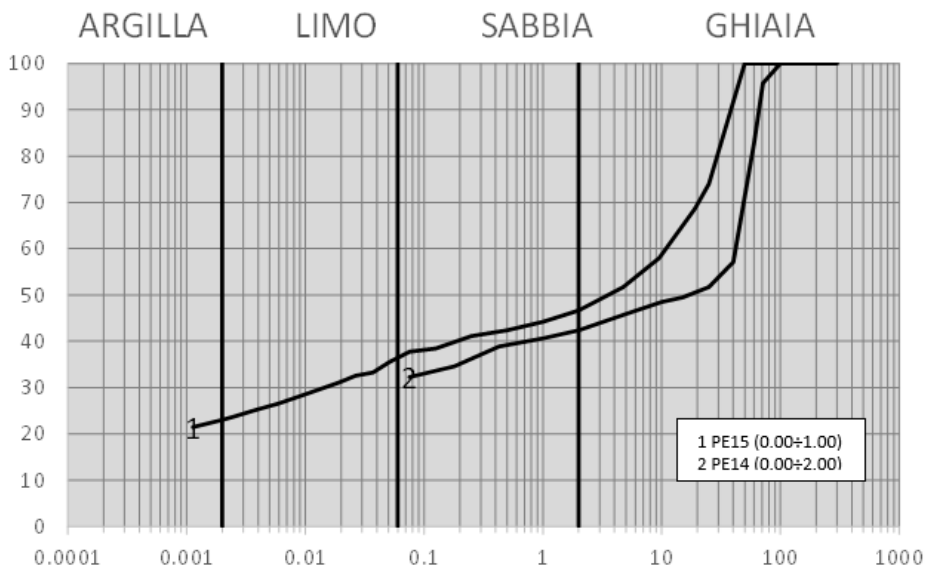


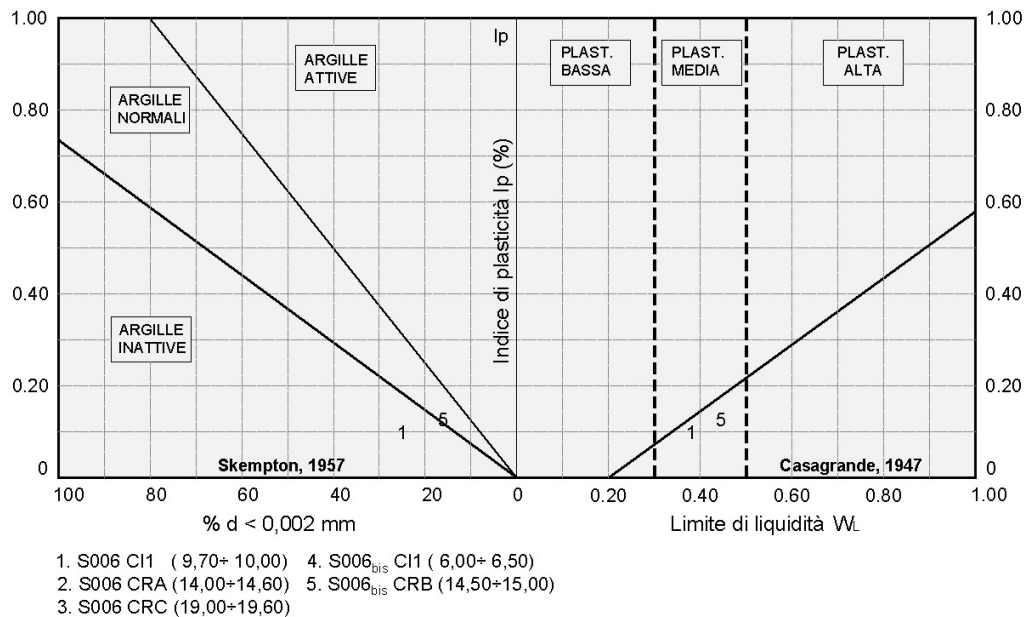
Figura 5-45 - Granulometria terreni formazione Conoide (PE14, PE15)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità media.

Figura 5-46 - Attività e plasticità terreni formazione Conoide (Tratto S006-S006bis)

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE



Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 6.8 \div 8.5 \text{ kPa} \quad \varphi' = 25.7 \div 28^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 136 \div 155 \text{ kPa}$$

Nei terreni del sondaggio S006bis (Campione C11 6.50 ÷ 6.50) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 15.9 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 4.1 \cdot 10^{-9}$$

Sempre dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.000667 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.071$. Non è stato possibile stimare l'indice di sovraconsolidazione OCR con il metodo di Casagrande per insufficienza dei risultati del

diagramma pressione-indice dei vuoti.

Nella Tabella 5-17 sono riportati i risultati per singolo campione.

Nel secondo tratto (S031 - S033) sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

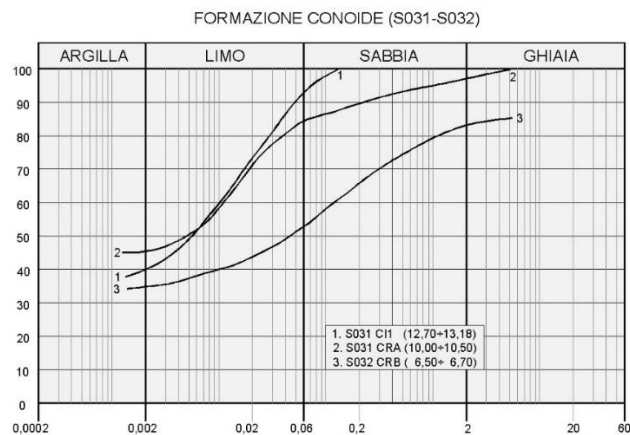
- contenuto naturale d'acqua $W_n = 29.8 \div 30.37 \%$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.2 \div 17.9 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $Ic > 1$

La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato da limo con argilla superiormente ed inferiormente da argilla con sabbia ghiaiosa per come si rileva dalla figura che segue.

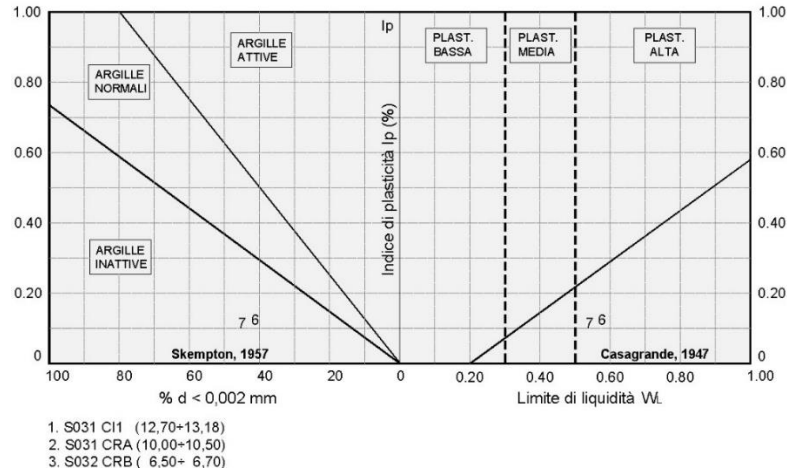
Figura 5-47 - Granulometria terreni formazione Conoide (Tratto S031-S032)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità alta per come si rileva dalla figura che segue.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-48 - Attività e plasticità terreni formazione Conoide (Tratto S031-S032)



Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate eseguite sul campione S031 CI1 (12.70 ÷ 13.18) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 12.5 \text{ kPa} \quad \varphi' = 28.9^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 96 \text{ kPa}$$

Sempre nello stesso campione è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 11 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 1.9 \cdot 10^{-8} \quad [\text{cm/s}]$$

Sempre dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.001526 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.101$. L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta non determinabile per il campione S006bis CI1 e $OCR \approx 1$ per il campione S031 CI1.

Nel terzo tratto (P064 - S063) sono stati prelevati due campioni. Dall'analisi eseguita si sono rilevate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (9.2) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 21.7 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria è sabbia con limo ghiaiosa argillosa per come si rileva dalle figure seguenti.

Figura 5-49 - Granulometria terreni formazione Conoide (P064 -S063)

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

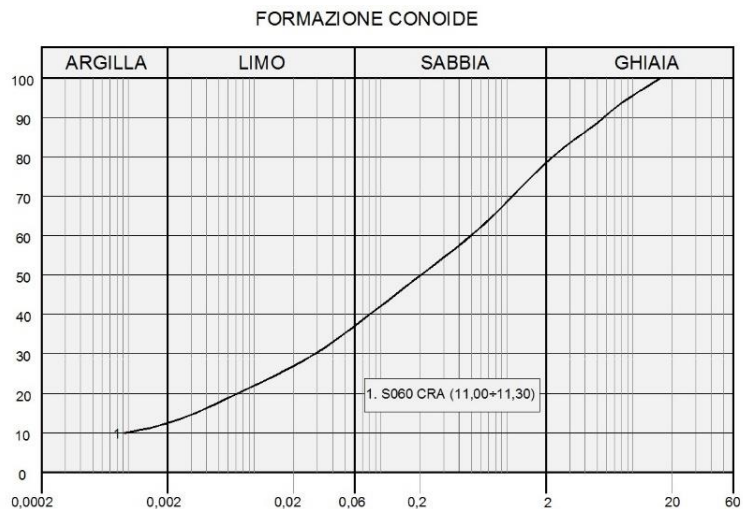
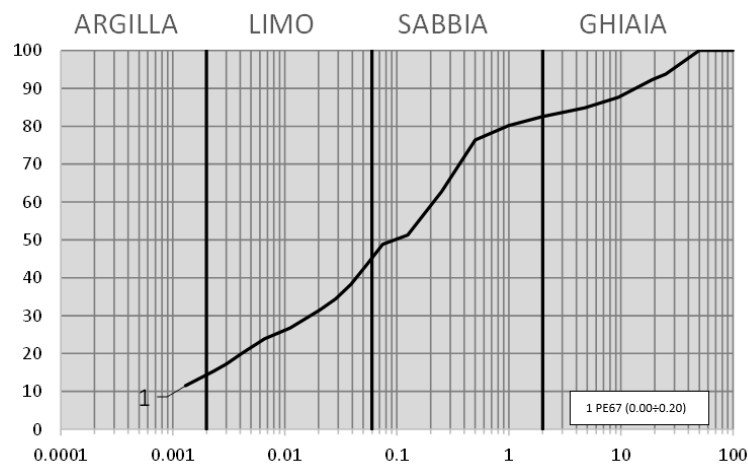
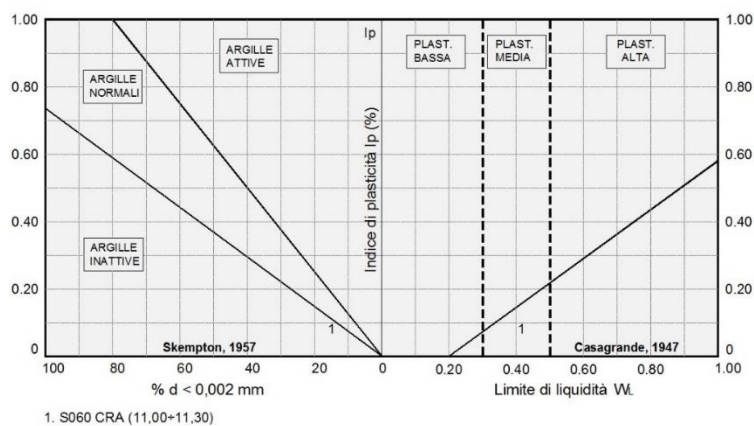


Figura 5-50 - Granulometria terreni formazione Conoide (PE67)



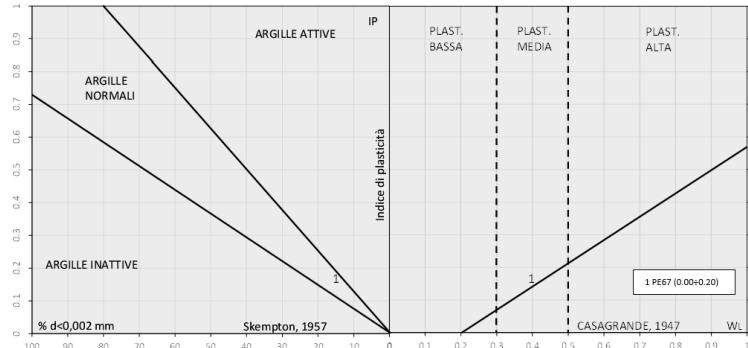
Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argilla inattiva e normali a plasticità media.

Figura 5-51- Attività e plasticità terreni formazione Conoide (P064 -S063)



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-52- Attività e plasticità terreni formazione Conoide (PE67)



Nella tabella che segue si riportano i risultati di tutte le prove di laboratorio

Tabella 5-17 Risultati prove di laboratorio campioni terreni Conoide

Campio ne	Profondi tà	Terre no	Parametri geotecnici									
			γ	c'	φ'	c_u	E	E_d	K	Cc	C_v	OCR
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
S006 CI1	9.70-10.00	Gsl	17.5	6.8	28	136						
S006bis CI1	6.00-6.50	Ag	18.1	8.5	25.7	155		15.9	4.1x10 ⁻⁹	0.071	0.000667	ND
S031 CI1	12.70- 13.18	Gas	17.5	12.5	28	96		11	1.9x10 ⁻⁸	0.101	0.001526	≈ 1

5.2.5.2 Indagini geotecniche in sito

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- S006:
 - N30 (6.70) = R
 - N30 (13.20) = 29
- S006bis:
 - N30 (10.80) = 38
- S031:
 - N30 (10.90) = 59
 - N30 (15.00) = R
- S032:
 - N30 (6.00) = 85
- S033:

$$N30 (3.00) = 36$$

- S060:

$$N30 (6.00) = 63$$

$$N30 (11.70) = 81$$

5.2.5.3 Parametri geotecnici

Con i risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul campione S006 CI1 si caratterizzano i terreni Gsl del sondaggio S006:

$$c' = 6.8 \text{ kPa} \quad \varphi' = 28^\circ$$

Per la coesione non drenata, utilizzando la correlazione $c_u = (5 \div 8) c'$, si adotta invece un valore minore di quello derivante dalla prova ELL:

$$c_u = 56 \text{ kPa}$$

Con i risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul campione S006bis CI1 si caratterizzano i terreni Ag del sondaggio S006bis:

$$c' = 8.5 \text{ kPa} \quad \varphi' = 25.7^\circ$$

Per la coesione non drenata si adotta, anche in questo caso un valore minore di quello derivante dalla prova ELL, utilizzando la correlazione $c_u = (6 \div 8) c'$:

$$c_u = 70 \text{ kPa}$$

Con i risultati delle prove di taglio diretto eseguite sul campione S031 CI1 si caratterizzano i terreni Gas del sondaggio S031:

$$c' = 12.5 \text{ kPa} \quad \varphi' = 28.9^\circ$$

Per la coesione non drenata si adotta il valore derivante dalla prova ELL:

$$c_u = 96 \text{ kPa}$$

che conferma la correlazione $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$.

I terreni Trm del sondaggio S033 sono stati caratterizzati in base alla descrizione litologica ed ai risultati della prova SPT.

Gli altri terreni sono stati caratterizzati per comparazione in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) e delle informazioni complementari delle colonne stratigrafiche (valori di Rp) e/o dei risultati delle prove SPT in sito. I relativi parametri sono riportati nella tabella riassuntiva finale di cui alla Tabella 5-18.

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della Figura 5-4, in funzione della pressione litostatica σ'_v .

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori $N_{30} = 29 \div 85$ e qualche valore $N_{30} = R$ in base ai quali è stato determinato il modulo di elasticità.

Per il campione S006bis CI1 è stata eseguita una prova di compressione edometrica dalla quale si è ricavato un modulo rappresentativo pari a

$$E_d = 15.9 \text{ MPa.}$$

Dalla stessa prova si rileva un coefficiente di permeabilità

$$K = 4.10 \cdot 10^{-9} \quad [\text{cm/s}]$$

Con questi parametri si caratterizzano i terreni Ag del sondaggio S006bis.

L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta $OCR \approx 1$ per per i terreni Gas del sondaggio S031. Tale valore, per le considerazioni formulate al paragrafo 5.1.2 è da considerare soltanto una stima del valore reale. Per i terreni Ag del sondaggio S006bis non risulta determinabile.

Nel terzo tratto, i terreni risultano essere prevalentemente incoerenti. Un livello coerente è stato riscontrato nel sondaggio S060 (terreni AL) per il quale si hanno solo informazioni complementari. Trattasi di argille limose molto consistenti con una resistenza col penetrometro tascabile $RP = 5-12$ e sia subito prima che dopo di questo livello si hanno ottimi valori di SPT con $N_{30} = 67-63$. In ragione di ciò tali terreni si caratterizzano con i seguenti parametri:

$$c' = 15 \text{ KPa } \varphi' = 25^\circ$$

Altri livelletti superficiali coerenti sono stati riscontrati nei sondaggi S059 ed S061. Trattasi di limi sabbiosi che in base alla descrizione litologica e con riferimento alla documentazione fotografica si possono caratterizzare con i seguenti parametri:

$$c' = 5 \text{ KPa } \varphi' = 24^\circ$$

I risultati delle prove SPT hanno fornito un valore $N_{30} = 29$ in base al quale è stato determinato il modulo di elasticità che assume i seguenti valori :

$$E = 15 \text{ MPa}$$

I terreni incoerenti si caratterizzano in funzione dei risultati della prova SPT che hanno fornito valori di $N_{30} = 63-67$. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio si utilizza il diagramma di De Mello della Figura 5-3 che mette in relazione il valore di N_{30} con φ' in funzione della pressione litostatica σ'_v . Nella valutazione si tiene conto anche delle informazioni relative alla granulometrie anche dal punto di vista descrittivo per cui si attribuiscono i seguenti valori:

- Terreni LSG S060 $c' = 0$ $\varphi' = 33^\circ$
- Terreni LS S060 (campione n.1) $c' = 2 \text{ KPa}$ $\varphi' = 32^\circ$

A quest'ultimi si è attribuito anche un minimo di coesione in quanto in laboratorio è risultato un indice di consistenza elevato.

Al livello dei terreni LS del sondaggio S061, limi sabbiosi anche vegetali, si attribuiscono:

$$c' = 0 \quad \varphi' = 25^\circ$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

I valori della resistenza a taglio in termini di tensioni totali in mancanza di specifiche prove vengono attribuiti cautelativamente in funzione della correlazione statistica (peraltro confermata in diverse prove del presente studio) fra la coesione non drenata e la coesione efficace $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$.

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = s_1 \cdot N_{30c} + s_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $CN = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica $\sigma'v$.

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori $N_{30} = 63 \div 81$ in base ai quali è stato determinato il modulo di elasticità che assume i seguenti valori:

$$E = 26.8 \div 30.6 \text{ MPa}$$

Per i terreni LS dei sondaggi S059 ed S061 per i quali non si hanno riferimenti il modulo è stato valutato per comparazione con gli altri terreni degli stessi sondaggi e posto

$$E = 9.5 \text{ MPa}$$

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici come prima determinati sono riportati per ogni singolo terreno individuato nella tabella seguente.

Tabella 5-18 Parametri geotecnici terreni appartenenti alla formazione Conoide

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti Conoide										
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR	
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]	
Gsl	S006	5.00÷3.00	17.5	6.8	28	90	17.4						
Ag-A	S006	13.00÷20.00	19.2	15	25	75	12.1						
Ag-A	S006bis	0.50÷5.00	18.1	5	25	25	12.1						
Ag	S006bis	5.00÷13.00	18.1	8.5	25.7	25.7	12.1	15.9	$4.10 \cdot 10^{-9}$	0.071	0.000667	ND	
Gsa	S006bis	10.30÷19.40	20.3	6.8	28	60	17.4						
Gsa	S031	0.00÷6.50	18	0	35		49						
Gas	S031	8.50÷20.00	17.5	12.5	28	95	43.7	11	1.9×10^{-8}	0.101	0.001526	≈ 1	
Glsa	S032	3.30÷7.50	15.8	5	30	25	46.4						
Trm	S033	0.20÷3.50	19.2	0	33		20.6						
LS	S059	1.5÷2.60	17	5	24	25	9.5						
AL	S060	3.50÷5.50	20	15	25	90	30.6						
LSG	S060	5.50÷10.30	20	0	33		30.6						
LS	S060	10.30÷15.60	21.7	2	32	10	26.8						
LS	S061	1.20÷2.0	17	5	24	25	9.5						

5.2.6 Terreni appartenenti alle formazioni ar, P, dt, Ql e R

I terreni ascrivibili alla formazione ar sono stati riscontrati nei sondaggi S013 e SE06 fra le progressive 4+020 e 4+305 e nel sondaggio S048 e nel pozzetto PE53 fra le progressive 12+615 e 12+810. I terreni appartenenti alla formazione P sono stati riscontrati nel sondaggio S017 fra le progressive 5+085 e 5+590, quelli della formazione Dt nel sondaggio S012 e nei pozzetti PE16 e PE17 fra le progressive 4+020 e 4+305 e nel pozzetto PE30 (9+285), quelli della formazione Ql nel sondaggio S031 nella progressiva 7+935. Quelli della formazione TR, trattandosi di rilevati stradali si trovano un po' ovunque lungo tutto il percorso.

Nel corso delle indagini sono stati prelevati i seguenti campioni:

- S012 CRA (2.00 ÷ 2.30)
- PE16 (0.00 ÷ 1.00)
- PE17 Crim 2 (1.00 ÷ 1.50)
- PE30 Crim1 (1.00 ÷ 2.00)
- S013 Cl1 (6.00 ÷ 6.40)
- S017 CRA (6.40 ÷ 6.90)
- S017 CRB (11.00 ÷ 11.50)

5.2.6.1 Analisi di laboratorio

Terreni depositi ar

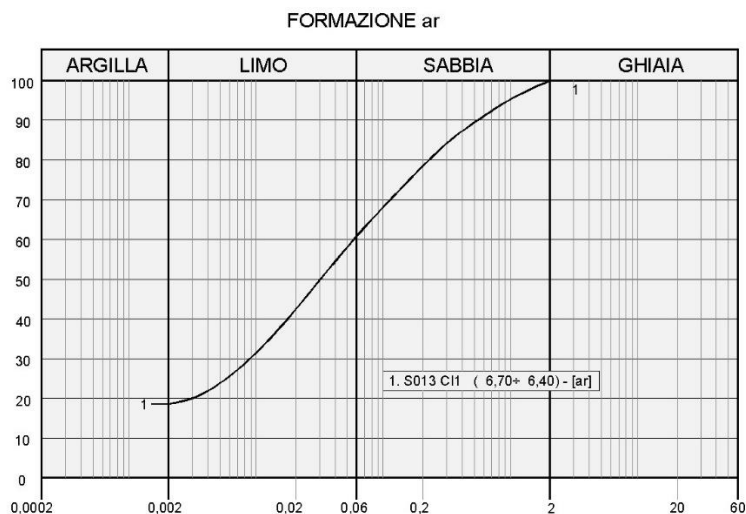
Nel primo tratto, in questi terreni è stato prelevato un campione indisturbato. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = 20.8 \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 17.5 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta essere definita come limo con sabbia argilloso per come si rileva dalla figura che segue.

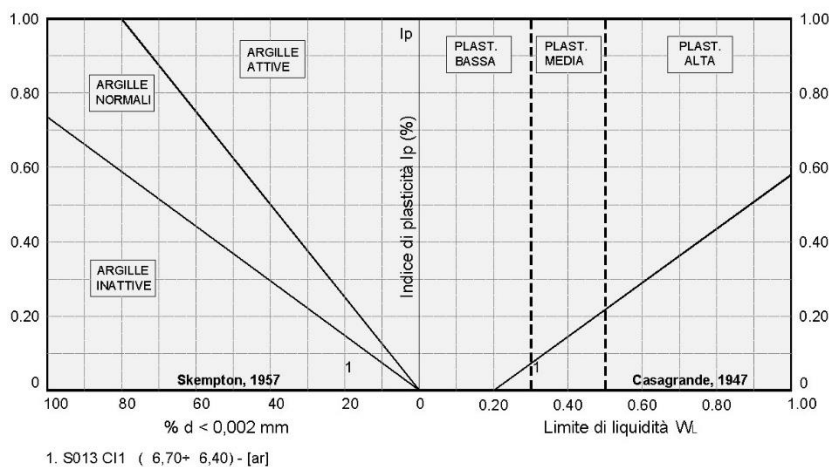
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-53 - Granulometria terreni formazione ar (Tratto S013)



Dalle carte di attività e plasticità della figura seguente si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità bassa-media.

Figura 5-54 - Attività e plasticità terreni formazione ar (Tratto S013)



Dalla prova di taglio diretto (TD) consolidata drenata si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

$$c' = 0.00 \text{ kPa} \quad \phi' = 34^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 97 \text{ kPa}$$

Terreni formazione P

MANDATARIA:

MANDANTI:

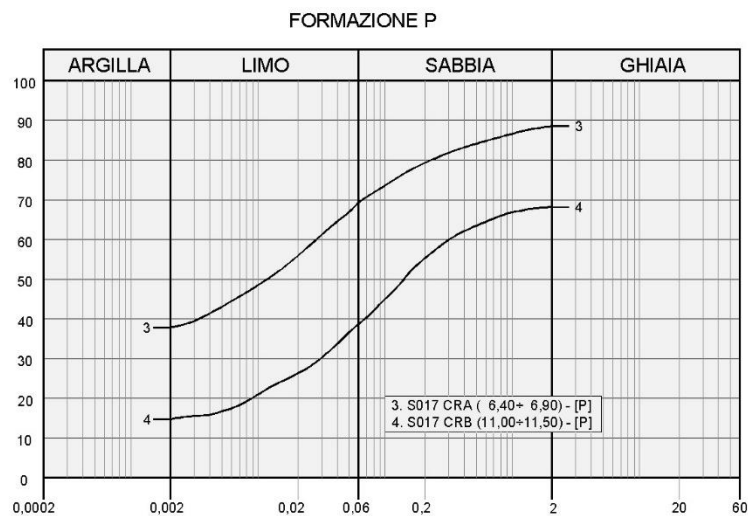
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

In questi terreni sono stati prelevati due campioni rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevati le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = 34.2.8 \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 18.4 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

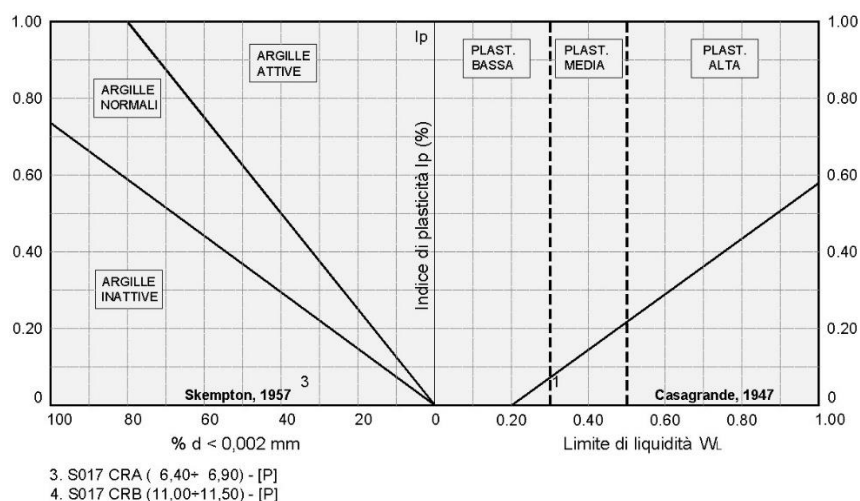
La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato da argilla con limo sabbiosa ghiaiosa superiormente ed inferiormente da ghiaia con sabbia limosa argillosa per come si rileva dalla figura che segue.

Figura 5-55 - Granulometria terreni formazione P (Tratto S017)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità media.

Figura 5-56 - Attività e plasticità terreni formazione P (Tratto S017)



Terreni formazione dt

In questi terreni è stato prelevato un campione rimaneggiato. La granulometria risulta essere definita come sabbia con limo ghiaiosa argillosa, ghiaia con argilla limosa sabbiosa e ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa.

Figura 5-57 - Granulometria terreni formazione Dt (Tratto S012)

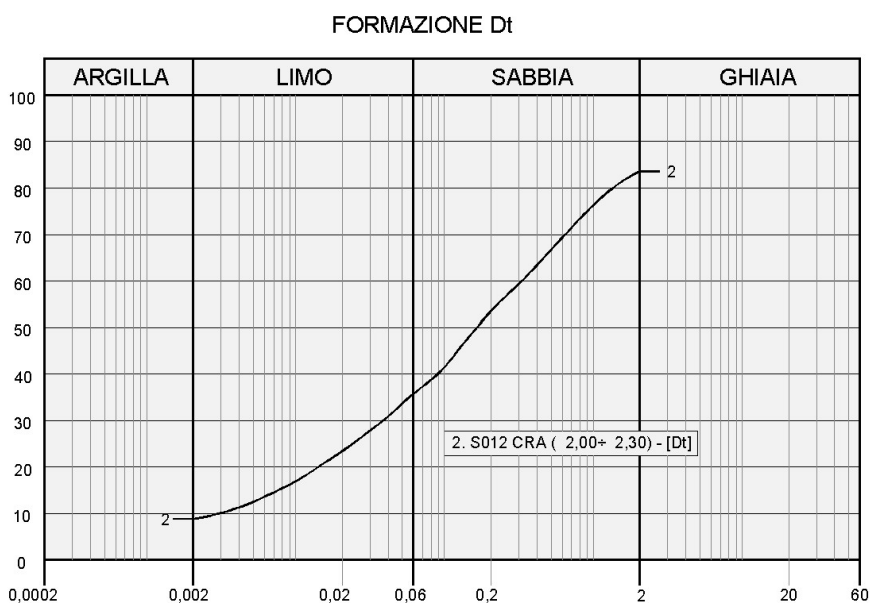
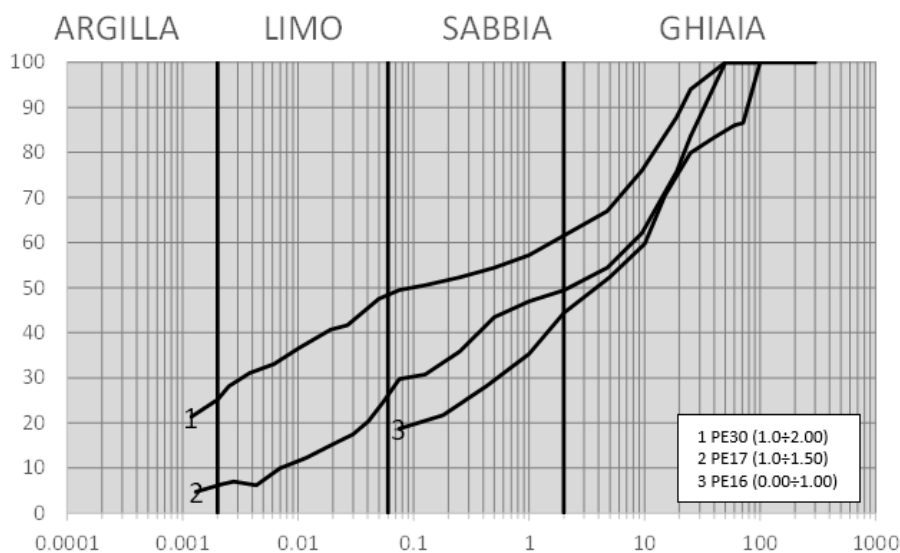


Figura 5-58 - Granulometria terreni formazione Dt (PE30, PE16, PE17)



5.2.6.2 Indagini geotecniche in situ

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- S012:
N30 (3.00) = R
- S013:
N30 (4.90) = 19
- S017:
N30 (3.00) = 19
N30 (9.00) = 59
- S032:
N30 (2.70) = 53
- S048:
N30 (5.00) = R

5.2.6.3 Parametri geotecnici

Terreni formazione ar

Vengono di seguito riportati i parametri geotecnici della formazione ar.

Nel primo tratto, dalla prova di taglio diretto consolidata drenata e di quella di compressione ELL risultano rispettivamente

$$c' = 0 \text{ kPa}, \quad \varphi' = 34^\circ \quad c_u = 97 \text{ kPa}.$$

In laboratorio è risultato un indice di consistenza $I_c = 1.55$ e dalla curva granulometrica si rileva una percentuale di argilla del 19% per cui anche in relazione alle informazioni complementari si ritiene di caratterizzare i terreni afferenti a questa formazione (Gsl) con i seguenti parametri:

$$c' = 10 \text{ kPa}, \quad \varphi' = 32^\circ \quad c_u = 90 \text{ kPa}.$$

Per quanto riguarda la permeabilità, non si hanno riferimenti né da prove in sito né da prove di laboratorio per cui i coefficienti di permeabilità possono essere attribuiti ai singoli terreni in base alle relative granulometrie di cui alla

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-53 secondo le indicazioni della figura Figura 5-5 in cui il coefficiente di permeabilità e funzione della porosità e della granulometria.

Nel secondo tratto è stata eseguita soltanto una prova SPT che ha fornito un valore di $N_{30} = R$. Dalla descrizione litologica si tratta di terreni incoerenti costituiti da ghiaia in matrice sabbioso-limosa ai quali pertanto si possono attribuire i seguenti parametri:

- Terreni Gsl S048 $c' = 0$ $\varphi' = 35^\circ$

Il modulo di elasticità viene valutato per comparazione in base alla descrizione litologica e tenendo anche conto dei risultati della prova SPT e pertanto assume il seguente valore:

$$E = 25 \text{ MPa}$$

Terreni formazionear, P e TR

Questi terreni prevalentemente incoerenti sono stati caratterizzati per comparazione in funzione delle caratteristiche fisiche (consistenza, granulometria) e delle informazioni complementari delle colonne stratigrafiche (valori di R_p) e/o dei risultati delle prove SPT in sito. Per la caratterizzazione del livello dei terreni Calt (Calcareniti alterate) del sondaggio S031 si è proceduto mediante comparazione con i terreni calcarenitici del sondaggio S029 in base agli elementi disponibili, descrizione litologica ed alla documentazione fotografica. I relativi parametri sono riportati in Tabella.

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v

Per quanto riguarda la permeabilità, non si hanno riferimenti né da prove in sito né da prove di laboratorio per cui i coefficienti di permeabilità possono essere attribuiti ai singoli terreni in base alle relative granulometrie secondo le indicazioni della figura Figura 5-5 in cui il coefficiente di permeabilità è funzione della porosità e della granulometria.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici come prima determinati sono riportati per ogni singolo terreno individuato nella tabella che segue.

Tabella 5-19 Caratterizzazione terreni appartenenti alle formazioni ar, P, Dt e Tr

Form.	Sigla	Sondaggio	Quote	Parametri geotecnici						
				γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	k
				[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]
ar	Gsl	S013	0.00÷5.00	17.5	0	34		11.6		
ar	Gsl	S013	5.00÷7.00	17.5	10	32	90	11.6		
ar	Gsl	S048	0.40÷6.10	17.5	0	35		25		
P	Gsa	S017	0.00÷2.10	17	0	35				
P	G-AM	S017	2.10÷9.00	18.4	5	30	65	11.6		
P	G-CF	S017	9.00÷15.00	19.9	0	38		25.8		
Dt	Gsl	S012	0.00÷3.20	21.6	0	33	30	25		
Ql	Calt	S031	6.50÷8.50	18	5	32	30	101		
TR	TR	S006	0.00÷5.00	17	0	30				
TR	TR-Gsa	S032	0.00÷3.30	18	0	35		53		

5.2.7 Terreni appartenenti alla formazione Mm

Tali terreni sono stati riscontrati nel tratto compreso fra le progressive 2+220 e 3+430 fra i sondaggi S051 e il pozzetto P062. Si tratta di terreni sciolti.

Nel corso delle indagini sono stati prelevati i seguenti campioni:

- Tratto (S051-P062):
 - S051 CI1 (22.00 ÷ 22.50)
 - S053 CI2 (20.50 ÷ 21.00)
 - S053 CRD (30.40 ÷ 31.10)
 - S054 CRB (12.45 ÷ 13.00)

5.2.7.1 Analisi di laboratorio

Per questi terreni sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati. Dalle analisi eseguite si sono rilevate le seguenti caratteristiche fisiche:

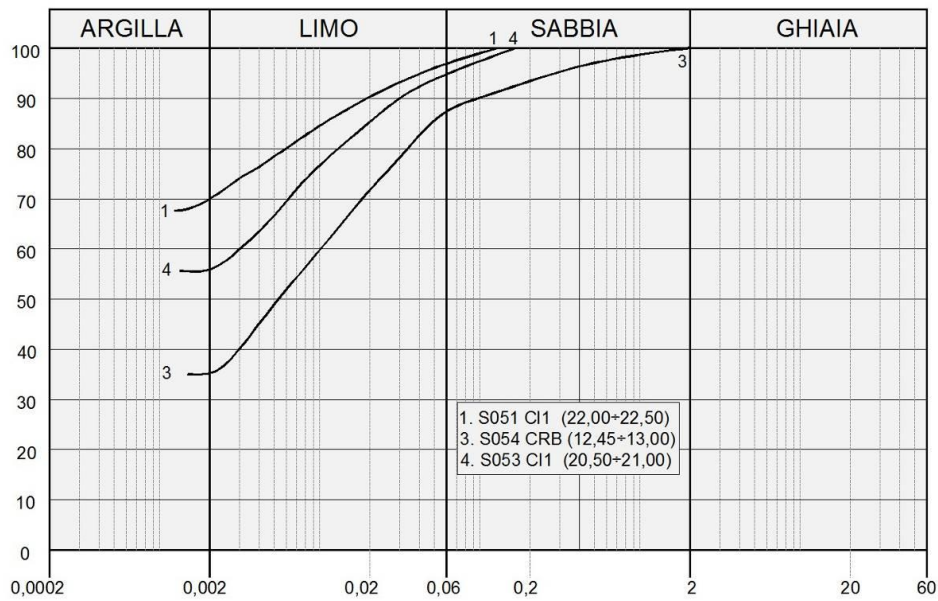
- contenuto naturale d'acqua $W_n = (23.8 \div 34.8) \%$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 13.7 \div 17.7 \text{ kN/mc}$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- indice di consistenza $I_c > 1$

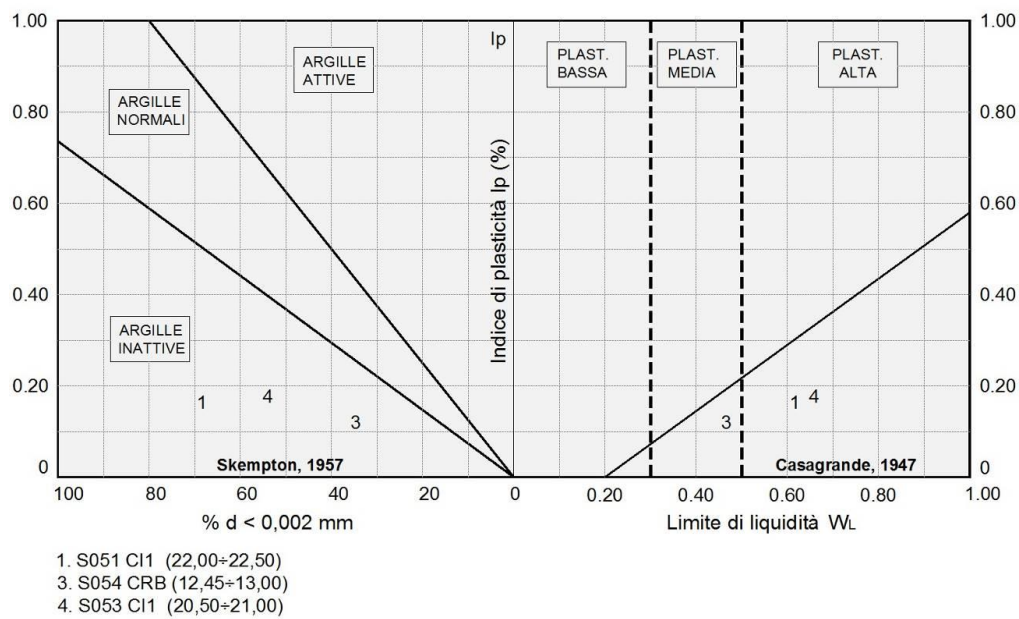
La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato superiormente da argilla con limo ed inferiormente da limo con argilla sabbiosa per come si rileva dalla figura che segue.

Figura 5-59 - Granulometria terreni formazione Mm (Tratto S051-S054)
FORMAZIONE Mm



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità alta per come risulta nella figura che segue.

Figura 5-60- Attività e plasticità terreni formazione Mm (Tratto S051-S054)



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Dalle prove di taglio diretto (TD) consolidate drenate si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci :

$$c' = 11.5 \div 24.5 \text{ KPa } \phi' = 20.1^\circ \div 20.6^\circ$$

Dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) si sono ricavati i seguenti parametri di resistenza in termini di tensioni totali:

$$c_u = 106 \div 298 \text{ kPa}$$

Sempre per i terreni del sondaggio S036 (Campione CI1 2.50 ÷ 3.00) è stata eseguita una prova di compressione edometrica che ha fornito, per la pressione verticale media dello strato, un valore del relativo modulo:

$$E_d = 19 \text{ MPa}$$

Dalla stessa prova si ricava un valore del coefficiente di permeabilità pari a

$$K = 1.80 \cdot 10^{-9} \text{ [cm/s]}$$

Sempre dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.000310 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.077$. L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta non determinabile.

Nella tabella seguente sono riportati per singolo campione i risultati delle prove di laboratorio.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 5-20 - Risultati prove di laboratorio campioni terreni Mm

Campio ne	Profondi tà	Terre no	Parametri geotecnici									
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
S051C11	22.00÷22.50	A-M	18.8	24.5	20.6	298		19	1.8 x 10 ⁻⁹	0.077	0.000310	ND
S053C12	20.50÷21.00	ALS	17.7	11.5	20.1	106						

5.2.7.2 Indagini geotecniche in sito

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- S051:
 - N30 (24.00) = 40
 - N30 (28.50) = 45
- S053:
 - N30 (16.60) = 47
 - N30 (22.60) = 66
 - N30 (28.00) = 95
- S054:
 - N30 (12.00) = 59
 - N30 (15.50) = 52
 - N30 (18.80) = 71

5.2.7.3 Parametri geotecnici

Per come si rileva dalle granulometrie si hanno terreni coerenti (Componente media argillosa > 50%). Nel grafico è riportato il diagramma di sintesi delle prove di taglio diretto CD i cui risultati sono ripresi dalla

Tabella 5-20.

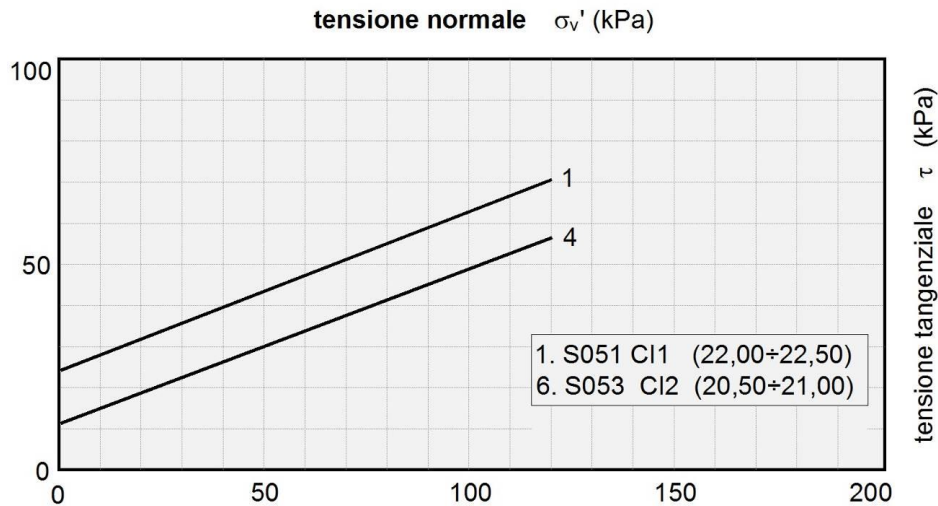
Tutti i valori sono omogenei fra loro e sono in linea con le corrispondenti caratteristiche fisiche di cui alla richiamata

Figura 5-59. Pertanto ne derivano le seguenti caratterizzazioni:

- Terreni A-AM S051 (campione n.1) $c' = 20 \text{ KPa}$ $\varphi' = 20^\circ$
- Terreni ALS S053 (campione n.4) $c' = 11 \text{ KPa}$ $\varphi' = 20^\circ$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-61 - Diagramma di sintesi delle prove di taglio diretto CD e residuo



Per gli altri terreni coerenti si procede come segue. I terreni MA-m del sondaggio S054 si caratterizzano per comparazione meccanica con i soprastanti terreni AM della formazione Qm in funzione dei valori di N30 e di RP ripresi dalle colonne stratigrafiche. Nei terreni MA-m il valore di N30 è sempre maggiore ($60 > 25$) in linea con la resistenza RP ($3.5 > 2.5$) per cui tali terreni si caratterizzano con valori maggiori per la coesione efficace e per l'angolo di resistenza al taglio (per la minore componente argillosa).

Pertanto si hanno:

- Terreni Ma-m S054 $c' = 25 \text{ KPa } \varphi' = 28^\circ$

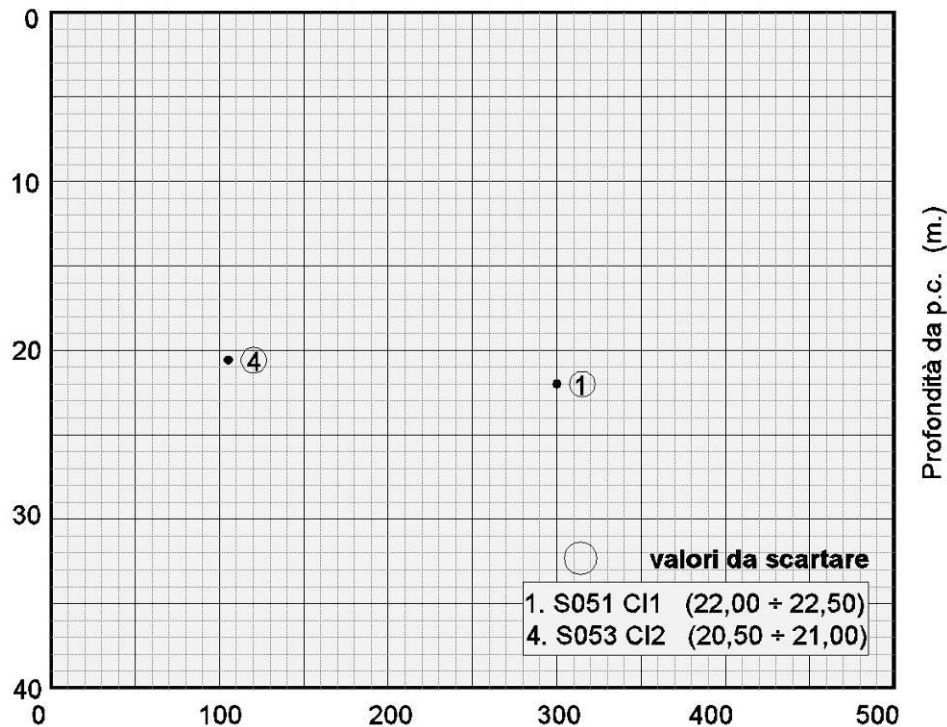
Nel grafico si riportano i valori della resistenza a taglio in termini di tensioni totali ripresi

Si hanno due soli valori della coesione non drenata che appaiono abbastanza elevati rispetto al valore della coesione efficace. Pertanto si ritiene cautelativamente di valutare la coesione non drenata in funzione della correlazione statistica (peraltro confermata in diverse prove del presente studio) fra la coesione non drenata e la coesione efficace $c_u = (5 \div 8) \cdot c'$ per cui si adottano i seguenti valori :

- Terreni A-AM S051 (campione n.1) $c_u = 120 \text{ KPa}$
- Terreni ALS S053 (campione n.4) $c_u = 70 \text{ KPa}$
- Terreni Ma-m S054 $c_u = 120 \text{ KPa}$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-62- Coesione non drenata : Risultati di laboratorio
Coesione non drenata c_{uu} (kPa)



Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = S_1 \cdot N_{30c} + S_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v .

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori $N_{30} = 25 \div 95$ in base ai quali è stato determinato il modulo di elasticità che assume i seguenti valori :

$$E = 13.50 \div 20 \text{ MPa}$$

Nel campione S051 C11 è stata eseguita una prova edometrica da cui si ricava, per la pressione media del banco, un valore del modulo

$$E_{ed} = 19 \text{ MPa}$$

Si utilizza un valore di progetto medio: $E=18.5 \text{ MPa}$.

Dalle stesse prove si rileva il coefficiente di permeabilità

$$K = 1.8 \cdot 10^{-9} \quad [\text{cm/s}]$$

In funzione del modello geotecnico delle opere di progetto potranno utilizzarsi valori diversi dei parametri sopra indicati (sempre ripresi dai risultati di laboratorio).

Sempre dalla stessa prova risulta un coefficiente di consolidazione $C_v = 0.000310 \text{ cm}^2/\text{s}$ ed un indice di compressibilità $C_c = 0.077$. L'indice di sovraconsolidazione calcolato secondo il metodo di Casagrande risulta non determinabile.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici come prima determinati sono riportati per ogni singolo terreno individuato nella tabella seguente.

Tabella 5-21- Caratterizzazione terreni formazione Mm

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Mm									
			γ	c'	ϕ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR
			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
A-M	S051	19.50÷30.00	18.8	20	20	120	13.5	19	1.8×10^{-9}	0.077	0.000310	ND
ALS	S053	15.10÷35.00	18.8	11	20	70	20					
MA-m	S054	9.00÷30.0	20	25	28	150	19					

5.2.8 Terreni appartenenti alla formazione Qcs

Tali terreni sono stati riscontrati nel tratto fra i sondaggi S064 e S069 compreso fra le progressive 17+205 e 17+901. Si tratta di terreni sciolti nei quali sono stati prelevati i seguenti campioni:

- SE21 CRim1 (1.00 ÷ 1.30)
- SE21 CRim1 (1.00 ÷ 1.30)
- S065 CRA (13.00 ÷ 13.50)
- S066 CRA (06.10 ÷ 06.50)
- S066 CRB (13.45 ÷ 14.00)

5.2.8.1 Analisi di laboratorio

In questi terreni sono stati prelevati campioni disturbati. Dalle analisi eseguite si sono rilevate le seguenti caratteristiche fisiche:

- contenuto naturale d'acqua $W_n = (19.2 \div 37.0) \%$

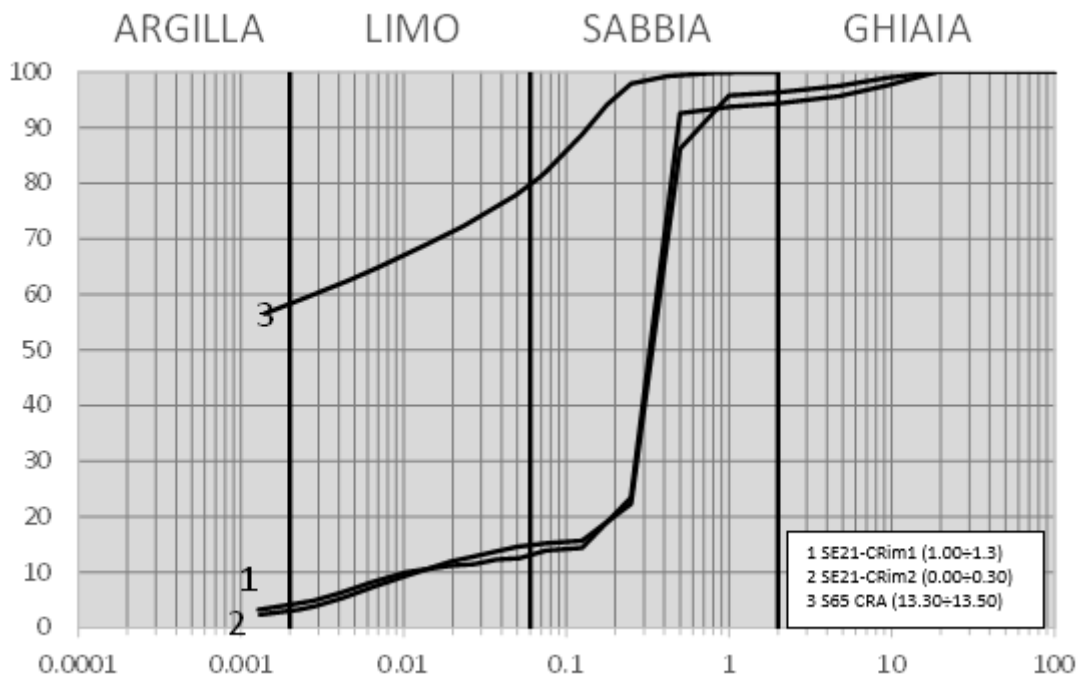
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

- peso dell'unità di volume $\gamma = 18.5 \div 20.6 \text{ kN/mc}$
- indice di consistenza $I_c > 1$

La granulometria risulta compresa nel fuso delimitato superiormente da argilla limoso sabbiosa ed inferiormente da sabbia limosa e debolmente limosa, debolmente ghiaiosa.

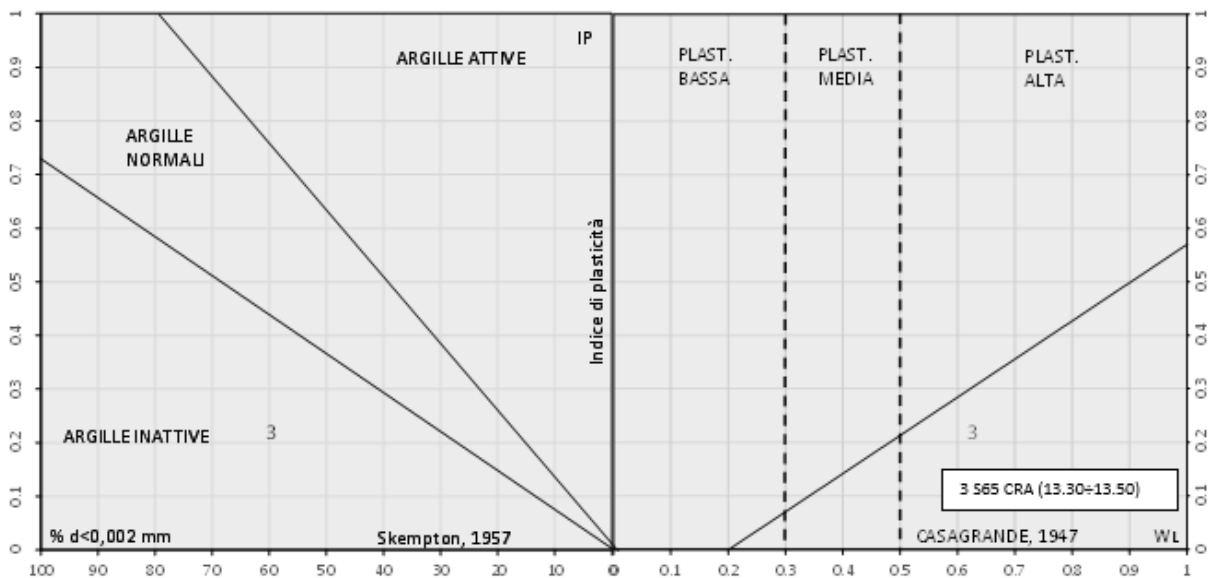
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-63 - Granulometria terreni formazione Qcs (S065, SE21)



Dalle carte di attività e plasticità si rileva che trattasi di argille inattive a plasticità alta.

Figura 5-64-Attività e plasticità terreni formazione Qcs (S065)



5.2.8.2 Indagini geotecniche in sito

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT che hanno fornito i seguenti valori:

- SE21:
N30 (1.50) = R
- S065:
N30 (2.00) = R
N30 (13.50) = 27
N30 (19.00) = R
N30 (23.00) = R

5.2.8.3 Parametri geotecnici

Per come si rileva dalle granulometrie si hanno terreni coerenti (

Figura 5-63 curve n.1 e 2) e incoerenti (

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Figura 5-63 curva n.3) nei quali sono stati prelevati soltanto campioni rimaneggiati. I terreni AL del sondaggio S065 risultano essere classificati come argilla con limo (curva n.3). Dalle prove penetrometriche si ha un valore di $N_{30} = 27$, la resistenza misurata col penetrometro tascabile risulta $RP = 1.75 \div 4$ e si ha un indice di consistenza $Ic > 1$. In base a queste informazioni i terreni AL possono essere caratterizzati con i seguenti parametri:

$$c' = 25 \text{ KPa } \varphi' = 20^\circ$$

I terreni incoerenti si caratterizzano in funzione dei risultati della prova SPT. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio si utilizza il diagramma di De Mello della Figura 5-3 che mette in relazione il valore di N_{30} con φ' in funzione della pressione litostatica σ'_v . Nella valutazione si tiene conto anche delle informazioni relative alla granulometrie anche dal punto di vista descrittivo per cui si attribuiscono i seguenti valori:

- Terreni SI-ar S065 $c' = 0$ $\varphi' = 34^\circ$
- Terreni SI-s S065 $c' = 5 \text{ KPa}$ $\varphi' = 34^\circ$
- Terreni SI S021 (campioni n.1 e 2) $c' = 0 \text{ KPa}$ $\varphi' = 34^\circ$

Si utilizzano i valori medi:

$$c' = 5 \text{ KPa } \varphi' = 35^\circ$$

Ai terreni SI-s e SIa si è attribuito anche un minimo di coesione per la presenza di materiale a grana fine.

I valori della resistenza a taglio in termini di tensioni totali in mancanza di specifiche prove vengono attribuiti cautelativamente in funzione della correlazione statistica (peraltro confermata in diverse prove del presente studio) fra la coesione non drenata e la coesione efficace $c_u = (5 \div 8) c'$. Si utilizza un valore delle coesione non drenata pari a:

$$c_u = 60 \text{ kPa}$$

Le caratteristiche di deformabilità sono state ricavate in funzione dei risultati delle prove SPT con la formula di Schultze e Mezembach

$$E = s_1 \cdot N_{30c} + s_2$$

dove N_{30c} è il valore corretto tramite il coefficiente $C_N = N_{30c} / N_{30}$ determinato dal grafico della Figura 5-4 in funzione della pressione litostatica σ'_v .

I risultati delle prove SPT hanno fornito in genere valori $N_{30} = 21 \div 65$ in base ai quali è stato determinato il modulo di elasticità che assume i seguenti valori :

$$E = 8.8 \div 31.4 \text{ MPa}$$

con valore medio 20 MPa.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio i parametri geotecnici sono riassunti nella tabella seguente

Tabella 5-22- Caratterizzazione terreni formazione Qcs

Sigla	Sond.	Quote	Parametri geotecnici terreni sciolti formazione Qcs									
			γ	c'	φ'	c_u	E	Ed	K	Cc	Cv	OCR

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

			[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[cm/s]	[-]	[cm ² /s]	[-]
Sl-ar	S065	0.10÷12.00	18.8	0	34		25					
AL	S065	12.00÷18.00	20	25	20	100	11					
SL-s	S065	18.00÷30.00	18.8	5	34	25	25					
SL	SE21	0.30÷7.00	18.8	0	34		25					

5.2.9 Terreni appartenenti ai depositi a e TV

5.2.9.1 Terreni a

Tali terreni ricadono nelle vicinanze del sondaggio S048 in corrispondenza della progressiva progressiva 12+771. Si tratta di terreni sciolti che vengono caratterizzati in base alla descrizione litologica del sondaggio preliminare S019P (suolo agrario e limo sabbioso) per cui si attribuiscono

- Terreni depositi a $c' = 0$ $\phi' = 25^\circ$

5.2.9.2 Terreni TV

I terreni vegetali sono presenti in quasi tutti i sondaggi. Su tali terreni superficiali di modesto spessore non sono state eseguite prove, né prelevati campioni. Si tratta di terreni sciolti che vengono caratterizzati in base alla descrizione litologica ai quali si attribuiscono i seguenti parametri:

- Terreni TV $c' = 0$ $\phi' = 22 \div 25^\circ$

6 PARAMETRI GEOTECNICI

6.1 TABELLA RIASSUNTIVA GENERALE

Nel presente paragrafo si riportano le tabelle riassuntive con i parametri geotecnici di calcolo.

In funzione del modello geotecnico delle opere di progetto potranno utilizzarsi valori diversi dei parametri indicati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (sempre ripresi dai risultati di laboratorio).

Tabella 6-1 Tabella riassuntiva generale parametri

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Sondaggi	Masw e topografia	Misura piez. [m] dal p.c.	Misura piez. [m] dal p.c. aggiornamento 2021	Parametri fisico -meccanici					
								Peso dell'unità di volume γ [kN/m ³]	coesione efficace c' [kPa]	coesione non drenata cu [kPa]	angolo di resistenza a taglio ϕ' [°]	coefficiente di permeabilità k [m/s]	Modulo di elasticità [MPa]
0	0+925	Mcm litoide	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	S001, S002p, (S32p), SE01 SE02	M001bis	(S002p) -assente (04.03.13)	S002p - assente	24.5	215	-	27	-	8170
0+925	1+280	Mc litoide	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	SG001 SE03	M001	-	-	23	260	-	31	-	11220
1+280	1+770	Mcm litoide	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	(S031p), SE04DH	BS003	-	-	24.5	215	-	27	-	8170
1+770	1+930	Mc litoide	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	S005d, SGe7, SGe8, PE05	-	-	-	25.9	185	-	23.5	-	5730
		Mc sciolta	Argilla, a tratti argilla marnosa, di colore marrone e rossastro,					17	13.1	77	17.1	2.30E-09	12.6
1+930	2+100	Conoide	Detrito conoide	S006	M002, BS004	-	-	17.5	6.8	90	28	-	17.4
2+100	2+900	Conoide	Detrito conoide	S006bisp		(S006bisp)-assente (22.02.13)	S006bisp - Non trovato	18.1	5	25	25	4.10E-09	12.1
2+900	3+050	Mc litoide	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	S007p, SG002	-	(S007p)-19.83 m da p.c. (20.01.13)	S007p - assente	25.9	185	-	23.5	-	5730
3+050	3+180	Ocm litoide	Calcastiti marne e calcari marnosi	S008i, SG003, SE05, SGe2	BS006, M002bis	-	-	25.2	200	-	25	-	1450
3+180	3+380	Dt	Copertura detritica	S010p, S30p	BS007	(S009p, S30p)-19 m dal p.c. (24.02.2004)	S010p -assente	21.6	0	30	33	-	25
3+380	4+100	Ocm litoide	Calcastiti marne e calcari marnosi	S010p, S011d, S012d, SG003, SG004	BS008	-	-	24.9	200	-	25	-	2950

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Sondaggi	Masw e topografia	Misura piez. [m] dal p.c.	Misura piez. [m] dal p.c. aggiornamento 2021	Parametri fisico -meccanici					
								Peso dell'unità di volume γ [kN/m ³]	coesione efficace c' [kPa]	coesione non drenata cu [kPa]	angolo di resistenza a taglio ϕ' [°]	coefficiente di permeabilità k [m/s]	Modulo di elasticità [MPa]
4+100	4+300	Ar	Terreni sabbioso-ghiaiosi di terrazzo fluviale	S012d, S013p SE06, PE17	-	-	S013p - non trovato	17.5	0	90	32	-	11.6
4+300	5+090	Mc litoide	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	S014p, SG042, SE07	BS009, BS010, BS011	(S013p, S014p) -27.42 m dal p.c. (08.03.2013)	S014p - non trovato	25	200	-	30	-	2290
		Mc sciolta		S013, S015d, SE08DH, SE09, SE06 SE07		-	SE06 - assente SE07 - assente	19	33	56	23	-	50
		Ocm sciolta		SE08		-	-	19.5	41	327	28.7	-	23
5+096	5+596	P	Terrazzo palustre	S017, S017bis, S28p, SE10	M005, M005bis, T8	-	-	18.3	5	65	30	-	-
5+596	6+056	Ocm litoide	Calcastiti marne e calcari marnosi	SG005, SG038, SG048	BS014, BS016	(S018p) -5.58 m dal p.c. (04.03.2013)	S018p - 5.77 m dal p.c.	23	160	-	21	-	3550
		Ocm sciolta		S018p, SE11		-		-	19.3	10.4	159	33	7.40E-09
6+050	6+750	Mc litoide	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	S022p, S026p SG006, SG007, SE12	BS018, M008	-	S022p - assente SE12 - assente	23	175	-	30	-	1430
		Mcm sciolta		S021p		(S021p) -5.58 m dal p.c. (08.03.2013)	S021p - non trovato	18.8	0	-	35	-	16
		Mc sciolta		S021p, SE12		(S021p) -5.58 m dal p.c. (08.03.2013)	-	21.4	0	-	40	-	54
6+750	7+050	Ocm litoide	Calcastiti marne e calcari marnosi	S025, SG008, SG039, SE13	BS019, BS020	-	S024p - assente	23	205	-	31	-	700
		Ocm sciolta		S024p, S024p, SE13		-		-	18	20	100	27	-
7+050	7+785	Ocm litoide	Calcastiti marne e calcari marnosi	S023d, S025, S029p, SG039, SG040, SG041	BS022, TS01	-	S029 - assente	24.5	185	-	23.5	-	1230
7+785	8+780	Conoide	Detrito conoide	S22d, S031p, S032p, S033	BS025, BS026	(S031p)-19.15 m dal p.c. (04.03.2013)	S031p - non trovato S032p - cementato	15.8	5	25	30	1.90E-08	46.4
8+780	9+250	Ocm litoide	Calcastiti marne e calcari marnosi e detriti superficiale	S034d	-	-	S035p - non accessibile	22.5	130	-	21.5	-	1160
		Ocm sciolta		S034d, S035p		-		-	15.8	2	10	30	-
9+250	9+560	Dt	Detrito	PE30, PE37	BS027, M012	-	-	21.6	0	30	33	-	25
		Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	S021, S036d, S037, S037bis	M013	-	S037p - non trovato	17.5	6.3	66	27	2.50E-08	20
9+560	9+690	Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	S037, S037bis	BS028	-	-	17.5	6.3	66	27	2.50E-08	20
9+690	10+420	Mcm litoide	Calcareni grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	(S036d) S041d, SG009, SE15	BS030	-	S039p - non trovato	23	340	-	38.5	-	26600
		Mcm sciolta		S039p, S20p S036, S039, S041, S042, SE15		-		-	17.9	5	30	32	-
10+420	10+960	Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	S020p	-	-	-	19	20	-	23	-	22.6
10+960	11+361	Mcm litoide	Calcareni grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	S042p	-	-	S042p - assente	23.7	130	-	35	-	3190
11+361	12+621	Qm (ASL)	Depositi limici, silt e argille lacustri (Argilla Sabbiosa Limosa)	S044d, S046p SE16, PE46, PE47, SE12	BS031, BS033	S043p, S046p S043p - 17 m dal p.c.	S043p - assente S046p - non trovato	19	15	75	26	-	9.5

MANDATARIA: MANDANTI:



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Sondaggi	Masw e topografia	Misura piez. [m] dal p.c.	Misura piez. [m] dal p.c. aggiornamento 2021	Parametri fisico-meccanici					
								Peso dell'unità di volume γ [kN/m ³]	coesione efficace c' [kPa]	coesione non drenata c_u [kPa]	angolo di resistenza a taglio ϕ' [°]	coefficiente di permeabilità k [m/s]	Modulo di elasticità [MPa]
		Qm (GS)	Depositi limici, silt e argille lacustri (Ghiaia Sabbiosa)	S043p, SE12		(08.03.2013); S046p - 9 m dal p.c. (08.03.2013)		19	0	-	40	-	25.3
12+621	12+896	Ar	Terreni sabbioso-ghiaiosi di terrazzo fluviale	S19, S048p	-	-	S048p - demolito	17.5	0	-	34	-	25
		Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri					17	10	92	30	8.00E-09	8.4
12+896	13+561	Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	S049p, S051d, SE17	BS034	-	S049p - assente	17	5	32	32	-	9
13+561	14+576	Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	S051d, S053p, S054p	BS035, M014bis	S053p - 8.9 m dal p.c. (08.03.2013)	S053p - demolito S054p - assente	16.8	15	324	25.6	-	25
		Mm	Marne grigio azzurre (non litoide)					17.7	11.5	106	20.1	1.80E-09	13.5
14+576	14+786	Mm	Marne grigio azzurre (non litoide)	SG043	BS036	-	-	19.4	15	100	24	-	19.5
14+786	15+151	Mcm litoide	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	S056p, SG010, SE18	BS037, M015	S056p-19.9 m dal p.c.	S056p - non trovato	19.6	235	-	30	-	515
		Mcm sciolta		S059d, S060				18	5	-	32	-	15
15+151	15+541	Conoide	Detrito conoide	S060p, SE19	BS038, BS039	-	-	20	15	90	25	-	26.8
15+541	16+061	Conoide/Qm	Detrito conoide/Calcistiti marne e calcari marnosi	S059d, S060p	-	-	S060p - 28.06 m dal p.c.	17	15	75	24	-	16.4
		Mcm sciolta	Calcareniti grigio-giallastre	S059d	-	-	-	18	5	-	32	-	15
16+061	16+241	Conoide	Detrito conoide	S061p	-	S061p - 7.42 m dal p.c. (08.03.2013)	S061p - 6.24 m dal p.c.	17.4	5	25	24	-	9.5
		Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri					19.1	8	83	28	4.97 E-9	20.7
16+241	16+636	Conoide	Detrito conoide	-	-	-	-	17.3	10	50	24	-	13
16+636	17+211	Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	S063d, S064p SE20	-	S064p - 18.42 m dal p.c. (08.03.2013)	S064p - assente	19	5	50	30	3.00E-09	8.8
17+211	17+891	Qcs	Sabbie con lenti ghiaiose	S065p, S066, S068d, S068bis,p, S069, S18bis, SE21	BS043, M015bis	S065p - 16.89 m dal p.c. (08.03.2013)	S065p - non trovato	18.8	0	-	34	-	25

7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Durante l'attuale fase progettuale sono stati misurati, nel mese di Febbraio 2021, i livelli piezometrici degli strumenti installati nelle fasi progettuali precedenti. Alcuni punti non sono stati trovati, sono stati trovati segni di demolizione dello strumento o si trovavano in aree non accessibili all'atto del sopralluogo. Sono stati inoltre aggiunti ulteriori n°3 piezometri: SE06, SE07 e SE12, i primi due strumentati con piezometro di Casagrande, il terzo con piezometro a tubo aperto. Tutti i nuovi strumenti sia in fase di installazione, che nelle due misure successive eseguite a metà settembre e nei primi giorni del mese di ottobre 2021 risultano secchi, nella

Tabella 7-2 sono riportati i dettagli.

Tabella 7-1 misure piezometriche mese di febbraio

Sondaggio	Profondità	Data di installazione	Misura Febbraio 2021
S2	20	22/02/2013	assente
S6Bis	20	22/02/2013	Non trovato
S07	20	29/01/2013	assente
S10	20	12/01/2013	assente
S13	30	07/02/2013	Non trovato
S14	30	16/12/2012	Non trovato
S18	15	14/02/2013	5,77
S21	20	14/01/2013	Non trovato
S22	30	04/02/2013	assente
S24	20	23/02/2013	assente
S29	30	01/02/2013	assente
S31	20	15/02/2013	Non trovato
S32	20	21/02/2013	Cementato
S35	15	23/02/2013	Non Accessibile
S37	20	11/01/2013	Non trovato
S39	15	10/01/2013	Non trovato
S42	20	15/02/2013	assente
S43	20	21/01/2013	assente
S46	20	09/01/2013	Non trovato
S48	35	14/01/2013	Demolito
S49	20	15/02/2013	Assente
S53	35	27/01/2013	demolito
S54	20	26/02/2013	assente
S56	20	27/02/2013	Non trovato
S60	35	01/03/2013	28,06
S61	20	03/03/2013	6,24
S64	20	12/12/2012	assente
S65	30	14/12/2012	Non trovato

Tabella 7-2 misure piezometriche degli strumenti installati nel 2021

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Sondaggio	Profondità	Data di installazione	Misura 17 settembre	Misura 4/5 ottobre
SE06	20	12/07/21	assente	assente
SE07	30	08/07/21	assente	assente
SE12	30	28/06/21	assente	assente

Il livello di progetto della falda lungo l'intero tracciato stradale è riportato nell'elaborato "Profilo geotecnico longitudinale" (T01GE00GETFG01A).

8 INDICAZIONE SUI PIANI DI POSA DEL CORPO STRADALE

Nel corso delle campagne di indagine sono state effettuate 23 prove di carico su piastra in altrettanti pozzetti esplorativi, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. Le prove sono state effettuate a differenti profondità e fino ad un massimo di 3.5 m.

Le prove sono state effettuate secondo diversi step di carico ed intervalli di carico.

In Tabella 8-1 sono elencati i pozzetti esplorativi nei quali sono state effettuate le prove di carico e i valori dei moduli di deformabilità Md1 e Md2 valutati rispettivamente nel I e nel II ciclo di carico.

Tabella 8-1 Riepilogo delle prove di carico su piastra

Pozzetto	Profondità [m]	Md1 [MPa]	Md2 [MPa]	Md1/Md2 [-]
1a	3	9.13	124.38	0.073
5	3	24.67	NR	-
10	3	8.20	1492.50	0.005
21	1.9	2985.00	1492.50	2.000
39	2	9.79	NR	-
42	1.5	5.96	149.25	0.040
55a	3	8.91	NR	-
55b	2.3	11.57	229.62	0.050
57	3.5	10.78	102.931	0.105
60	3	20.45	NR	-
62	3	12.04	NR	-
65	2.2	26.42	597.00	0.044
67	2.2	13.57	NR	-
69	3.5	7.96	331.67	0.024
71	3.5	8.00	151.11	0.053
PE-15_AG	0.5	24.6	50.8	0.48
PE-17_AG	0.5	19.4	40	0.48
PE46_G	0.3	50.8	600	0.08
PE47_AG	0.3	14.4	176.5	0.08
PE53_AG(*)	0.3	11.5	187.5	0.06
PE60_AG(*)	0.5	30.3	61.2	0.49
PE67_AG	0.3	33	333.3	0.1
PE-69_AG	0.5	21.6	142.9	0.15

I moduli di deformazione al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso tra 50-150 kN/m² risultano essere nella maggior parte dei casi inferiori ai 15 MPa richiesti dal Capitolato per i piani di posa dei rilevati di altezza superiore a 2 m. Per tale ragione sarà necessaria l'eliminazione degli spessori di terreno superficiali, così come riportato in

Tabella 8-2. Inoltre si prevede l'aggiunta di uno strato di bonifica, di spessore variabile per ogni tratto.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 8-2: Indicazioni progettuali bonifiche asse principale

Prog.Iniz.	Prog. Fin.	Spessore coltre vegetale (m)	Scotico (0,2 m)	Bonifica (m)
0.0	0+200	0.5	0.2	0.3
0+200	0+606	0.5	0.2	0.3
0+606	1+453	0.5	0.2	0.3
1+453	1+756	0.5	0.2	0.3
1+756	2+876	0.5	0.2	0.3
2+876	3+006	0.3	0.2	0.1
3+006	3+126	0.4	0.2	0.2
3+126	3+256	0.2	0.2	-
3+256	3+376	0.4	0.2	0.2
3+376	3+706	0.3	0.2	0.1
3+706	4+006	0.2	0.2	-
4+006	4+106	0.2	0.2	-
4+106	4+676	0.2	0.2	-
4+676	5+076	0.2	0.2	-
5+076	5+556	0.3	0.2	0.1
5+556	6+021	0.3	0.2	0.1
6+021	6+166	0.4	0.2	0.2
6+166	6+506	0.5	0.2	0.3
6+506	6+656	0.5	0.2	0.3
6+656	6+706	0.5	0.2	0.3
6+706	6+828	0.5	0.2	0.3
6+828	7+036	0.4	0.2	0.2
7+036	7+206	0.5	0.2	0.3
7+206	7+804	0.3	0.2	0.1
7+804	7+902	0.3	0.2	0.1
7+902	8+351	0.4	0.2	0.2
8+351	8+731	0.3	0.2	0.1
8+731	8+821	0.5	0.2	0.3
8+821	9+101	0.4	0.2	0.2
9+101	9+251	0.5	0.2	0.3
9+251	9+501	0.5	0.2	0.3
9+501	9+781	0.5	0.2	0.3
9+781	10+471	0.8	0.2	0.6
10+471	10+961	1.0	0.2	0.8
10+961	11+161	0.3	0.2	0.1
11+161	11+361	0.9	0.2	0.7

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

11+361	11+531	0.9	0.2	0.7
11+531	11+881	0.3	0.2	0.1
11+881	12+625	0.4	0.2	0.2
12+625	12+741	0.4	0.2	0.2
12+741	12+791	0.4	0.2	0.2
12+791	12+881	0.4	0.2	0.2
12+881	13+531	0.5	0.2	0.3
13+531	13+726	0.8	0.2	0.6
13+726	14+176	0.7	0.2	0.5
14+176	14+551	0.7	0.2	0.5
14+551	14+781	0.5	0.2	0.3
14+781	15+101	0.2	0.2	-
15+101	15+441	0.6	0.2	0.4
15+441	15+526	0.6	0.2	0.4
15+526	15+681	0.6	0.2	0.4
15+681	15+761	0.6	0.2	0.4
15+761	15+781	0.7	0.2	0.5
15+781	15+886	1.2	0.2	1.0
15+886	16+031	0.7	0.2	0.5
16+031	16+221	1.2	0.2	1.0
16+221	16+641	1.2	0.2	1.0
16+641	17+201	0.8	0.2	0.6
17+201	17+881	1.0	0.2	0.8
17+881	17+911	1.1	0.2	0.9

Analogamente si riporta una tabella riassuntiva con l'indicazione delle coltri vegetali da sostituire e l'eventuale ulteriore bonifica da eseguire al di sotto del piano di posa del corpo stradale per le viabilità secondarie e per gli svincoli. Tale tabella è stata compilata con i medesimi criteri di quelle corrispondenti all'asse principale.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Tabella 8-3: Indicazioni progettuali bonifiche viabilità secondarie e svincoli

	Prog.Iniz.	Prog. Fin.	Spessore coltre vegetale (m)	Scotico (0,2 m)	Bonifica (m)
SV01			0.4	0.2	0.2
SV02 - Rampa 1	21.0	106.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rampa 3	0.0	92.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rot 01	0.0	107.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rampa 2	25.0	227.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rampa 4	0.0	235.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rampa 5	26.0	143.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rampa 6	0.0	104.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rampa 7	0.0	60.0	0.8	0.2	0.6
SV02 - Rot 02	0.0	138.0	0.8	0.2	0.6

9 ATTACCO CHIMICO DEL CLS

Vengono riportate di seguito le analisi chimiche per la determinazione dell'aggressività del terreno al cls (UNI EN 206:2016).

Le analisi chimiche sui campioni di acqua e terreno prelevato hanno fornito i risultati esposti nelle tabelle seguenti.

Tabella 9-1 Risultati per le indagini chimiche per l'attacco chimico del cls su campioni di acqua.

Parametro	U.M.	Metodo di prova chimica di riferimento	Classi di esposizione			Campione
			XA1	XA2	XA3	
Acqua nel terreno			XA1	XA2	XA3	S18
SO ₄ ²⁻	mg/l	EN 196-2	200-600	600-3000	3000-6000	21
pH	-	ISO 4316	5,5-6,5	4,5-5,5	4,0-4,5	7,4
CO ₂ aggressiva	mg/l	prEN 13577:199-9	15-40	40-100	> 100	4,4
NH ₄ ⁺	mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO 7150-2	15-30	30-60	60-100	< 0.04

Tabella 9-2 Risultati per le indagini chimiche per l'attacco chimico del cls su campioni di terreno.

Parametro	U.M.		Limiti UNI 206:2016			Campioni		
			XA1	XA2	XA3	SE03	SE12	SE18
SO ₄ ²⁻	mg/kg totale	EN 196-2	2000-3000	3000-12000	12000-24000	2575	2477	4056
Acidità	ml/kg	DIN 4030-2	200			< 2	< 2	< 2

Alla luce di tali risultati per le opere di fondazione si adotta la classe di esposizione XA2.

10 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Sulla base di un'analisi approfondita delle caratteristiche geotecniche dei depositi relativi al lotto 1, ad eccezione dello strato di sabbia limosa in corrispondenza del sondaggio S048p, si può affermare che esso risulta stabile nei confronti della liquefazione.

Tale affermazione scaturisce dalle considerazioni di seguito riportate.

All'interno del lotto in esame sono stati riscontrati depositi intrinsecamente non suscettibili a liquefazione, in quanto costituiti da terreni argillosi e formazioni litoidi.

In prossimità di strutture con fondazioni superficiali, in cui la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m dal p.c., la verifica a liquefazione è stata omessa secondo quanto riportato al §7.11.3.4.2 delle NTC 2008.

In prossimità di strutture con fondazioni profonde, non sono stati riscontrati depositi prevalentemente sabbiosi oppure sono stati riscontrati sopra il livello medio stagionale della falda, pertanto non soggetti a liquefazione.

Per i dettagli sull'analisi della suscettibilità a liquefazione si rimanda alla relazione sismica (Elaborato T01GE03GEORE01A).