

**CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI  
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7  
E 7 BIS FINO ALLO SVINCOLO DI AVELLINO EST DELL'A16  
1° stralcio da Mercato S. Severino allo svincolo di Fratte**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. NA95

**PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)  
PROGIN S.p.A. - INTEGRA CONSORZIO STABILE  
IDROESSE Engineering S.r.l. - Prometeoengineering.it S.r.l. - ART S.r.l.**

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

**CAPOGRUPPO MANDATARIA:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Marco SANDRUCCI (PROGER S.p.A.)

**MANDANTI:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



Direttore Tecnico:  
Prof. Ing. Franco BRAGA

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Nicola SCIARRA (Proger S.p.A.)

**IL PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:**

Dott. Ing. Carlo LISTORTI (Proger S.p.A.)



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alberto CECCHINI



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

Dott. Ing. Giuseppe MELI

PROTOCOLLO

DATA \_\_\_\_\_ 201\_



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Ivo FRESIA

**STUDI GENERALI  
GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA**

Relazione geotecnica generale - parte 1  
inquadramento generale delle formazioni geotecniche

**CODICE PROGETTO**

**NOME FILE**

T00GE00GETRE01\_A.doc

**REVISIONE**

**SCALA:**

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.  
LO412A D 2001

CODICE ELAB. T00GE00GETRE01

A

-

A	EMISSIONE	Gennaio 2021	INNOCENZI	MASCARUCCI	MASCARUCCI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI  
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7

# RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE – PARTE 1 - INQUADRAMENTO GENERALE DELLE FORMAZIONI GEOTECNICHE

<b>1</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>2</b>
1.1	Introduzione.....	2
1.2	Documenti di riferimento.....	2
1.3	Unità geotecniche.....	2
1.4	Dati geotecnici a disposizione.....	3
1.5	Classificazione (tutte le unità).....	13
1.6	Proprietà indice e di stato.....	15
1.7	Caratteristiche meccaniche.....	17
1.7.1	Unità DEC.....	19
1.7.2	Unità SCA.....	24
1.7.3	Unità P.....	26
1.7.4	Unità M.....	30
1.7.5	Unità CD.....	31
1.7.6	Unità CM.....	41
1.7.7	Unità R, Unità AR.....	44
1.8	Proprietà dinamiche.....	45
1.9	Proprietà idrauliche.....	49
1.10	Sintesi della caratterizzazione geotecnica.....	50
1.11	Riferimenti bibliografici.....	51

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

## 1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 1.1 Introduzione

In questo capitolo è descritta la caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi presenti nel tratto di raccordo autostradale oggetto dei lavori di ampliamento. Al fine di valutare i parametri fisici e meccanici delle unità geotecniche presenti nell'area di interesse sono presentati nel seguito un esame critico e le elaborazioni dei risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio disponibili.

### 1.2 Documenti di riferimento

- [1]. Documentazione indagini geognostiche - Raccordo Salerno/Avellino, compreso l'adeguamento della s.s. 7 e s.s. 7-bis, fino allo svincolo di Avellino est della a16 - 1° stralcio, da mercato S. Severino allo svincolo di Fratte (Tecnoin, Giugno 2020);
- [2]. Documentazione prove di laboratorio - Raccordo Salerno/Avellino, compreso l'adeguamento della s.s. 7 e s.s. 7-bis, fino allo svincolo di Avellino est della a16 - 1° stralcio, da mercato S. Severino allo svincolo di Fratte (Tecnoin, Giugno 2020);
- [3]. Documentazione indagini geofisiche - Raccordo Salerno/Avellino, compreso l'adeguamento della s.s. 7 e s.s. 7-bis, fino allo svincolo di Avellino est della a16 - 1° stralcio, da mercato S. Severino allo svincolo di Fratte (Tecnoin, Giugno 2020);
- [4]. Indagini geognostiche e prove di laboratorio – Progetto Preliminare (tratto 1 – tratto 2) – Conferimento caratteristiche autostradali al raccordo Salerno-Avellino compreso l'adeguamento della s.s.7 e 7bis fino allo svincolo di Avellino Est dell'A16 (Anas S.p.A.).

### 1.3 Unità geotecniche

I principali litotipi (o unità geotecniche) interessati dalle opere in progetto e quindi oggetto della caratterizzazione geotecnica sono:

- Riporti antropici:
  - R= Terreno di riporto e rilevato
- Alluvioni attuali e recenti:
  - AR= Alluvioni attuali e recenti di natura essenzialmente ghiaiosa e sabbioso-limosa;
- Detriti eluvio-colluviali:
  - DEC/s = Sabbie e limi con matrice argillosa (deposito di versante);
  - DEC/g = Ghiaia eterometrica in matrice argillosa (deposito di conoide);
- Piroclastiti:
  - P= Piroclastiti fini (ceneri e pomici) e sabbie vulcaniche alternate a sabbie e sabbie ghiaiose di origine alluvionale;
- Tufo Grigio:
  - TG= Deposito semicoerente o sublitoide, cineritico-scoriaceo, grigiastro;

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

- Sedimenti di conoidi:
  - SCA= Conglomerati poligenici in matrice piroclastica gialla;
- Successione M.te Tobenna-M.ti Lattari:
  - CD= Dolomie e dolomie calcaree di colore dal grigio chiaro al grigio scuro;
  - CM= Calcari marnosi;
  - M= Marne ed argille.

## 1.4 Dati geotecnici a disposizione

Nell'area di interesse sono state condotte due campagne di indagini, una relativa al Progetto Preliminare (2003) e una nell'ambito del Progetto Definitivo (2020). La campagna del 2003 ha previsto l'esecuzione di 5 sondaggi a carotaggio continuo, in corrispondenza delle principali opere che interessano l'infrastruttura, nei quali sono state effettuate in totale 14 prove SPT, 8 prelievi di campioni indisturbati e sono stati installati 3 piezometri a tubo aperto (Tabella 1).

Tabella 1 – Prove eseguite nella campagna del 2003 (Progetto Preliminare)

SOND.	Opera di riferimento	L (m)	CR	CI	SPT	Lefranc	Piezometro
S1a	viadotto pk 1+950	30	-	2	3	-	-
S2a	viadotto Cologna pk 2+652	29	-	2	2	-	x
S3a	galleria pk 2+825	10	-	-	3	-	-
S4a	sottovia pk 3+766	30	-	2	3	-	x
S5a	viadotto Fontanafiore pk 5+517	31	-	2	3	-	x

La campagna del 2020 ha costituito un approfondimento delle indagini in accordo al maggiore livello di dettaglio previsto dal Progetto Definitivo. In totale sono stati eseguiti 21 sondaggi a carotaggio continuo in cui sono state effettuate 129 prove penetrometriche di tipo SPT e 3 prove di permeabilità di tipo Lefranc. Dai sondaggi sono stati prelevati complessivamente 34 campioni indisturbati, 128 campioni rimaneggiati e 5 campioni di roccia; su cui sono state eseguite numerose prove di laboratorio. Inoltre, in 7 fori di sondaggio sono stati installati piezometri a tubo aperto e altri 7 sono stati attrezzati per l'esecuzione di prove geofisiche tipo *down-hole* (Tabella 2).

Un elenco delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nelle due campagne di indagine è riportato in Tabella 3 dove per ogni campione analizzato è riportato: profondità di prelievo nel sondaggio, unità geotecnica corrispondente e tipo di prova di laboratorio eseguita.

Tabella 2 – Prove eseguite nella campagna del 2020 (Progetto Definitivo)

Sondaggio	Opera di riferimento	L (m)	CR	CI	SPT	Le Franc	Piezometro	Down-Hole
SPD01-PZ	sottovia pk 1+048	20	5	2	5	-	x	-
SPD03-PZ	viadotto pk 1+950	35	7	3	7	-	x	-
SPD04-DH		40	10	1	10	-	-	x
SPD05	opere minori	20	4	2	4	-	-	-
SPD06-DH	viadotto Cologna pk 2+652	40	10	2	10	-	-	x
SPD07		35	3	1	3	-	-	-
SPD08-DH	galleria pk 2+825	30	2		2	-	-	x
SPD09		12	-	-	-	-	-	-
SPD10-PZ	sottovia pk 3+070	30	4	2	4	-	x	-
SPD12-PZ	viadotto Spinacavallo pk 3+950	45	9	3	-	-	-	-
SPD14-DH		45	12	3	-	-	-	-
SPD15-PZ	sottovia pk 4+421	20	5	1	5	x	x	-
SPD16	-	15	5		5	-	-	-
SPD17	viadotto Fontanafiore pk 5+517	30	9	1	9	-	-	-
SPD18-DH		30	9	2	9	-	-	x
SPD19	cavalcavia pk 5+848	20	-	-	-	-	-	-
SPD20-PZ	sottovia pk 6+455	20	5	1	5	x	x	-
S01AMB-PZ		20	6	-	6	-	x	-
SPD21-DH		40	9	2	9	-	-	x
SPD22-PZ	cavalcavia pk 7+100	35	9	2	9	x	x	-
SPD23-DH	cavalcavia pk 7+697	30	6	3	6	-	-	x

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER** / **PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



Tabella 3 – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	LITOTIPO	TERRE						ROCCIA	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD01-PZ	CI01	4.50-5.00	TG	x	x	x	x				
	CI02	8.50-9.00	TG	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.00-6.45	TG	x							
	CR03	12.00-12.45	TG	x							
	CR04	15.00-15.45	TG	x							
	CR05	18.00-18.45	TG	x	x	x					
SPD03-PZ	CI01	3.00-3.50	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	9.50-10.00	DEC/sl	x	x	x	x	x	x		
	CI03	15.00-15.50	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CR01	6.00-6.45	P	x							
	CR02	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR03	18.00-18.45	DEC/sl	x							
	CR04	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR05	24.00-24.35	DEC/sl	x							
	CR06	27.00-27.35	DEC/sl	x							
	CR07	33.00-33.25	DEC/sl	x							

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	PROVE SU TERRE						ROCCIA	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD04-DH	CI01	6.00-6.50	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR03	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR04	15.00-15.45	DEC/sl	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							
	CR06	21.00-21.05	DEC/sl	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR08	27.00-27.10	DEC/sl	x							
	CR09	30.00-30.10	M	x							
CR10	33.00-33.05	M	x								
SPD05	CI01	6.00-6.50	DEC/sl	x	x	x	x	x			
	CI02	9.00-9.50	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	R	x							
	CR02	12.00-12.45	DEC/sg	x							
	CR03	15.00-15.10	DEC/sg	x							
	CR04	18.00-18.10	DEC/sg	x							
SPD06-DH	CI01	6.00-6.50	DEC/sl	x	x	x			x		
	CI02	27.00-27.50	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR03	12.00-12.45	DEC/sg	x							
	CR04	15.00-15.35	DEC/sg	x							
	CR05	18.00-18.25	DEC/sg	x							
	CR06	21.00-21.45	DEC/sg	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR08	31.00-31.2	DEC/sl	x							
CR09	34.00-34.45	DEC/sl	x								
CR10	37.00-37.40	DEC/sl	x								

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	PROVE SU TERRE						ROCCIA	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD07	CI01	11.40-12.00	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.40	R	x							
	CR02	6.00-6.45	DEC/sg	x							
	CR03	9.00-9.45	DEC/sg	x							
	CL	16 circa	CD	x						x	x
	CL	23 circa	CD	x							x
SPD08-DH	CR01	3.00-3.45	R	x							
	CR02	6.00-6.45	R	x							
	CL	7 circa	CD	x							x
	CL	12 circa	CD	x						x	x
SPD09	CL	4 circa	CD	x						x	x
SPD10	CI01	9.00-9.5	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CI02	12-12.5	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CI03	18-18.5	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	P								
	CR02	6.00-6.45	P								
	CR03	15.00-15.45	DEC/l								
	CR04	21.00-21.30	DEC/sg								
SPD12-PZ	CI01	12.0-12.5	DEC/sg	x	x	x					
	CI02	20.0-20.5	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CI03	30.0-30.5	DEC/l	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	DEC/l								
	CR02	6.00-6.45	DEC/l								
	CR03	9.00-9.45	DEC/sg								
	CR04	15.00-15.45	DEC/l								
	CR05	18.00-18.45	DEC/sg								
	CR06	22.00-22.45	DEC/l								
	CR07	24.00-24.45	DEC/l								
	CR08	27.00-27.45	DEC/l								
	CR09	33.00-33.45	DEC/sg								

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD14-DH	CI01	4.50-5.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	15.0-15.5	DEC/sl	x	x	x	x		x		
	CI03	26.0-26.5	DEC/sg	x	x	x					
	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.10-6.55	DEC/sl	x							
	CR03	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR04	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sg	x							
	CR06	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sg	x							
	CR08	30.00-30.45	DEC/l	x							
CR09	33.00-33.45	DEC/sg	x								
CR10	36.00-36.45	DEC/sl	x								
CR11	42.00-42.30	DEC/sl	x								
SPD15-PZ	CI01	12-12.5	P	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	6.00-6.45	P	x							
	CR03	9.00-9.45	P	x							
	CR04	15.00-15.45	DEC/sl	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							
SPD16	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.00-6.45	DEC/sg	x							
	CR03	8.50-8.95	DEC/sg	x							
	CR04	12.00-12.45	DEC/sg	x							
	CR05	14.55-15.00	DEC/sg	x							

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD17	CI01	12.00-12.50	P	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	6.00-6.45	P	x							
	CR03	9.00-9.45	P	x							
	CR04	15.00-15.45	P	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							
	CR06	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR07	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR08	27.00-27.45	DEC/sl	x							
	CR09	29.55-30.00	DEC/sl	x							
SPD18-DH	CI01	9.10-9.60	P	x	x	x	x				
	CI02	15.00-15.50	P	x	x	x	x		x		
	CI03	27.00-27.50	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	6.00-6.45	P	x							
	CR03	12.00-12.45	P	x							
	CR04	18.00-18.45	DEC/sg	x							
	CR05	21.00-21.45	DEC/sg	x							
	CR06	24.00-24.45	DEC/sg	x							
	CR07	27.50-27.95	DEC/sg	x							
	CR08	30.10-30.55	DEC/sg	x							
	CR09	33.00-33.45	DEC/sg	x							

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER** **PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
S01AMB-PZ	CR01	3.00-3.45	DEC/sl	x							
	CR02	6.00-6.45	DEC/sl	x							
	CR03	10.00-10.45	P	x							
	CR04	13.00-13.45	P	x							
	CR05	16.00-16.45	DEC/sl	x							
	CR06	18.00-18.45	DEC/sl	x							
SPD20-PZ	CI01	5.50-6.00	P	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	P	x							
	CR02	9.00-9.45	P	x							
	CR03	12.00-12.45	P	x							
	CR04	15.00-15.45	P	x							
	CR05	18.00-18.45	DEC/sl	x							

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD21-DH	CI01	6.50-7.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	18.00-18.50	DEC/sg	x	x	x	x		x		
	CI03	33.00-33.60	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	DEC/sg	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sl	x							
	CR03	12.50-12.95	DEC/sg	x							
	CR04	15.00-15.45	DEC/sg	x							
	CR05	21.00-21.45	DEC/sg	x							
	CR06	24.00-24.45	DEC/sg	x							
	CR07	27.00-27.45	DEC/sg	x							
	CR08	30.00-30.45	DEC/sg	x							
CR09	37.00-37.45	DEC/sl	x								
SPD22-PZ	CI01	3.0-3.5	P	x	x	x	x				
	CI02	14.7-15.2	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	6.00-6.45	P	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sg	x							
	CR03	12.00-12.45	DEC/sl	x							
	CR04	18.00-18.45	SCA	x							
	CR05	21.00-21.45	SCA	x							
	CR06	24.00-24.45	SCA	x							
	CR07	27.00-27.45	SCA	x							
	CR08	30.00-30.45	SCA	x							
	CR09	33.00-33.45	SCA	x							

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



Tabella 3 (continua) – Elenco dei campioni prelevati dai sondaggi e delle prove eseguite

Sond.	Camp.	Prof. (m)	Litotipo	TERRE						ROCCE	
				Granulometria	Pesi di Volume	Limiti di Atterberg	TD	TXCU	TXUU	PLT	UX
SPD23-DH	CI01	6-6.5	P	x	x	x	x				
	CI02	12-12.5	P	x	x	x	x				
	CI03	18-18.5	DEC/sl	x	x	x	x				
	CR01	3.00-3.45	DEC/sg	x							
	CR02	9.00-9.45	DEC/sg	x							
	CR03	15.00-15.45	P	x							
	CR04	21.00-21.45	DEC/sl	x							
	CR05	24.00-24.45	DEC/sl	x							
	CR06	27.00-27.45	DEC/sl	x							
S1a	CI01	7.60-8.10	P	x	x	x			x		
	CI02	13.50-14.00	DEC/sl	x	x	x	x				
S2a	CI01	6.50-7.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	11.20-11.70	DEC/sl	x	x	x	x				
S4a	CI01	14.50-15.00	P	x	x	x	x				
	CI02	18.00-18.50	DEC/sl	x	x	x			x		
S5a	CI01	23.90-24.00	DEC/sl	x	x	x	x				
	CI02	29.50-30.00	DEC/sl	x	x	x	x				

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER** / **PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



## 1.5 Classificazione (tutte le unità)

Per ogni unità geotecnica, le frazioni granulometriche ottenute su tutti i campioni (indisturbati e rimaneggiati) sono riportate in Figura 1 in funzione della profondità di campionamento.

I campioni rimaneggiati sono stati prelevati durante l'esecuzione delle prove SPT (eseguite con punta aperta).

Le unità DEC/sl e DEC/sg sono molto simili dal punto di vista granulometrico, essendo costituite generalmente da sabbia limosa la prima e da sabbia ghiaiosa la seconda, ma entrambe risultano caratterizzate da un'elevata eterogeneità e in molti casi da una importante matrice argillosa.

L'unità SCA mostra percentuali elevate di ghiaia e limo ed in misura minore di sabbia, mentre la matrice argillosa è nettamente inferiore rispetto alle due unità detritiche descritte precedentemente.

L'unità SCA mostra percentuali elevate di ghiaia e limo ed in misura minore di sabbia, mentre la matrice argillosa è nettamente inferiore rispetto alle due unità detritiche descritte precedentemente. Risultano simili tra loro dal punto di vista granulometrico anche le unità P e TG, che sono classificabili come sabbie limose. Il Tufo Grigio (TG) pur essendo di natura sub-litoide è stato cautelativamente trattato come un materiale granulare, anche in virtù dell'osservazione della documentazione fotografica dei campioni indisturbati.

Per l'unità M si ha disponibilità di due campioni rimaneggiati per i quali l'analisi granulometrica non è stata considerata affidabile, in quanto verosimilmente influenzati dall'esecuzione delle prove penetrometriche.

A fini esemplificativi la composizione granulometrica media dei vari litotipi è riportata nei grafici a torta di Figura 2.

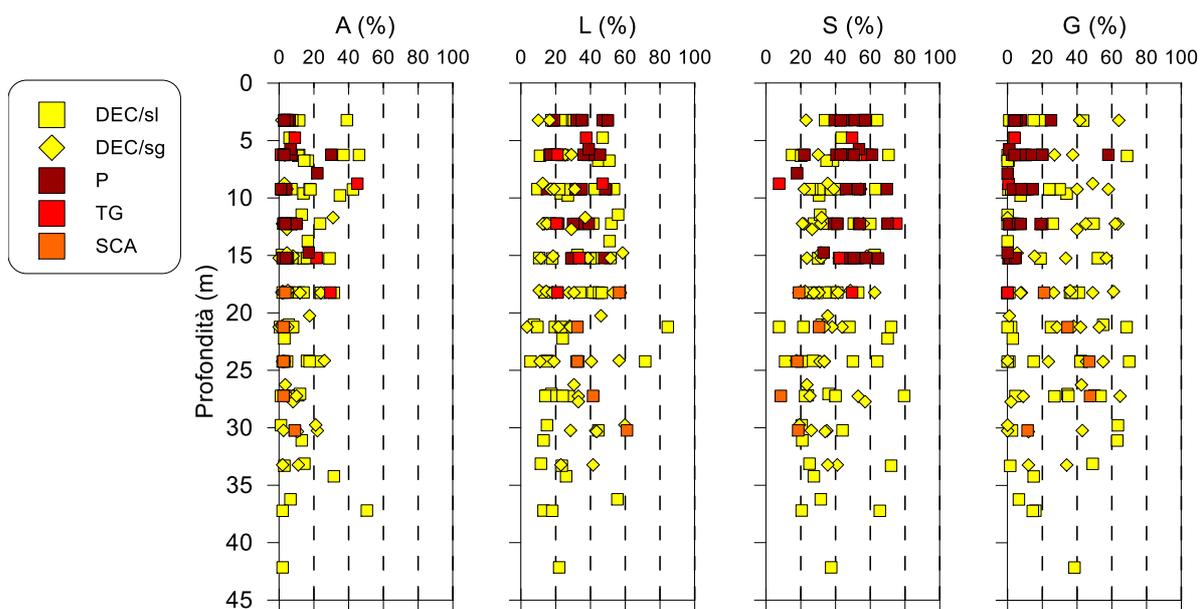


Figura 1 – Distribuzione granulometrica per le principali unità geotecniche

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

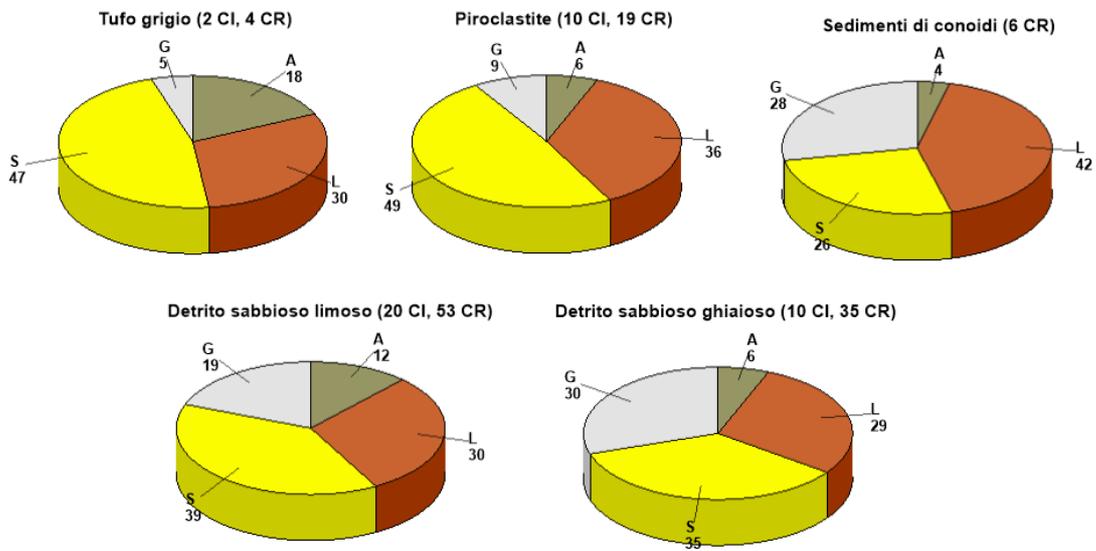


Figura 2 – Frazione granulometrica media delle principali unità geotecniche

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



## 1.6 Proprietà indice e di stato

In questa sezione sono analizzate le principali proprietà fisiche delle unità geotecniche individuate. I dati sono mostrati negli stessi grafici al fine di confrontare direttamente i diversi materiali.

In Figura 3 il peso di volume ( $\gamma$ ), il contenuto d'acqua ( $w$ ), i Limiti di Atterberg ( $w_L$ ,  $w_P$ ), l'indice di plasticità ( $I_P$ ), l'indice dei vuoti ( $e$ ) e il grado di saturazione ( $S_r$ ) sono rappresentati in funzione della profondità di campionamento.

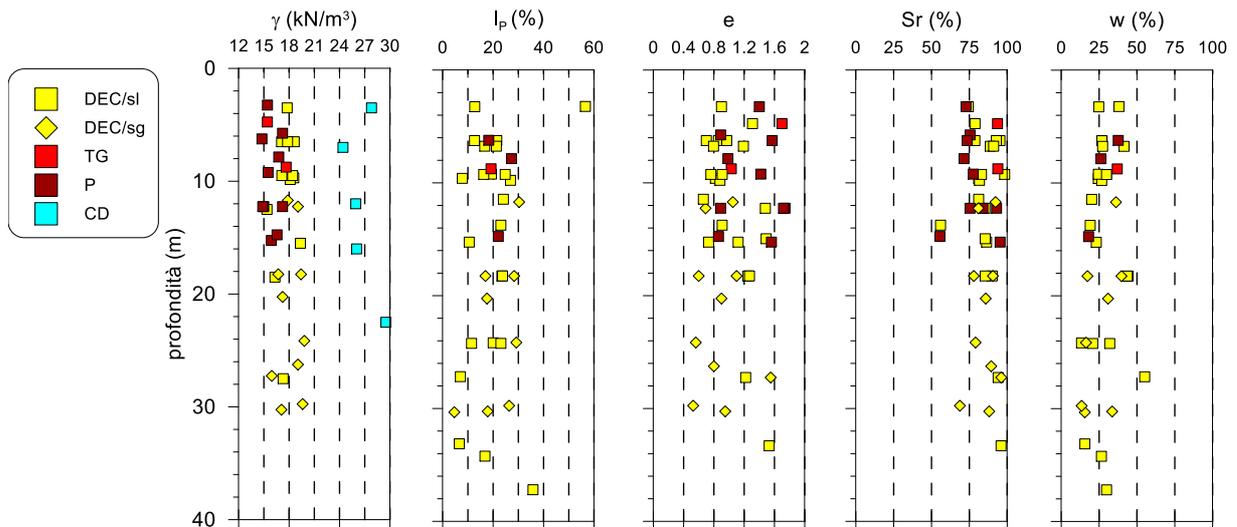


Figura 3 – Proprietà indice delle principali unità geotecniche

Analogamente a quanto osservato nel paragrafo precedente, anche dal punto di vista fisico si possono osservare valori simili delle proprietà per le unità DEC/sl e DEC/sg e per l'unità P e l'unità TG.

In particolare, in termini di peso di volume ( $\gamma$ ) le unità DEC/sl e DEC/sg mostrano valori compresi generalmente tra 16 e 19 kN/m<sup>3</sup>, senza apprezzabili variazioni con la profondità, con un valore medio pari a circa 17.5 kN/m<sup>3</sup>; mentre per le unità vulcaniche P e TG si hanno valori inferiori, prevalentemente compresi tra 15 e 17.5 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio pari a 16 kN/m<sup>3</sup>.

L'unità CD, di natura litoide, mostra valori del peso di volume maggiori, compresi tra 24 e 30 kN/m<sup>3</sup>, con un valore medio di circa 26.5 kN/m<sup>3</sup>.

Con riferimento all'indice dei vuoti ( $e$ ) le unità P e TG presentano valori compresi tra 0.9 e 1.7, mediamente maggiori rispetto alle unità DEC/sl e DEC/sg, per le quali risulta compreso nell'intervallo 0.5-1.5. Tale osservazione risulta in accordo con la loro natura vulcanica, come già osservato con riferimento al peso di volume.

Per quanto riguarda l'Indice di Plasticità ( $I_P$ ), è necessario ricordare che i limiti di Atterberg e i parametri che ne derivano sono significativi per la descrizione dei terreni a grana fine.

Nel nostro caso le unità geotecniche di interesse sono principalmente costituite da terreni a grana grossa, per le quali le determinazioni dei limiti di plasticità sono state probabilmente effettuate su campioni con una significativa presenza di matrice fine che non è rappresentativa del comportamento globale delle unità.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

Tuttavia, i dati sono riportati comunque in Figura 4 per completezza (carta di plasticità di Casagrande e la carta di Attività).

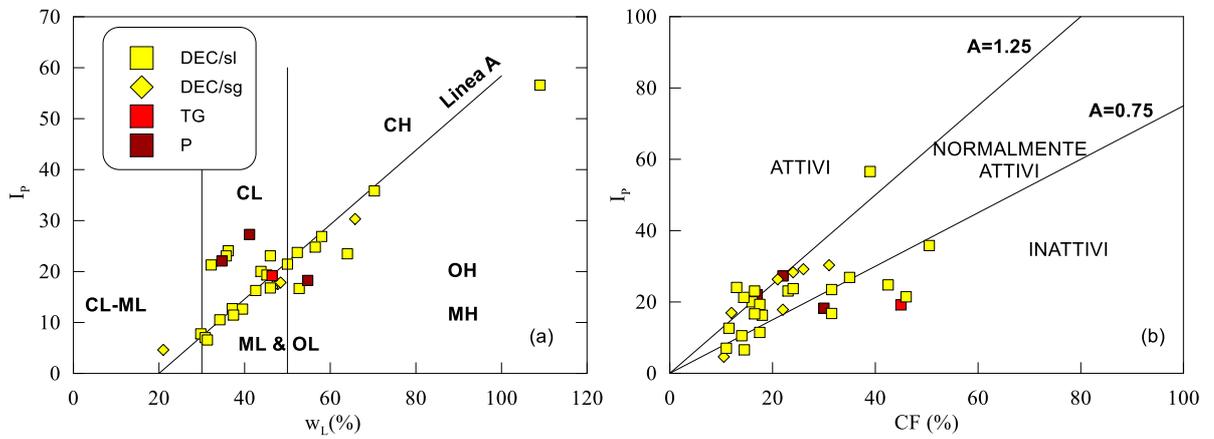


Figura 4 – Carta di plasticità di Casagrande (a) e Carta di Attività (b)

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



## 1.7 Caratteristiche meccaniche

Dal punto di vista meccanico i diversi materiali sono caratterizzati prevalentemente attraverso le prove SPT, le indagini più numerose. Dai risultati delle prove è possibile osservare una similitudine di comportamento per le unità DEC/sl e DEC/sg (Figura 5), in accordo con quanto osservato dalla distribuzione granulometrica e dalle proprietà fisiche nei paragrafi precedenti. Inoltre, anche i risultati delle prove di taglio diretto (riportati più avanti) mostrano che tra i due litotipi non sussiste una sostanziale differenza di comportamento meccanico. Lo stesso discorso è valido per la Piroclastite (P) e il Tufo Grigio (TG). Quindi, si è deciso di accorpate le due unità detritiche in un'unica unità geotecnica nel seguito denominata "DEC" e la Piroclastite e il Tufo Grigio nell'unità geotecnica "P".

Nel grafico sono riportati anche i risultati delle prove SPT eseguite nei terreni di riporto (R), in numeri tuttavia insufficiente alla caratterizzazione. Vista la scarsa rilevanza di questo litotipo ai fini della progettazione, come dettagliato più avanti, si farà riferimento a stime prudenziali dei parametri geotecnici. Analoghe considerazioni possono essere svolte per il litotipo AR.

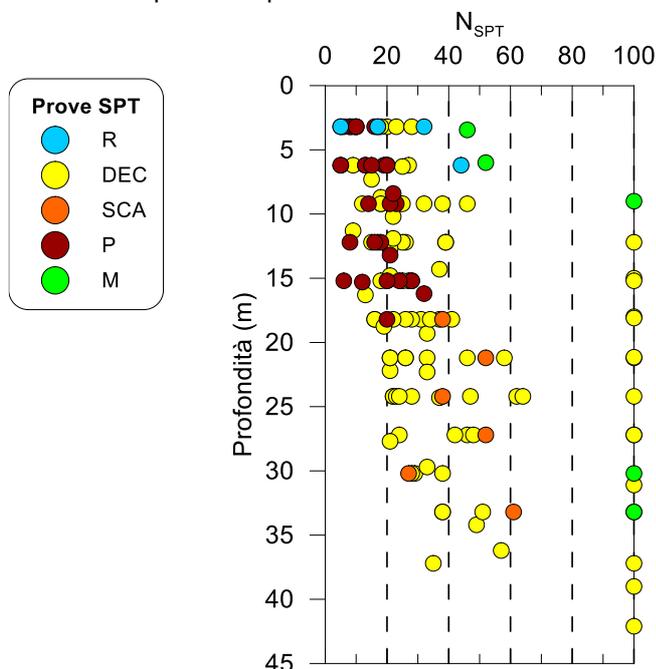


Figura 5 – Prove SPT

Oltre alle prove SPT sono state effettuate anche 4 prove penetrometriche dinamiche di tipo super pesante (DPSH), che non sono state considerate ai fini della caratterizzazione geotecnica dei materiali, in quanto questa tipologia di prove è indicata prevalentemente per valutare i contatti tra diverse unità geotecniche e solamente in mancanza di altri dati per determinare il valore dei parametri geotecnici. Per completezza i risultati delle prove sono stati comunque riportati (Figura 6), effettuando la conversione nel parametro NSPT attraverso la seguente relazione:

$$N_{SPT} = \beta \cdot N_{20} \text{ con } \beta=1.53$$

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

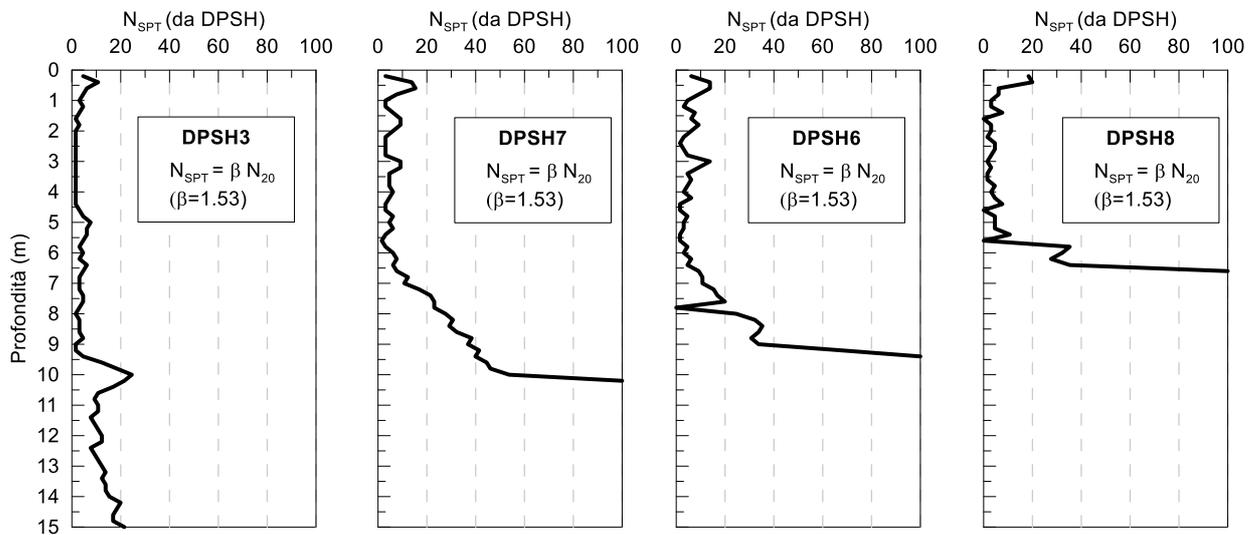


Figura 6 – Prove DPSH eseguite nella campagna di indagini del 2020

Nel seguito, per maggiore chiarezza, i risultati delle prove meccaniche saranno analizzati separatamente per le diverse unità che, considerati gli accorpamenti discussi, sono le seguenti:

- Unità DEC: materiale eterogeneo, prevalentemente sabbia con limo e ghiaia in percentuali molto variabili a seconda del campione; caratterizzato come terreno con risposta in condizioni drenate, in tensioni efficaci T.E.;
- Unità P: Prevalentemente sabbia limosa (terreno in condizioni drenate, T.E.);
- Unità SCA: Sabbia limosa o ghiaiosa a seconda del campione (terreno in condizioni drenate, T.E.);
- Unità R: Terreno di riporto e rilevato (terreno in condizioni drenate, in T.E.);
- Unità AR: Alluvioni attuali e recenti di natura essenzialmente ghiaiosa e sabbioso-limosa (terreno in condizioni drenate, in T.E.);
- Unità M: Marne ed argille; caratterizzato come terreno con risposta in condizioni non drenate (in tensioni totali);
- Unità CD: Calcari dolomitici; caratterizzati secondo gli approcci propri della meccanica delle rocce.

### 1.7.1 Unità DEC

L'unità DEC è costituita da detrito eluvio-colluviale di granulometria variabile, classificabile generalmente come sabbia limosa o sabbia ghiaiosa. Tutti i valori di  $N_{SPT}$  risultati dalle prove sono rappresentati in funzione della profondità di prova in Figura 7, insieme ai corrispondenti valori di Densità Relativa ( $D_R$ ) ottenuti dalla relazione di Yoshida et al (1988), valida per per sabbia 75% e ghiaia 25%:

$$D_R = 0.18 \cdot N_{SPT}^{0.57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{-0.14}$$

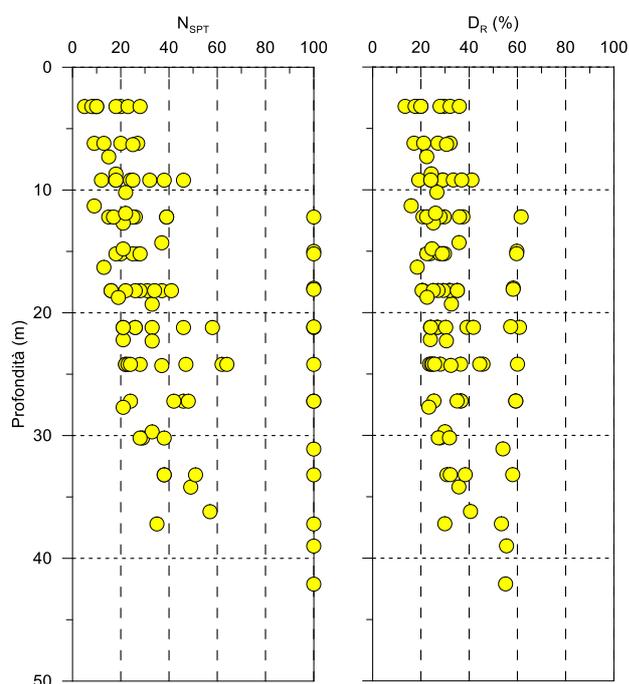


Figura 7 –  $N_{SPT}$  da prove SPT (a) e Densità Relativa calcolata con la correlazione di Yoshida et al. (1988) (b) in funzione della profondità

Trascurando le prove andate a rifiuto, si nota un andamento di  $N_{SPT}$  crescente con la profondità, con un valore rappresentativo di  $N_{SPT} = 25$ , a cui è associata una densità relativa  $D_R = 30\%$ , indice di un materiale sciolto.

Per una stima dell'angolo di attrito del materiale si è utilizzata la nota correlazione proposta da De Mello (1971). Dalla Figura 8 si può notare come la maggior parte dei valori risultano compresi nell'intervallo  $\varphi' = 30^\circ - 40^\circ$ . Limitatissimi valori ricadono al di sopra della curva relativa a  $\varphi' = 45^\circ$ , nessuno al di sotto di  $\varphi' = 30^\circ$ .

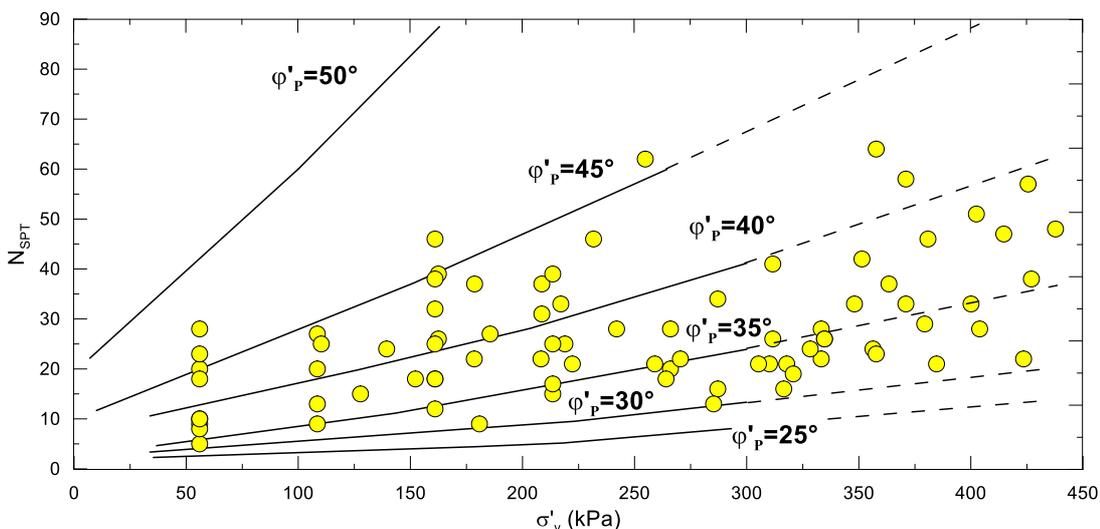


Figura 8 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971)

La rigidezza del materiale è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ) per sabbia e ghiaia normalmente consolidate (Figura 9).

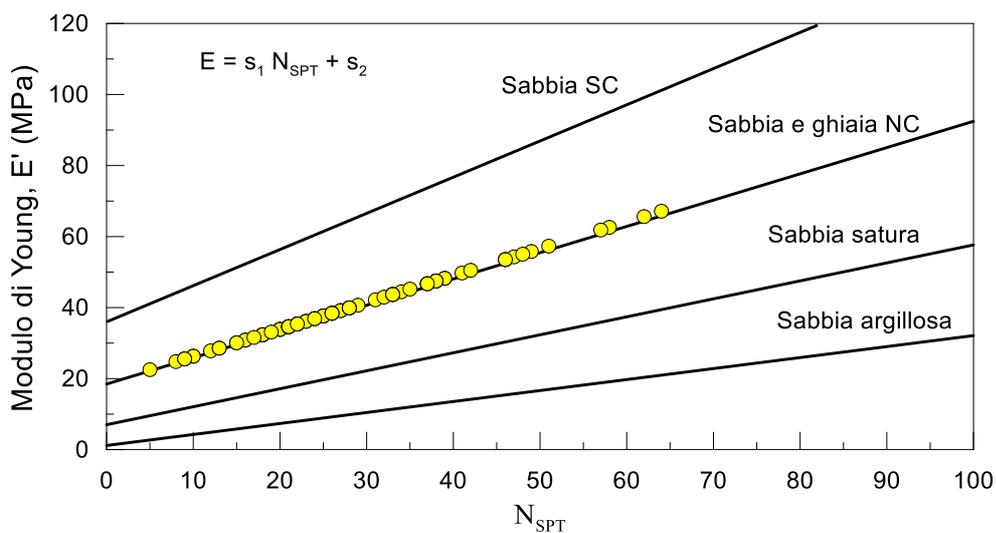


Figura 9 – Modulo di Young dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984)

I valori di  $E'$  ottenuti con la correlazione sono rappresentati in funzione della profondità di prova e messi a confronto con il profilo del modulo a piccole deformazioni ricavato dalle prove *down-hole* ( $E_0$ ) eseguita nel sondaggio SPD06-DH (Figura 10).

Dal confronto si nota che i valori del modulo di Young stimati con la correlazione di Denver (1984) sono compresi prevalentemente tra  $E_0/20$  ed  $E_0/10$ . Questo risultato appare ragionevole considerando l'influenza della non linearità sulla rigidità del terreno.

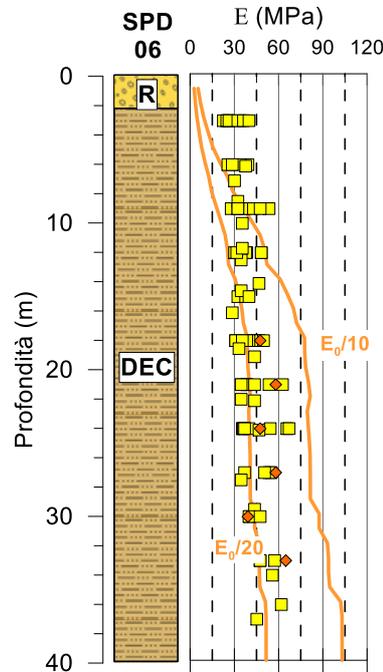


Figura 10 – Confronto tra il profilo del modulo di Young ricavato dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984) e il modulo a piccole deformazioni ottenuto dalla prova *down-hole* eseguita nel sondaggio SPD06-DH opportunamente scalato per tenere conto della non linearità

Oltre alle SPT sono state elaborate anche le prove di taglio diretto eseguite nelle due campagne di indagine, i cui risultati sul piano di Mohr sono riportati congiuntamente in Figura 11.

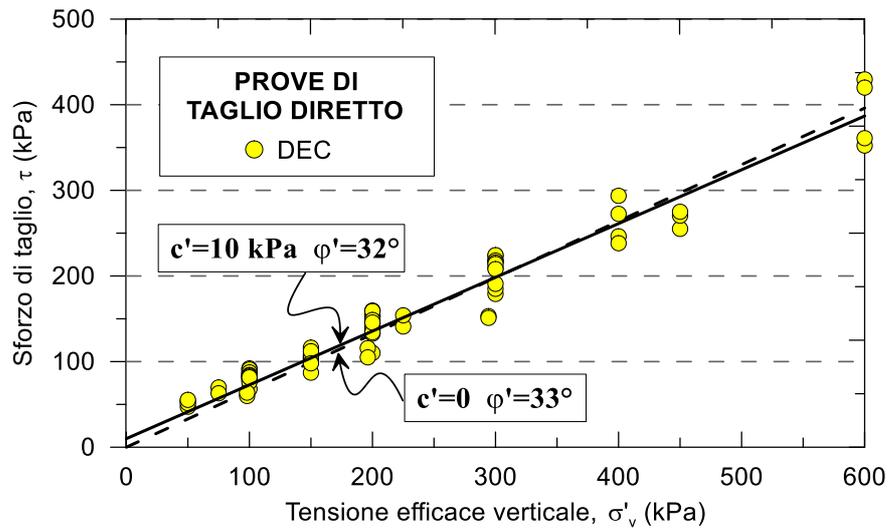


Figura 11 – Prove di taglio diretto

Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=10$  kPa,  $\phi'=32^\circ$ . Se si impone il passaggio della retta lineare per l'origine (annullamento della coesione), si ottiene  $\phi'=33^\circ$ .

Sui campioni costituiti da elevate percentuale di materiale fine sono state eseguite anche delle prove triassiali non consolidate non drenate (TXUU), da cui si è determinato il valore della resistenza non drenata ( $c_u$ ) e una prova triassiale consolidata non drenata con misura della pressione interstiziale (TXCIU) per la stima della resistenza in tensioni efficaci. Dalla TXUU i valori di  $c_u$  risultano prevalentemente compresi tra 75 e 150 kPa, a meno di un valore pari a 250 kPa; i valori sono riportati in Figura 12 in funzione della profondità di prelievo del campione.

La TXCIU invece ha fornito i seguenti parametri di resistenza in tensioni efficaci:  $c'=27$  kPa,  $\phi'=23^\circ$  (Figura 13).

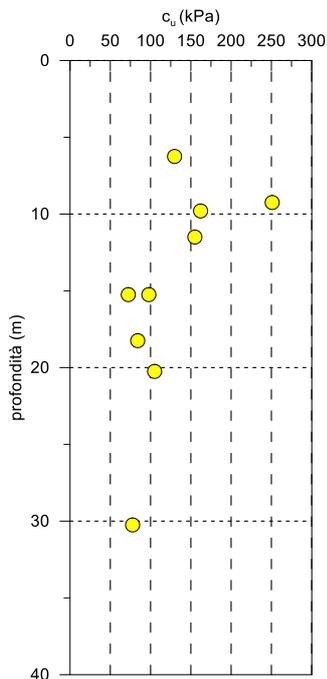


Figura 12 –  $c_u$  da prove triassiali non consolidate non drenate (TXUU) in funzione della profondità

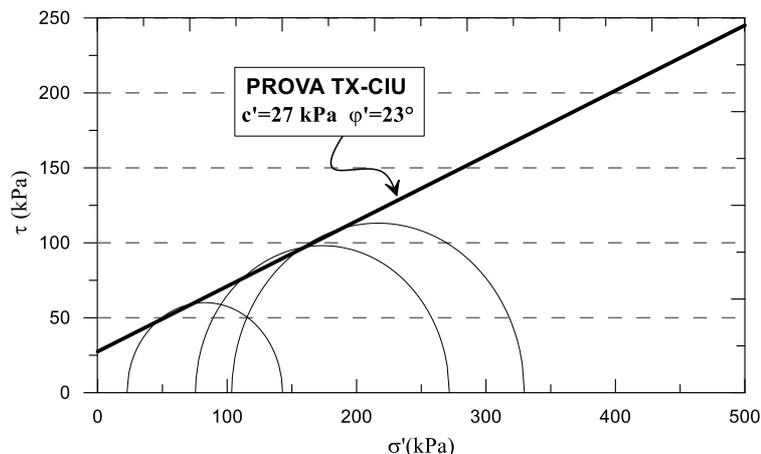


Figura 13 – Risultati della prova TXCIU

In conclusione, dai risultati delle prove SPT e delle prove di taglio, considerando per questa unità geotecnica un comportamento in condizioni drenate, si possono proporre i seguenti parametri di resistenza e rigidezza:

- Unità DEC:  $c' = 0-10 \text{ kPa}$   $\phi' = 32-35^\circ$   $E' = 30-40 \text{ MPa}$  per  $z = 0-20 \text{ m}$   
 $E' = 40-50 \text{ MPa}$  per  $z > 20 \text{ m}$

### 1.7.2 Unità SCA

Di questa unità sono stati prelevati 6 campioni rimaneggiati da un unico sondaggio (SPD22) sui quali sono state eseguite esclusivamente prove granulometriche. Dal punto di vista granulometrico il materiale risulta classificabile, a seconda del campione, come ghiaia con limo o limo sabbioso/ghiaioso. Nel foro di sondaggio in cui sono stati prelevati i campioni sono state effettuate anche 6 prove SPT, i cui risultati in termini di  $N_{SPT}$  sono rappresentati in funzione della profondità di prova in Figura 14. Nella stessa figura sono riportati anche i corrispondenti valori di Densità Relativa ( $D_R$ ) ottenuti dalla relazione di Yoshida et al. (1988), assunta in questo caso nella formulazione valida per tutti i terreni granulari:

$$D_R = 0.25 \cdot N_{SPT}^{0.46} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{-0.12}$$

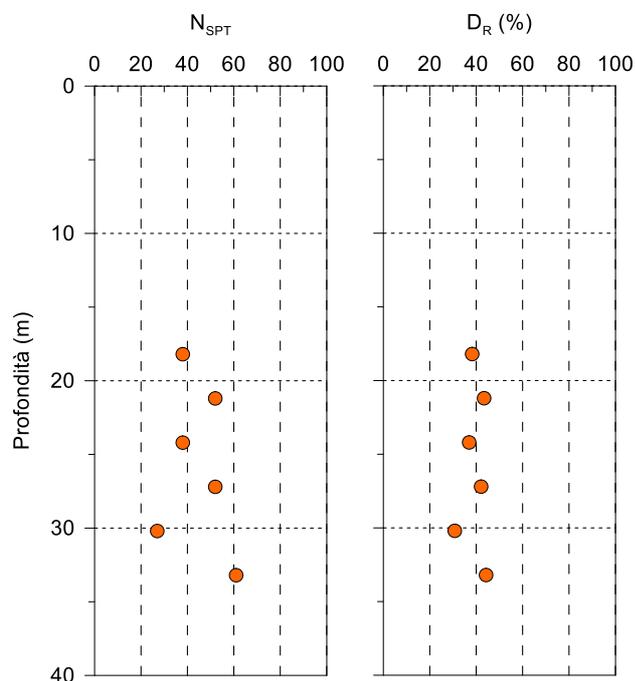


Figura 14 –  $N_{SPT}$  da prove SPT (a) e Densità Relativa calcolata con la correlazione di Yoshida et al. (1988) (b) in funzione della profondità

I valori di  $N_{SPT}$  risultano compresi tra 25 e 60 con un valore medio di 45 e la densità relativa ( $D_R$ ) è prossima al 40%, indice di uno stato di addensamento medio.

Utilizzando la correlazione di De Mello (1971), per la stima dell'angolo di attrito dai valori di  $N_{SPT}$ , si osserva che i valori rappresentati risultano compresi nell'intervallo  $\phi'=35-40^\circ$  (Figura 15). È opportuno precisare che sono stati rappresentati solamente 3 punti su 6 disponibili da altrettante prove SPT in quanto l'elevata profondità di prova e l'assenza della falda comportano tensioni geostatiche maggiori del valore limite di 450 kPa di validità della correlazione.

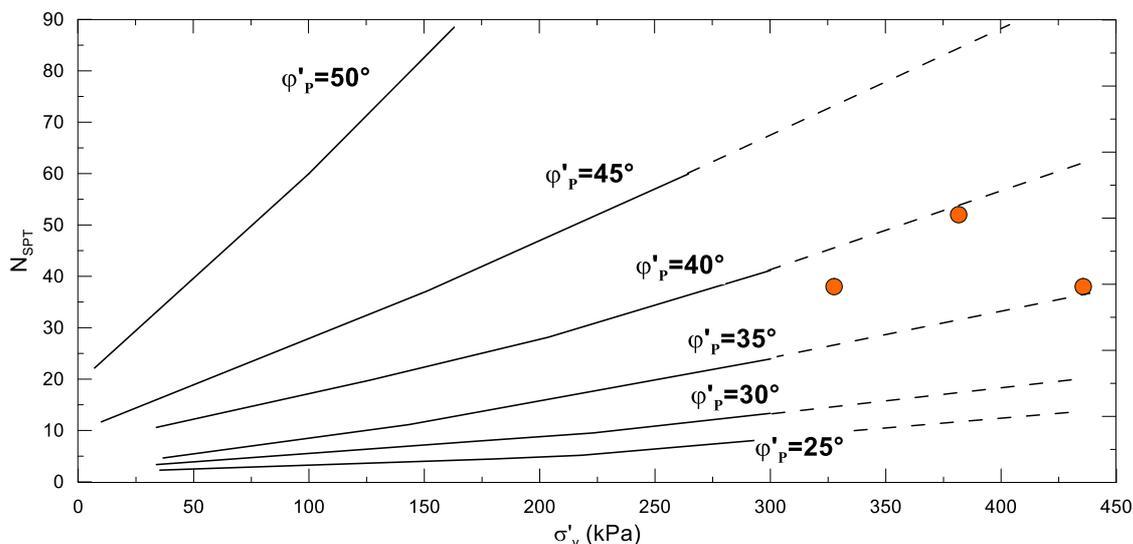


Figura 15 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971)

Anche in questo caso la rigidezza del materiale è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ) per sabbia e ghiaia normalmente consolidate. I valori di  $E'$  risultano compresi tra 40 e 65 MPa, con un valore medio  $E' = 52$  MPa circa. Una rappresentazione dei moduli in funzione della profondità è riportata nella Figura 16.

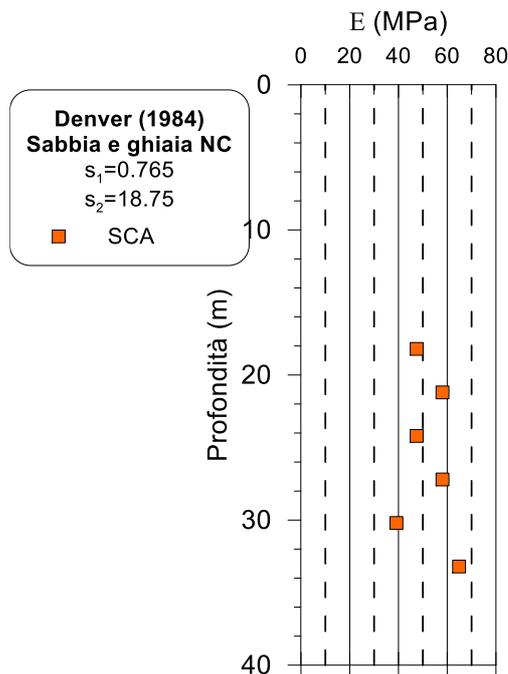


Figura 16 – Modulo di Young dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984) in funzione della profondità

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



Per questa unità geotecnica, visti i pochi dati a disposizione, si è deciso di riproporre gli stessi parametri di resistenza e rigidità dell'unità DEC descritta in precedenza, vista la similitudine in termini granulometrici e di stato di addensamento. Tali valori dei parametri di resistenza e di rigidità rappresentano scelte prudenziali rispetto al *range* indicato dai dati relativi al litotipo SCA.

- Unità SCA:  $c' = 0-10$  kPa       $\varphi' = 32-35^\circ$        $E' = 30-40$  MPa per  $z = 0-20$  m  
 $E' = 40-50$  MPa per  $z > 20$  m

### 1.7.3 Unità P

L'unità P dal punto di vista granulometrico è classificabile come una sabbia limosa. I valori di  $N_{SPT}$  sono rappresentati in funzione della profondità di prova in Figura 17, insieme ai corrispondenti valori di Densità Relativa ( $D_R$ ) ottenuti dalla relazione di Yoshida et al. (1988), assunta in questo caso nella formulazione per sabbia fine:

$$D_R = 0.22 \cdot N_{SPT}^{0.57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{-0.14}$$

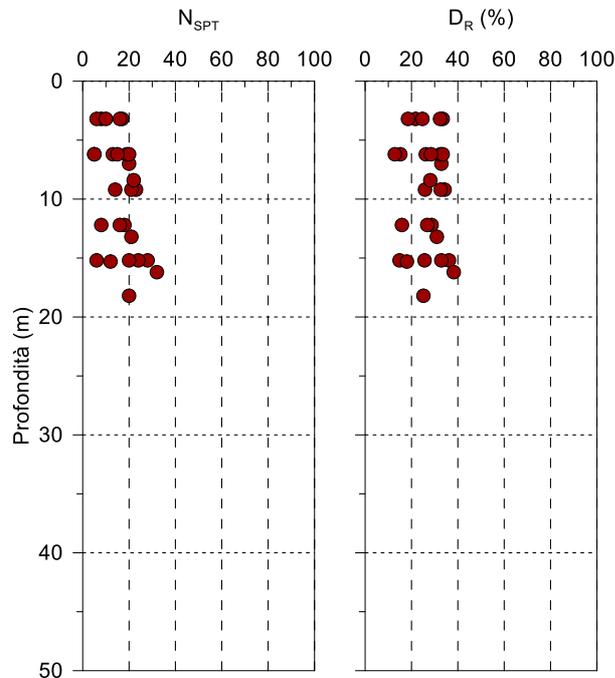


Figura 17 –  $N_{SPT}$  da prove SPT (a) e Densità Relativa calcolata con la correlazione di Yoshida et al. (1988) (b) in funzione della profondità

I valori di  $N_{SPT}$  risultano compresi nell'intervallo 5-30, con un valore medio pari a circa 17. Per quanto riguarda lo stato di addensamento, il materiale risulta sciolto, con un valore medio di  $D_R = 27\%$ . I valori dell'angolo di attrito del materiale, stimati con la correlazione di De Mello (1971) sono compresi prevalentemente tra  $30$  e  $40^\circ$ , e solo due punti al di sotto di  $30^\circ$  (Figura 18).

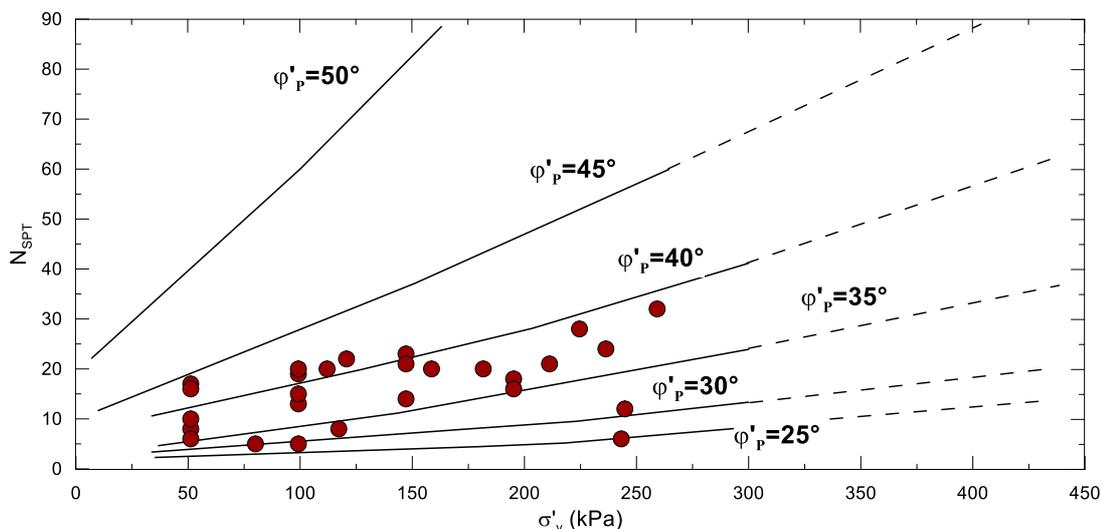


Figura 18 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971)

La rigidezza del materiale stimata con la correlazione di Denver (1984) per sabbia e ghiaia normalmente consolidate risulta compresa tra 20 e 40 MPa, con un valore medio  $E' = 31$  MPa circa (Figura 19). In Figura 20 i valori di  $E'$  sono rappresentati in funzione della profondità di esecuzione della prova, e sono messi a confronto con il profilo del modulo ricavato dalla prove down-hole SPD18 dopo opportuna riduzione di  $E_0$  per tenere conto della non linearità del terreno.

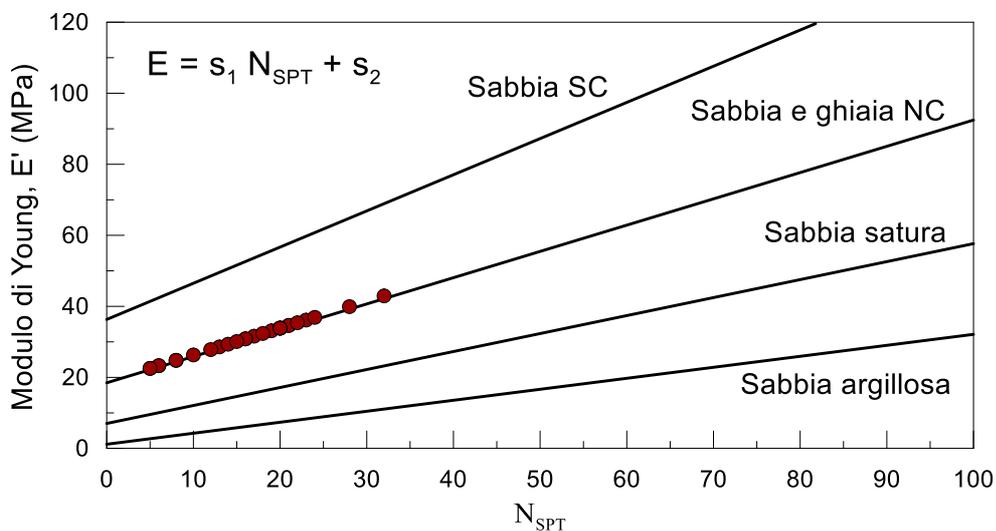


Figura 19 – Modulo di Young dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984)

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

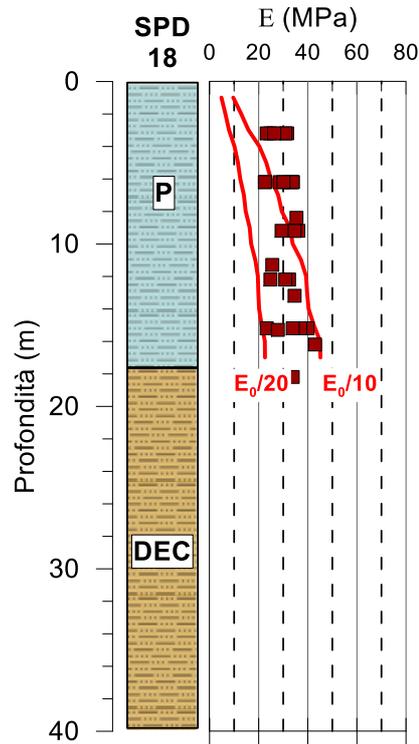


Figura 20 – Modulo di Young dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984) e dalla prova down-hole in funzione della profondità

Su 14 campioni indisturbati prelevati per questa unità geotecnica sono state eseguite altrettante prove di taglio diretto, i cui risultati rappresentati nel piano di Mohr sono riportati in Figura 21. I dati sperimentali interpretati congiuntamente con il criterio di Mohr-Coulomb restituiscono i seguenti valori dei parametri di resistenza:  $c'=0$  kPa,  $\varphi'=33^\circ$ .

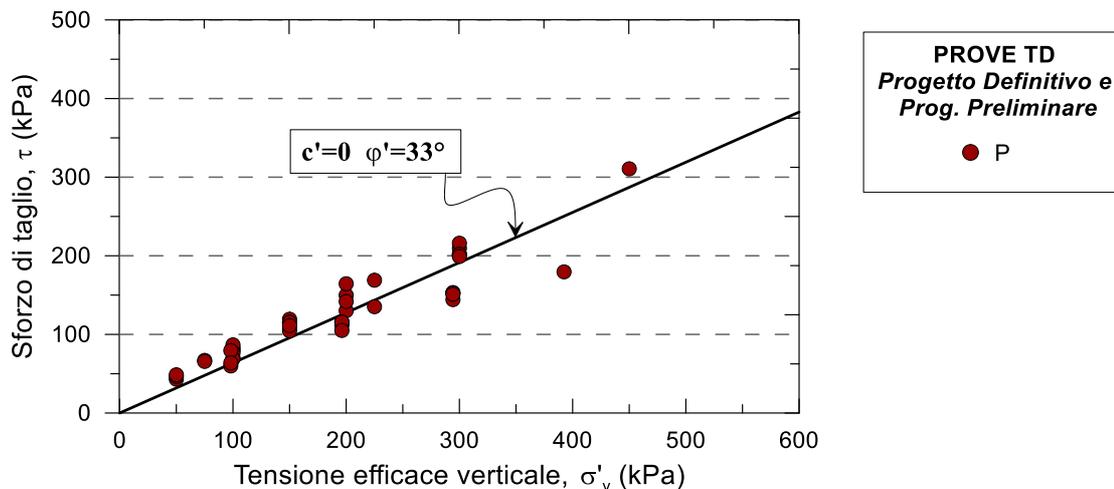


Figura 21 – Prove di taglio diretto (da Prog. Preliminare 2003 e Prog. Definitivo 2020)

Da 2 prove triassiali non consolidate non drenate (TXUU), eseguite su campioni ad abbondante frazione fine, è stato possibile ricavare il valore della resistenza non drenata ( $c_u$ ) pari a 45 e 109 kPa alla profondità di circa 9 m (Figura 22).

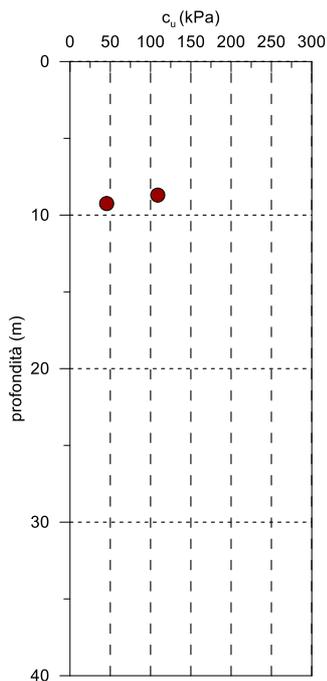


Figura 22 –  $c_u$  da prove triassiali non consolidate non drenate (TXUU) in funzione della profondità

In conclusione, considerando i risultati delle prove SPT e delle prove di taglio per questa unità geotecnica si possono proporre i seguenti parametri di resistenza e rigidità in condizioni drenate:

➤ Unità P:  $c' = 0-5 \text{ kPa}$   $\varphi' = 30-33^\circ$   $E' = 20-40 \text{ MPa}$

#### 1.7.4 Unità M

Nell'unità M sono state effettuate 5 prove SPT (3 durante la campagna indagini del 2003 e 2 durante quella del 2020) e dei test con il penetrometro tascabile (*Pocket Penetrometer Test*). Delle prove SPT 3 su 5 sono andate a rifiuto, mentre dalle restanti 2 si è ricavato un valore medio di  $N_{SPT} = 49$  (Figura 23). Il *Pocket Penetrometer* invece, ha misurato valori di resistenza fuori scala dello strumento ( $\sigma > 4.5 \text{ kg/cm}^2$ ).

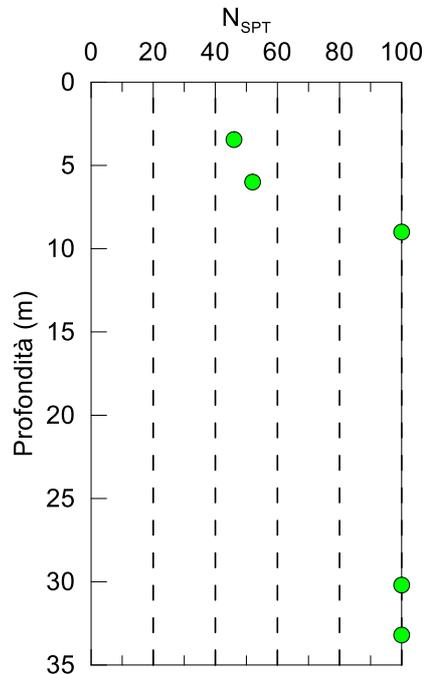


Figura 23 –  $N_{SPT}$  da prove SPT

Considerata la natura del materiale, di transizione tra una roccia tenera e un terreno molto rigido, si è deciso cautelativamente di effettuare una caratterizzazione in tensioni totali.

Si è stimato quindi il valore della resistenza non drenata del materiale ( $c_u$ ) considerando  $c_u = q_t / 2$ , dove per il deviatore ( $q_t$ ) si è considerato un valore compreso tra 500-600 kPa superiore al fuori scala del *Pocket Penetrometer*. Inoltre, nonostante la scarsa attendibilità, si è considerata la relazione di Stroud (1974), che lega  $N_{SPT}$  e  $c_u$ :

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT}$$

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

In cui si è assunto cautelativamente  $f_1=4.4$  kPa e  $N_{SPT}=50$ .

Quindi in termini di resistenza non drenata si può proporre il seguente intervallo di valori:  $c_u=220-300$  kPa. Per stimare la rigidezza del materiale data la scarsa disponibilità di prove statiche, si è preso in considerazione il modulo a piccole deformazioni ( $E_0$ ) calcolato sulla base dei risultati della prova *down-hole* eseguita nel sondaggio SPD04-DH. In particolare, l'intervallo  $E_0/20-E_0/10$ , già considerato per gli altri terreni, è stato considerato per stimare un campo di valori appropriato per la rigidezza operativa del materiale in campo statico (Figura 24). Dal grafico si osserva che il modulo di rigidezza  $E$  risulta compreso tra 150 e 250 MPa.

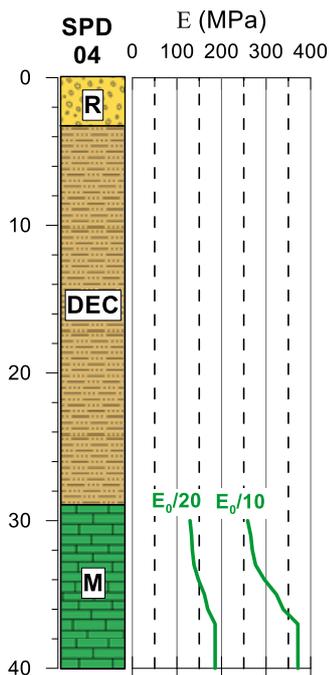


Figura 24 – Profili di  $E_0/20$  ed  $E_0/10$  riferiti all'unità M per la stima del modulo di rigidezza statico

Per l'unità in esame si possono proporre i seguenti parametri geotecnici:

- Unità M:  $c_u= 200-300$  kPa  $E=150-250$  MPa

### 1.7.5 Unità CD

La caratterizzazione delle Dolomie calcaree (CD) è stata effettuata secondo l'approccio della meccanica delle rocce, partendo quindi dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccioso intatto per poi passare alla scala dell'ammasso per stimare i "valori operativi" dei parametri geotecnici.

#### Caratterizzazione della roccia intatta

Sui campioni litoidi prelevati dai sondaggi sono state effettuate le seguenti prove meccaniche di laboratorio:

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

- a) N. 5 prove di compressione uniassiale;
- b) N. 3 determinazioni del modulo elastico (da prove uniassiali);
- c) N. 3 prove di carico puntuale "Point Load Test".

In Figura 25 sono riportati sottoforma di istogrammi di frequenza i risultati delle prove a compressione uniassiale, in termini di resistenza a compressione ( $\sigma_f$ ) e modulo elastico tangente al 50% del carico di rottura ( $E_t$ ), con i rispettivi valori medi.

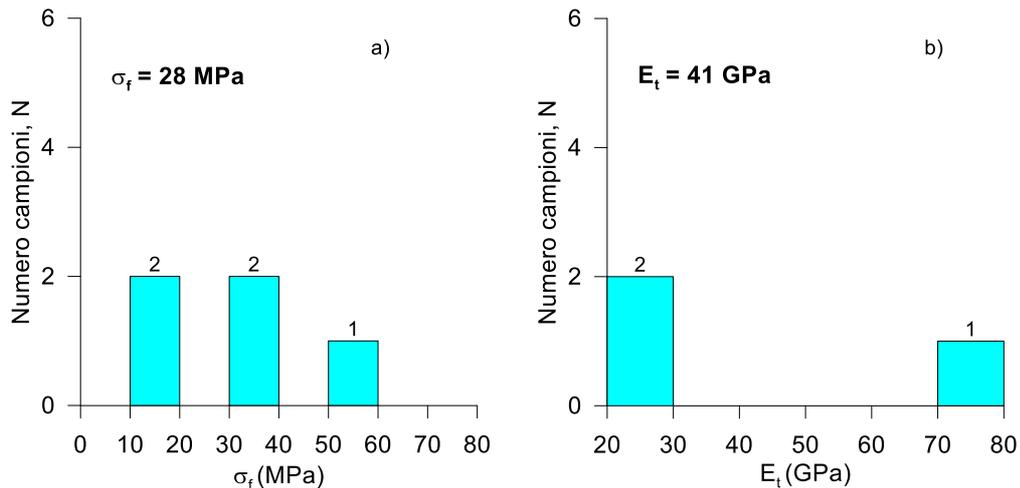


Figura 25 – Istogramma di frequenza della resistenza a compressione a) e del modulo di rigidezza tangente al 50% b) da prove di compressione uniassiale

Le prove hanno fornito valori della resistenza a compressione uniassiale variabili tra 11 e 53 MPa, con un valore medio pari a  $\sigma_f = 28$  MPa, mentre il modulo tangente è risultato in due prove compreso tra 20 e 30 GPa e in una prova superiore a 70 GPa, per un valore medio di  $E_t = 41$  GPa.

Secondo la classificazione proposta da Deere & Miller (1966) la roccia è caratterizzata da un alto rapporto di modulo ( $MR > 500$ , Tabella 6). Infatti, il rapporto tra il modulo di Young tangente  $E_t$  e la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_f$  risulta, in media, pari a 750. Il confronto tra i valori di rigidezza e resistenza determinati dalle prove e la classificazione per rocce sedimentarie proposta da Deere & Miller (1966) è presentata in forma grafica in Figura 26.

Tabella 6 – Classificazione del materiale roccioso in base al rapporto di modulo MR (Deere & Miller, 1966)

Classe	Descrizione	MR
H	Alto rapporto di modulo	> 500
M	Medio rapporto di modulo	200 – 500
L	Basso rapporto di modulo	< 200

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

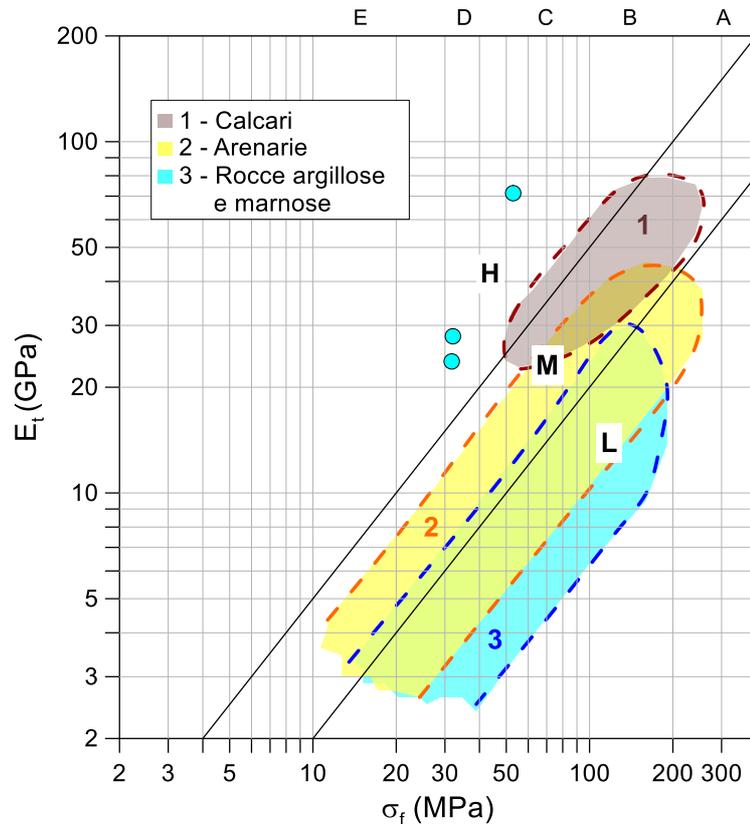


Figura 26 – Confronto tra i valori misurati di rigidezza e resistenza (punti) e la classificazione proposta da Deere & Miller (1966) per rocce sedimentarie

Dalle prove di carico puntuale (Point Load) si è ricavato l'indice di resistenza  $I_{S,50}$  da cui, attraverso le seguenti relazioni lineari suggerite dall'ISRM (1985), sono state stimate la resistenza a compressione monoassiale ( $\sigma_f$ ) e la resistenza a trazione ( $\sigma_t$ ) del materiale:

$$\sigma_t = 0.8 \cdot I_{S,50}$$

$$\sigma_f = 20 \cdot I_{S,50}$$

I valori di  $I_{S,50}$  ottenuti dalle prove e quelli di  $\sigma_f$  e  $\sigma_t$  stimati con le relazioni precedenti sono riportati in Figura 27.

La resistenza a trazione  $\sigma_t$  risulta compresa tra 1 e 3 MPa (valore medio 2.1 MPa), mentre la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_f$  è in media pari a 52.8 MPa, con valori compresi tra 40 e 70 MPa.

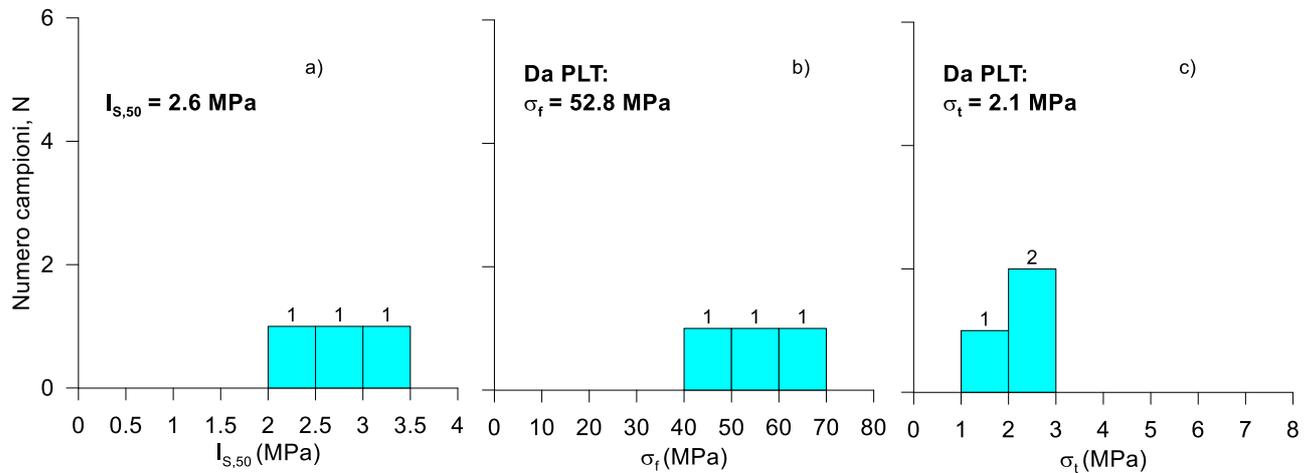


Figura 27 – Istogramma dell'indice  $I_{s,50}$  da Point Load Test e stima dei valori di resistenza a compressione e trazione del materiale roccioso

Una sintesi dei risultati delle prove meccaniche eseguite sul materiale roccioso è riportata in Tabella 7. Il valore medio della resistenza a compressione monoassiale, considerando sia i valori ottenuti dalle prove di compressione che quelli ricavati dalle correlazioni con l'indice  $I_{s,50}$ , risulta pari a  $\sigma_f = 37.4$  MPa. In Tabella, oltre ai valori di resistenza e rigidità del materiale (modulo tangente  $E_t$ ), sono riportati anche i valori del coefficiente di Poisson ( $\nu$ ) derivanti da tre determinazioni che hanno fornito un valore medio pari a 0.3

Tabella 7 – Risultati delle prove eseguite sui campioni di roccia

PROVA	$I_{s,50}$	$\sigma_f$	$\sigma_t$	$E_t$	$\nu$
	(MPa)	(Mpa)	(Mpa)	(Gpa)	(-)
Compr. UX	-	11.3	-	-	-
Compr. UX	-	12.5	-	-	-
Compr. UX	-	32.06	-	27.92	0.33
Compr. UX	-	31.75	-	23.67	0.44
Compr. UX	-	52.96	-	71.37	0.25
PLT	2.01	40.2	1.6	-	-
PLT	2.72	54.4	2.2	-	-
PLT	3.2	64	2.6	-	-
<b>MEDIA</b>		<b>37.4</b>	<b>2.1</b>	<b>41.0</b>	<b>0.3</b>

I valori di resistenza a rottura, a compressione monoassiale e a trazione, sono stati riportati nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1 - \sigma_3$  in Figura 28. Un criterio di resistenza di Hoek-Brown che rappresenta in maniera soddisfacente queste condizioni è il seguente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad \text{con } \sigma_{ci} = 37 \text{ MPa e } m_i = 8.$$

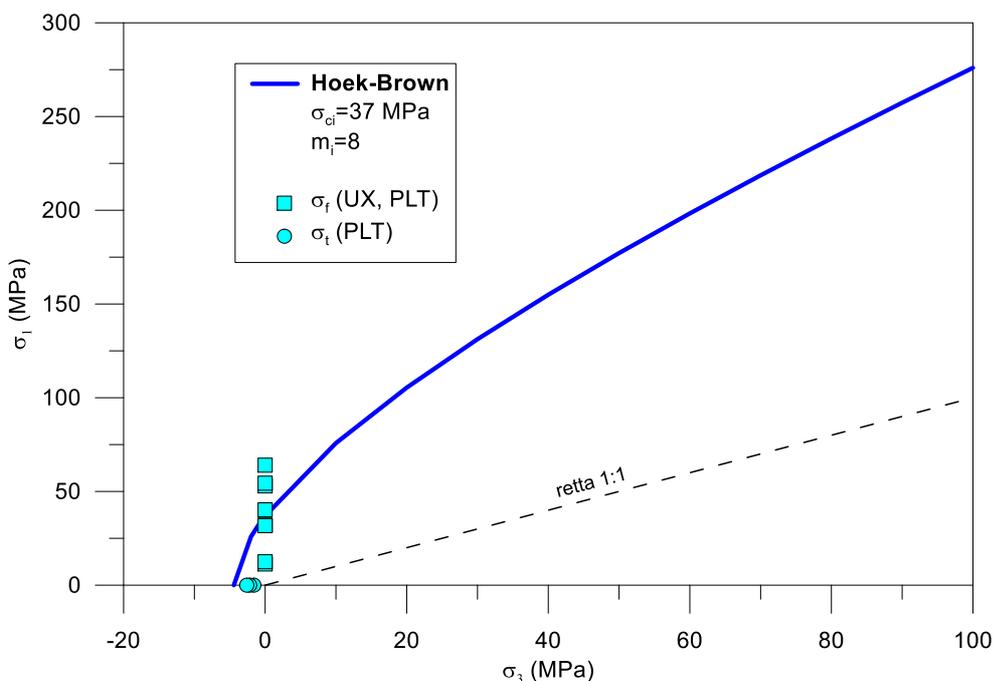


Figura 28 – Criterio di resistenza di Hoek-Brown del materiale roccioso intatto nel piano delle tensioni principali

La resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso  $\sigma_{ci}$  è stata posta pari al valore medio delle determinazioni sperimentali (37 MPa).

Per il parametro  $m_i$ , non essendo disponibili dati sperimentali da prove triassiali, si è assunto un valore di letteratura tipico per il materiale in esame (“calcari” in Tabella 8).

Tabella 8 – Valori tipici e campo di variazione dei parametri di resistenza del criterio di Hoek-Brown per vari tipi di rocce (Hoek & Brown, 1980)

	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$
Marne – Siltiti	10÷60	10 (7÷11)
Arenarie	40÷200	14 (7÷22)
Calcari	50÷200	8 (5.5÷14)
Graniti – Granodioriti	100÷300	28 (26÷32)

Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Per stimare la resistenza dell'ammasso roccioso si è applicato il metodo introdotto da Hoek et al. (2002), che utilizza l'indice di qualità GSI (*Geological Strength Index*) per convertire il criterio del materiale intatto in un criterio valido per l'ammasso roccioso. Come mostrato in precedenza, i parametri scelti per il criterio di Hoek-Brown del materiale roccioso intatto sono:  $\sigma_{ci} = 37$  MPa e  $m_i = 8$ .

Il criterio di resistenza dell'ammasso roccioso ha una formulazione analoga a quella proposta per il materiale roccioso:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

essendo D un fattore che quantifica il disturbo dell'ammasso roccioso indotto da scavo e scarico tensionale.

Le caratteristiche di qualità dell'ammasso roccioso sono state valutate dai risultati dei rilievi geomeccanici [Rif(1)] eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie (pk= 2+860÷3+090), dai quali risultano un valore minimo di GSI=40 e un valore medio di GSI=55 (Figura 29).

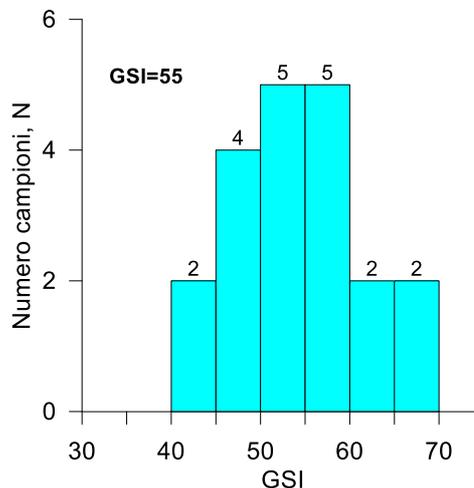


Figura 29 – Istogramma di frequenza dell'indice GSI da rilievi geomeccanici (stazioni ST03-ST22)

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**PROMETEO**  
 Ingegneria e Progettazione

**INTEGRA**



**IDROESSE**  
 ENGINEERING

Nel seguito l'ammasso è stato caratterizzato assumendo il valore minimo dell'indice  $GSI=40$  e facendo due ipotesi sul fattore di disturbo:  $D=0$  (disturbo minimo dovuto allo scavo meccanizzato o con esplosioni controllate e  $D=0.5$  (valore cautelativo per considerare presenza di disturbo indotto dallo scavo).

➤ Caso 1:  $GSI=40$ ,  $D=0$ :

I parametri del criterio risultano essere i seguenti:

$\sigma_{ci} = 37$  MPa;  $m_b = 0.939$ ;  $GSI=40$ ;  $D=0$ ;  $a=0.511$ ;  $s=0.0013$ .

Il criterio è rappresentato nel piano delle tensioni principali in Figura 30, in cui è stata aggiunta anche la sua linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb. L'intervallo in cui è stato linearizzato il criterio curvilineo di Hoek-Brown è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a cui ci si aspetta sia sottoposta la roccia interessata dalle operazioni di scavo; l'intervallo scelto è compreso tra  $\sigma_{3,min} = \sigma_t = -0.03$  MPa e  $\sigma_{3,max} = 0.5$  MPa.

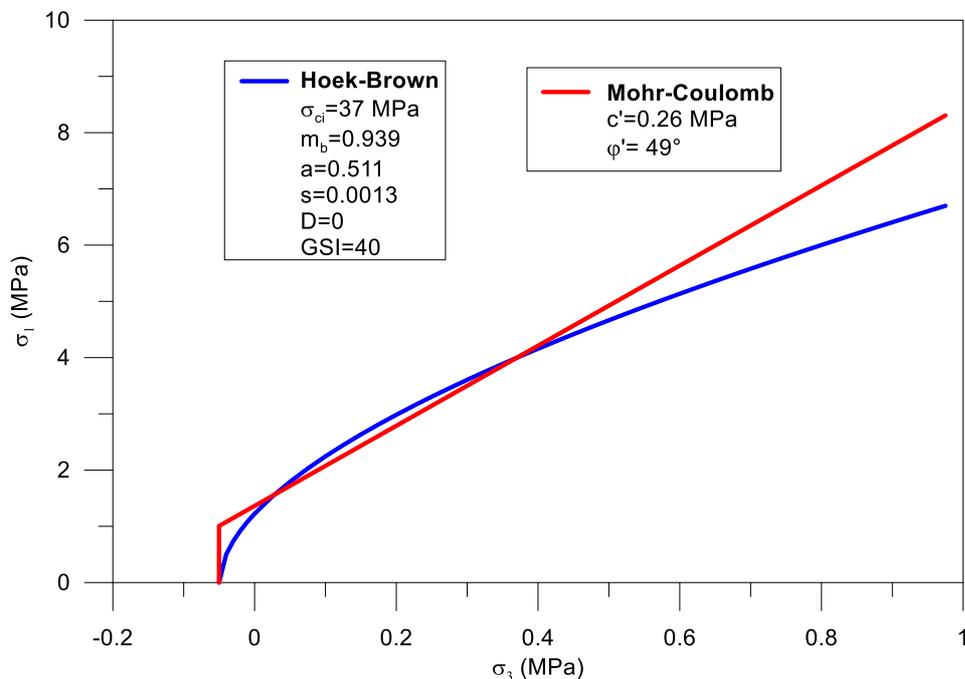


Figura 30 – Criterio di resistenza dell'ammasso roccioso ricavato con il metodo di Hoek et al. (2002) e linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb nell'intervallo di tensione di confinamento  $-0.03 \div 0.5$  MPa

I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:  $c' = 0.26$  MPa e  $\phi' = 49^\circ$ .

Il modulo di rigidezza dell'ammasso  $E_m$  è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta  $E_i$ , del  $GSI$  e del fattore di disturbo  $D$  dell'ammasso roccioso:

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

$$E_{rm}(MPa) = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Utilizzando il valore medio del modulo elastico della roccia intatta  $E_i=41000$  MPa determinato sperimentalmente e assumendo il valore minimo  $GSI=40$  e un fattore di disturbo nullo  $D=0$ , risulta  $E_{rm}=6545$  MPa.

Il valore ottenuto è stato confrontato con il modulo elastico ottenuto dalla prova *down-hole* effettuata nel foro di sondaggio SPD08-DH (Figura 31). Si può notare che  $E_{rm}$  risulta compreso tra il modulo a basse deformazioni  $E_0$  ed il valore ottenuto operando una riduzione del 50% ( $E_0/2$ ). Questo comportamento è congruente con la maggiore rigidità del materiale roccioso rispetto alle terre che causa una minore non linearità nel comportamento meccanico del materiale.

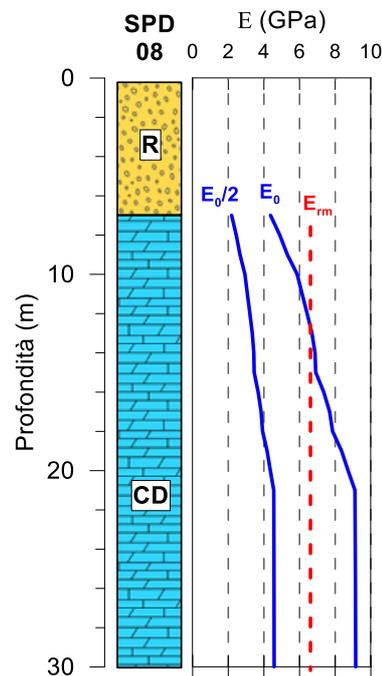


Figura 31 – Confronto tra il valore del modulo di rigidità dell'ammasso roccioso ( $E_{rm}$ ) ricavato con la relazione di Hoek & Diederichs (2006) e il modulo a piccole deformazioni ( $E_0$ ) da prova *down-hole* eseguita in SPD08-DH

➤ Caso 2:  $GSI=40$ ,  $D=0.5$

I parametri del criterio risultano essere i seguenti:

$\sigma_{ci}= 37$  MPa;  $m_b= 0.459$ ;  $GSI=40$ ;  $D=0.5$ ;  $a=0.511$ ;  $s=0.0003$ .

Il criterio di resistenza dell'ammasso nel piano delle tensioni principali e la sua linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb nell'intervallo compreso tra  $\sigma_{3,min}=\sigma_t = -0.03$  MPa e  $\sigma_{3,max}= 0.5$  MPa sono riportati in Figura 32.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

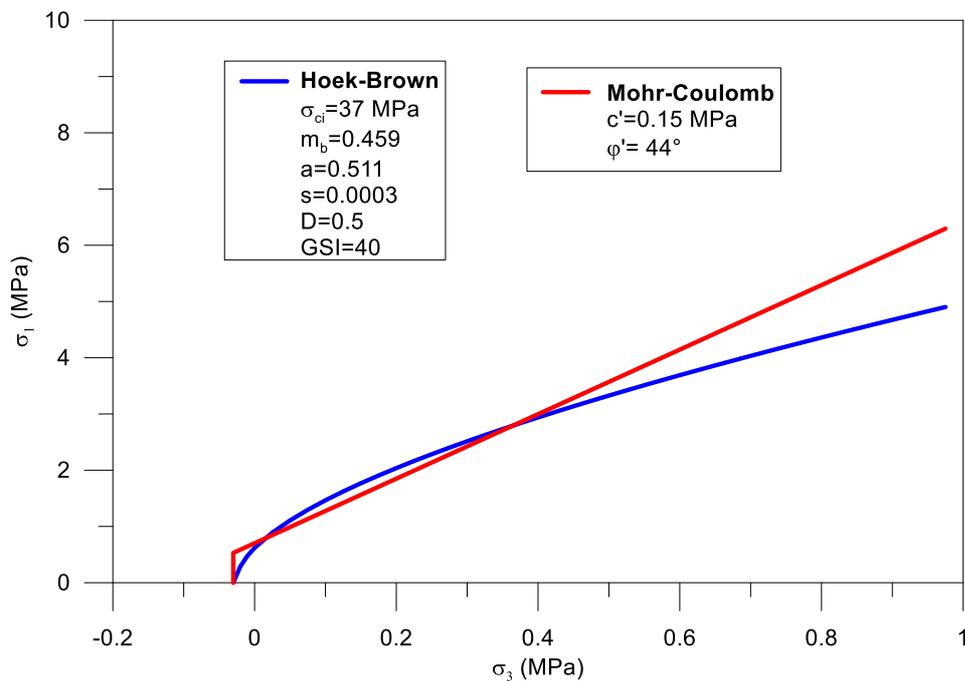


Figura 32 – Criterio di resistenza dell'ammasso roccioso ricavato con il metodo di Hoek et al. (2002) e linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb nell'intervallo di tensione di confinamento -0.03÷0.5 MPa

I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:  $c' = 0.15$  MPa e  $\phi' = 44^\circ$ .

Per quanto riguarda il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso, utilizzando  $E_i = 41000$  MPa per la roccia intatta e assumendo  $GSI = 40$  e  $D = 0.5$ , la relazione di Hoek & Diederichs (2006) fornisce  $E_{rm} = 3152$  MPa.

La caratterizzazione dell'unità CD si chiude con alcune considerazioni sulle caratteristiche geometriche delle famiglie di discontinuità che interessano l'ammasso roccioso.

Sulla base dei dati disponibili dai rilievi geomeccanici effettuati sull'affioramento adiacente alle gallerie, sono state individuate le principali famiglie di discontinuità in base alla inclinazione ( $\alpha$ ) e immersione ( $\psi$ ). Le discontinuità individuate sui 20 stendimenti (ST03-ST22) sono state suddivise in 5 famiglie (F1, F2, F3, F4, S), di cui S associata ai giunti di stratificazione. In Tabella 9 sono elencate le giaciture di tutte le discontinuità suddivise in base alla famiglia di appartenenza individuata e le giaciture medie di ogni famiglia. Le ciclografie medie delle famiglie di discontinuità sono infine rappresentate in Figura 33 sul reticolo stereografico.

Tabella 9 – Giaciture misurate negli stendimenti ST03-ST22 per le 4 famiglie di discontinuità individuate nell'ammasso roccioso CD

Famiglia (F1)		Famiglia (F2)		Famiglia (F3)		Famiglia (F4)		Giunti di stratificazione (S)	
$\psi$	$\alpha$	$\psi$	$\alpha$	$\psi$	$\alpha$	$\psi$	$\alpha$	$\psi$	$\alpha$
(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)
240	58	147	71	323	71	29	51	358	15
230	71	137	80	259	82	51	71	349	21
219	67	144	67	328	80	61	67	334	19
216	99	124	74	296	84	52	66	308	11
205	65	137	77	302	81	48	76	300	19
229	70	143	75	331	90	62	83	15	17
244	77	139	63	295	74	91	59	9	14
222	70	118	70			39	86	12	14
275	80	153	78	<b>MEDIA</b>	<b>MEDIA</b>	64	81	19	9
262	64	154	80	<b>304</b>	<b>80</b>	51	72	20	29
239	69	186	84			50	77	20	21
242	78	105	77			29	72	12	23
198	62	165	75			31	85	51	12
278	70							24	14
199	64	<b>MEDIA</b>	<b>MEDIA</b>			<b>MEDIA</b>	<b>MEDIA</b>	88	17
284	78	<b>144</b>	<b>75</b>			<b>51</b>	<b>73</b>	67	21
<b>MEDIA</b>	<b>MEDIA</b>							<b>MEDIA</b>	<b>MEDIA</b>
<b>235</b>	<b>71</b>							<b>357</b>	<b>18</b>

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



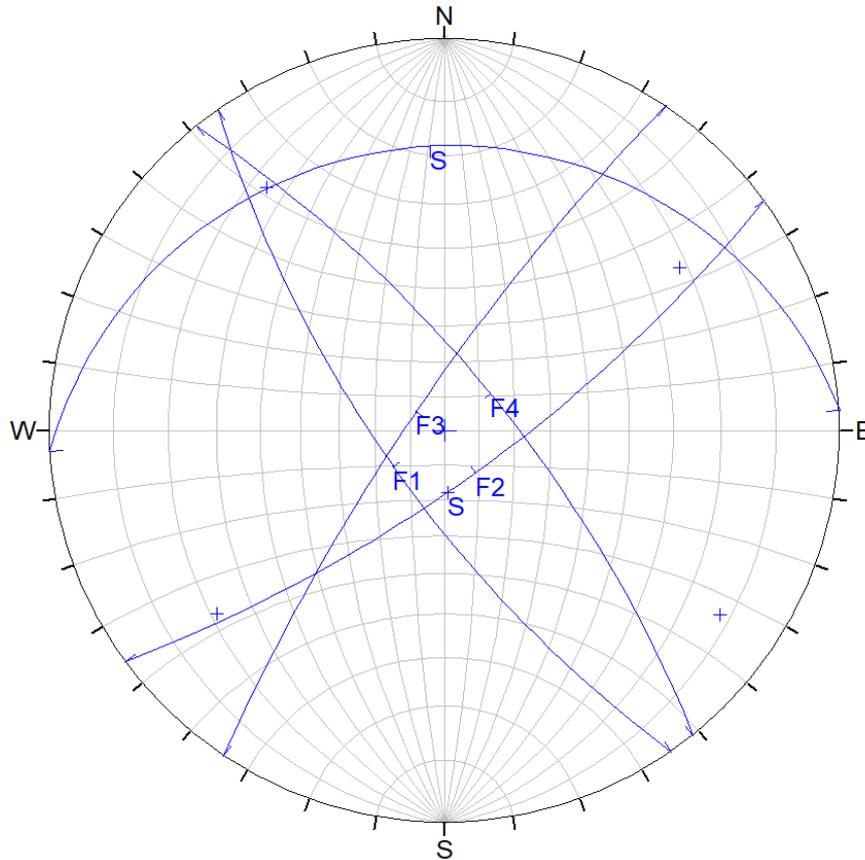


Figura 32 – Ciclografie medie delle famiglie di discontinuità che interessano l'unità CD (stendimenti ST03-ST22)

### 1.7.6 Unità CM

Per la caratterizzazione dei Calcari marnosi (CM) si è seguita la stessa procedura utilizzata nel paragrafo precedente per l'unità CD, anche se in questo caso non si dispone di prove di laboratorio sul materiale intatto. Gli unici dati a disposizione per questa formazione sono relativi ai rilievi geomeccanici effettuati su 2 stendimenti in corrispondenza dell'affioramento alla progressiva pk= 2+600 (ST01 e ST02).

#### Caratterizzazione della roccia intatta

Non avendo a disposizione dati su resistenza e deformabilità del materiale roccioso alla scala di laboratorio sono stati assunti per i parametri fisici e meccanici valori tipici da letteratura. In particolare, i parametri di resistenza del criterio di Hoek-Brown per il materiale intatto ( $\sigma_{ci}$  e  $m_i$ ) sono stati stimati considerando valori prudenziali,  $\sigma_{ci}=15$  MPa e  $m_i=7$ , all'interno dell'intervallo di valori proposti da Hoek & Brown (1980) per i materiali marnosi (Tabella 10).

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



Tabella 10 – Valori tipici e campo di variazione dei parametri di resistenza del criterio di Hoek-Brown del materiale intatto per vari tipi di rocce (Hoek & Brown, 1980)

	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$
Marne – Siltiti	10÷60	10 (7÷11)
Arenarie	40÷200	14 (7÷22)
Calcari	50÷200	8 (5.5÷14)
Graniti – Granodioriti	100÷300	28 (26÷32)

Per la stima del modulo elastico (E) del materiale intatto si è utilizzata la classificazione di Deere & Miller (1966). Considerando il campo di valori delle rocce argillose e marnose (campo 3 in Figura 33) e un valore di  $\sigma_f = 15$  MPa, si è stimato un modulo elastico tangente pari a  $E_t = 3$  GPa.

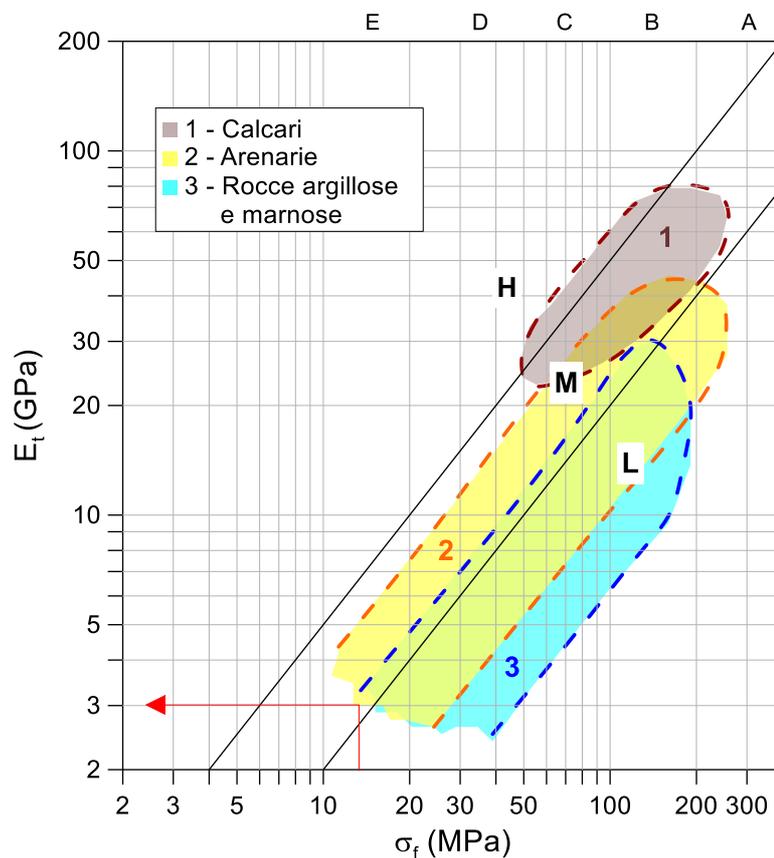


Figura 33 – Stima del modulo elastico tangente a partire dal valore di resistenza a compressione uniaxiale con la classificazione proposta da Deere & Miller (1966) per le rocce sedimentarie

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

Il criterio di resistenza di Hoek-Brown del materiale roccioso intatto è riportato in Figura 34.

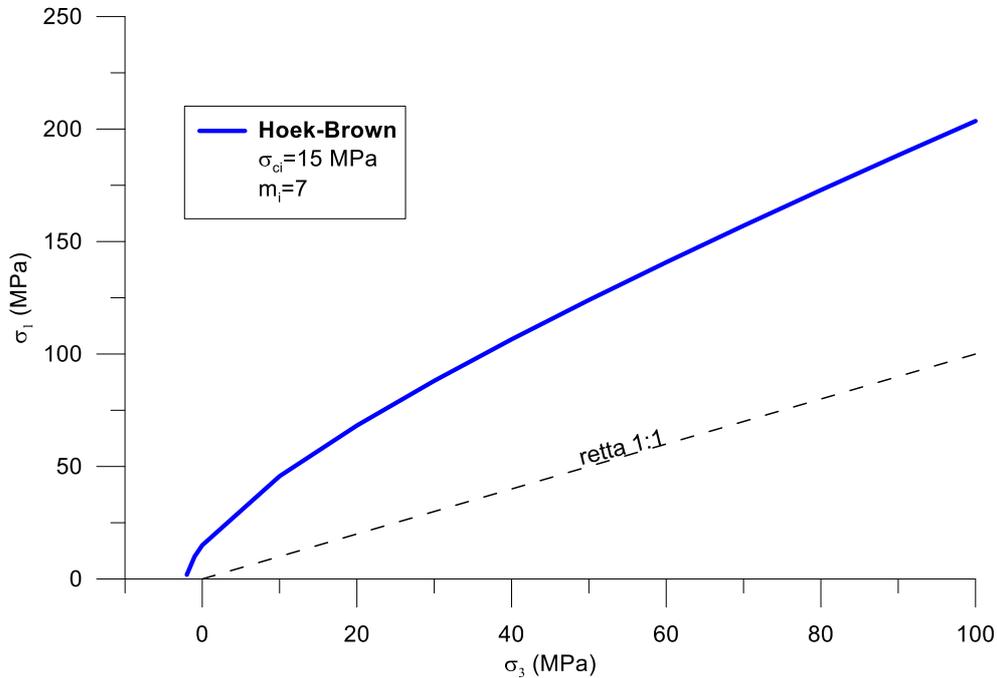


Figura 34 – Criterio di resistenza di Hoek-Brown del materiale roccioso intatto

Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Dai due stendimenti effettuati sull'affioramento [Rif(1)] sono risultati i valori degli indici RQD e GSI riportati in Tabella 11.

Tabella 11 – Valori di RQD e GSI da rilievi geomeccanici per l'unità CM

Stendimenti	Progressiva (km)	RQD (%)	GSI (-)
ST01	2+800	94.2	57
ST02	2+800	68.5	38

Il criterio di Hoek-Brown dell'ammasso roccioso è stato ricavato analogamente al paragrafo precedente attraverso il metodo di Hoek et al. (2002). Per il fattore di disturbo si è scelto un valore  $D=0.5$ , in quanto la formazione in esame è interessata da operazioni di scavo per le trincee stradali; mentre per l'indice GSI si è assunto cautelativamente il valore minimo. I parametri  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$  sono quelli stimati nella sezione relativa al materiale roccioso intatto.

Quindi, i parametri del criterio risultano essere i seguenti:

$\sigma_{ci} = 15 \text{ MPa}; \quad m_b = 0.366; \quad GSI = 38; \quad D = 0.5; \quad a = 0.513; \quad s = 0.0003.$

Il criterio è stato rappresentato nel piano delle tensioni principali in Figura 35, in cui è stata aggiunta anche la sua linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb. L'intervallo in cui è stato linearizzato il criterio curvilineo di Hoek-Brown è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a cui ci si aspetta sia sottoposta la roccia interessata dalle operazioni di scavo; l'intervallo scelto è compreso tra  $\sigma_{3,\min} = \sigma_t = -0.01$  MPa e  $\sigma_{3,\max} = 0.1$  MPa.

I parametri di resistenza di Mohr-Coulomb dell'ammasso roccioso CM ottenuti con la linearizzazione sono i seguenti:  $c' = 50$  kPa,  $\varphi' = 45^\circ$ .

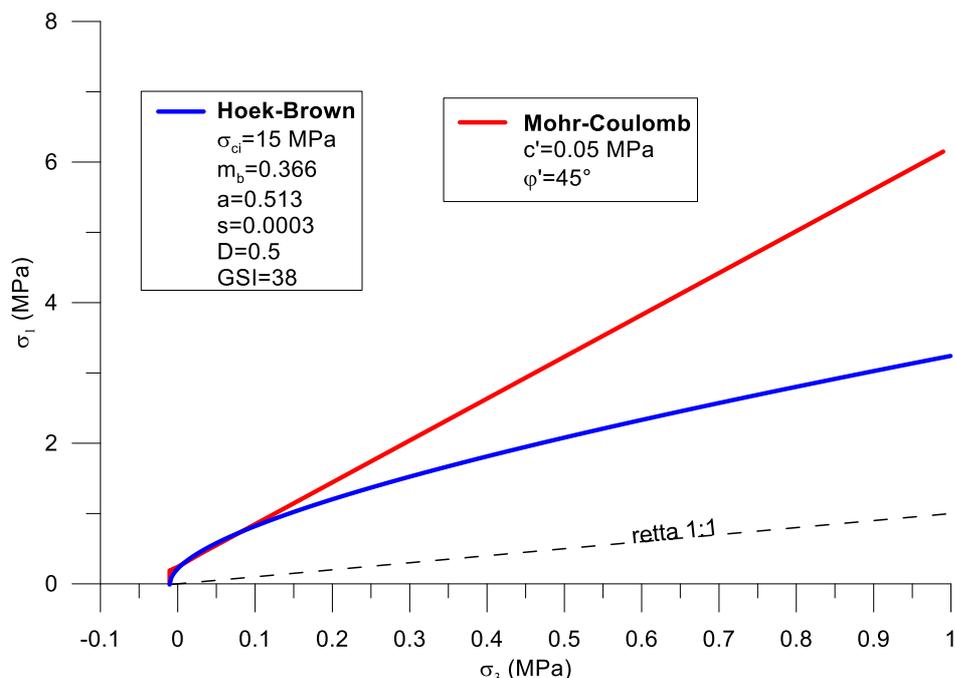


Figura 35 – Criterio di resistenza dell'ammasso roccioso ricavato con il metodo di Hoek et al. (2002) e linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb nell'intervallo di tensione di confinamento  $-0.01 \div 0.11$  MPa

Il modulo di rigidezza dell'ammasso  $E_{rm}$  è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta  $E_i$ , del GSI e del fattore di disturbo  $D$  dell'ammasso roccioso:

$$E_{rm}(MPa) = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Utilizzando il valore medio del modulo elastico della roccia intatta  $E_i = 3000$  MPa e assumendo il valore minimo  $GSI = 38$  e un fattore di disturbo  $D = 0.5$ , risulta  $E_{rm} = 204$  MPa.

### 1.7.7 Unità R, Unità AR

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



PROGER

PROGIN



PROMETEO

INTEGRA



IDROESSE  
ENGINEERING

Per quanto riguarda il terreno di riporto (R) e le alluvioni (AR) vista rispettivamente la scarsa numerosità o l'assenza di determinazioni, si è deciso di assumere valori prudenziali dei parametri fisici e meccanici sulla base della natura geologica e granulometrica. In particolare, sono stati assunti i limiti inferiori degli intervalli di resistenza e rigidezza associati al litotipo P:

➤ Unità R-AR:  $c' = 0$  kPa  $\varphi' = 30^\circ$   $E' = 20$  MPa

## 1.8 Proprietà dinamiche

Dal punto di vista della caratterizzazione dinamica l'area in esame è stata investigata attraverso l'esecuzione di 7 prove geofisiche in foro di tipo *down-hole*, 3 stese sismiche a rifrazione e 2 prove tomografiche elettriche ERT.

Ai fini della definizione delle categorie di sottosuolo è di particolare importanza la velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ), che controlla l'entità dei fenomeni di amplificazione sismica locale. La determinazione di tale parametro risulta particolarmente affidabile attraverso l'elaborazione delle prove *down-hole*, indagini dirette, cui si fa riferimento nel seguito.

I profili di  $V_p$ ,  $V_s$  e  $v_{dyn}$  ottenuti dalle prove *down-hole* per ogni verticale di sondaggio sono rappresentati nelle Figure 36-42, in cui è riportata anche una schematizzazione della stratigrafia corrispondente.

Anche in termini di velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio non si notano sostanziali differenze tra l'unità detritica sabbiosa-limosa (DEC/sl) e quella sabbiosa-ghiaiosa (DEC/sg), questo fatto giustifica ancora una volta l'accorpamento delle due unità ai fini della caratterizzazione meccanica.

L'unità DEC è caratterizzata da una  $V_s$  compresa tra 250-300 m/s nei primi 20 m (Figura 37 e 39) e pari a 400 m/s per profondità maggiori (Figura 37, 39, 41 e 42).

Dalle prove eseguite nei sondaggi SPD18-DH e SPD23-DH (Figure 40 e 43) si osserva che per l'unità P si possono assumere come valori rappresentativi della velocità delle onde di taglio  $V_s = 200$  m/s per i primi 10 m di profondità e  $V_s = 300$  m/s da 10 m in poi.

Il sondaggio SPD04 (Figura 36) ha investigato l'unità M, che presenta valori di  $V_s$  compresi tra 700 e 800 m/s ad una profondità compresa tra 30 e 40 m.

Infine, l'unità litoide CD, presenta un andamento di  $V_s$  variabile tra 800 nella porzione più superficiale e 1100 m/s in profondità (Figura 38).

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



PROGER

PROGIN  
Progettazione Grandi Infrastrutture



INTEGRA



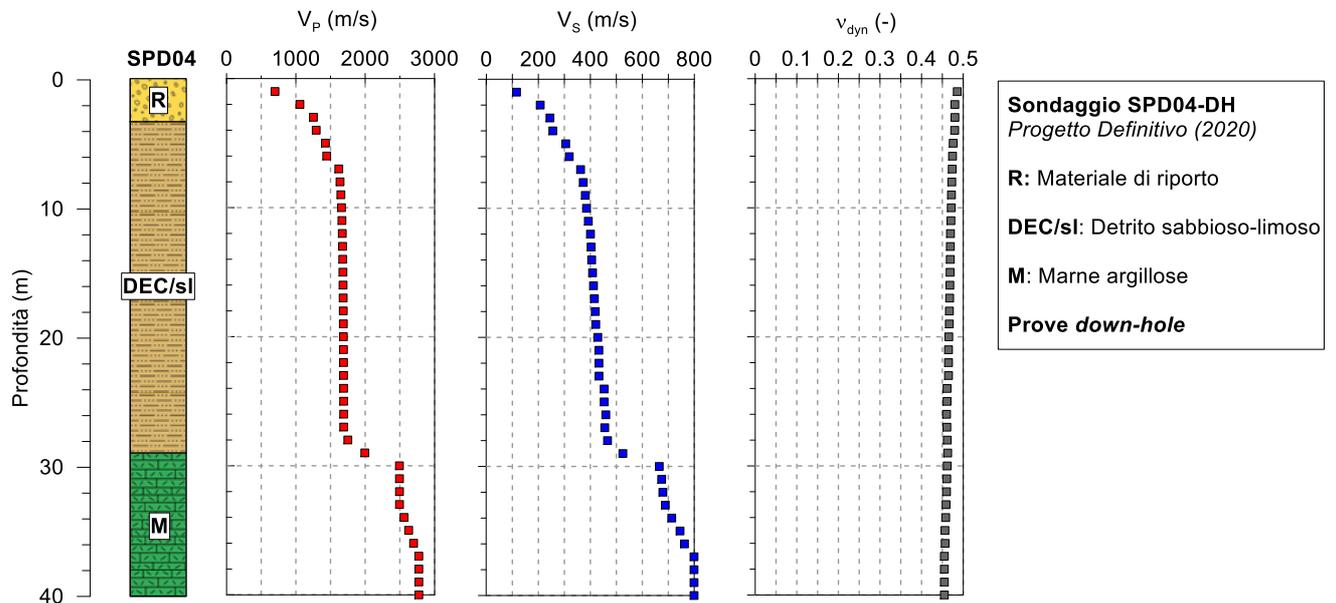


Figura 36 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD04-DH

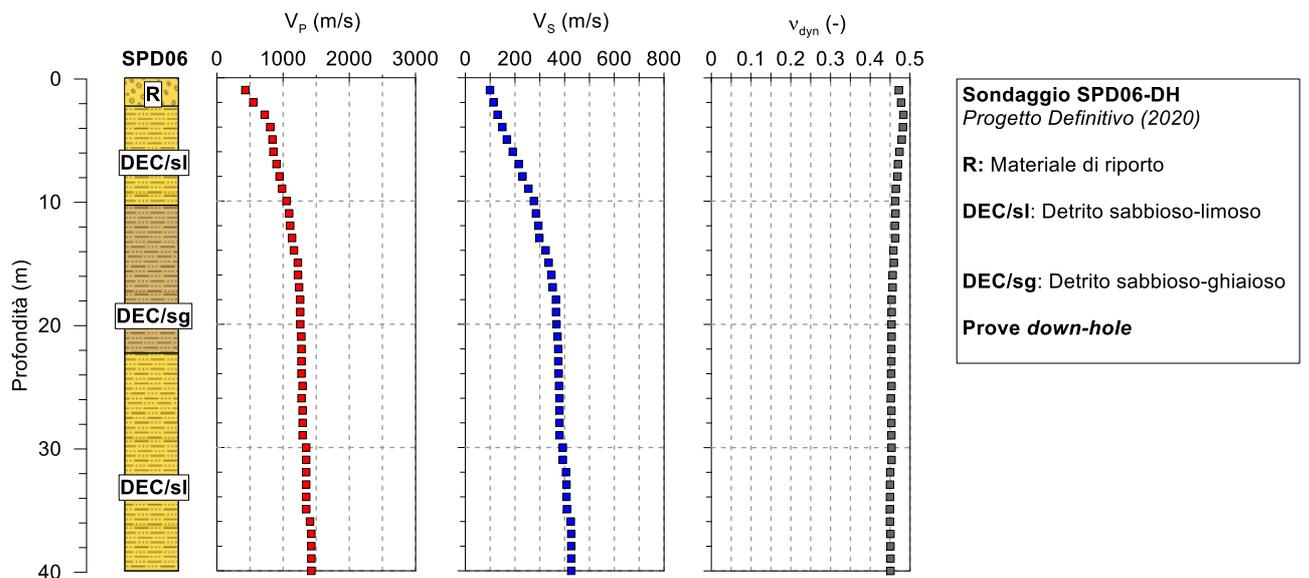


Figura 37 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD06-DH

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

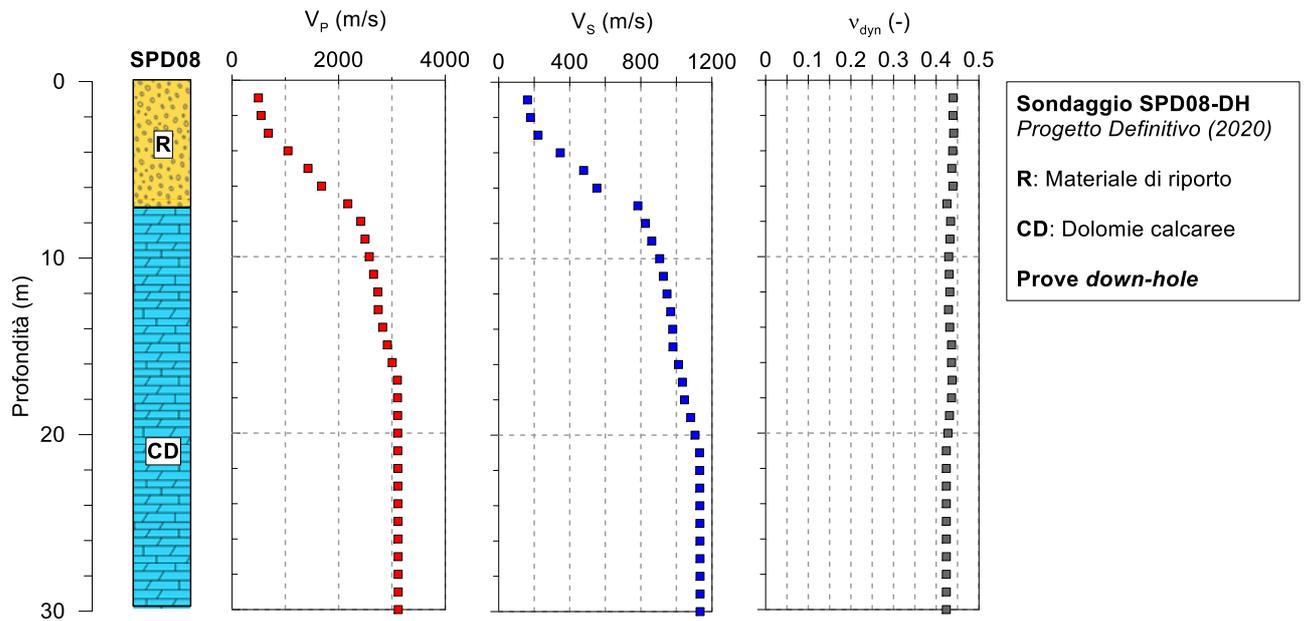


Figura 38 – Profili di  $V_P$ ,  $V_S$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD08-DH

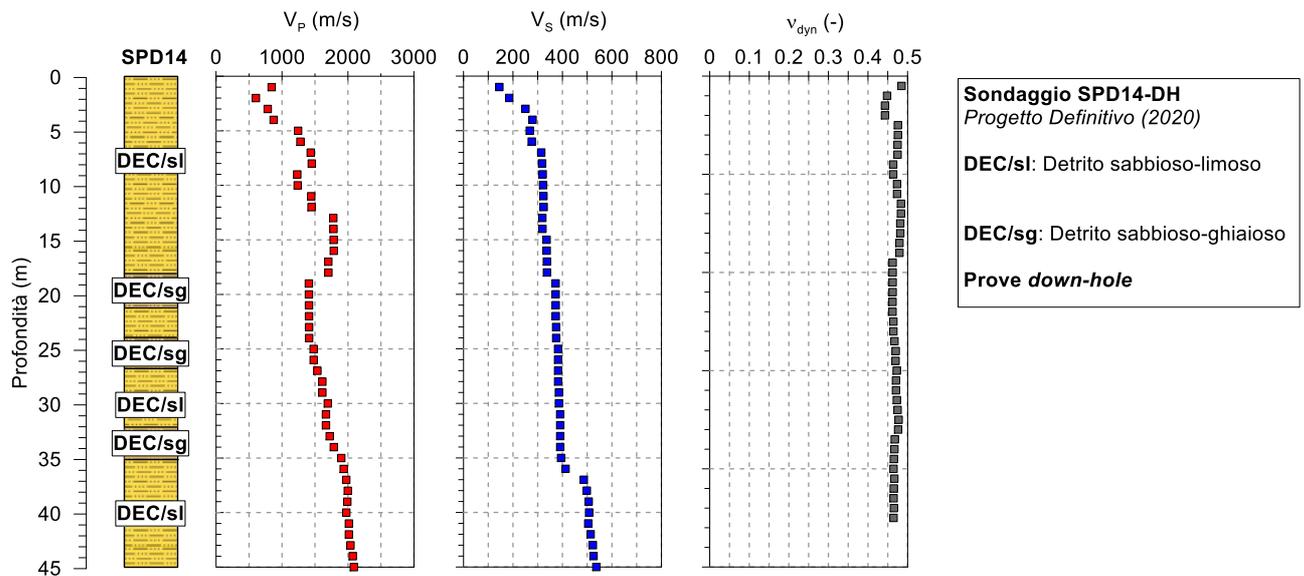
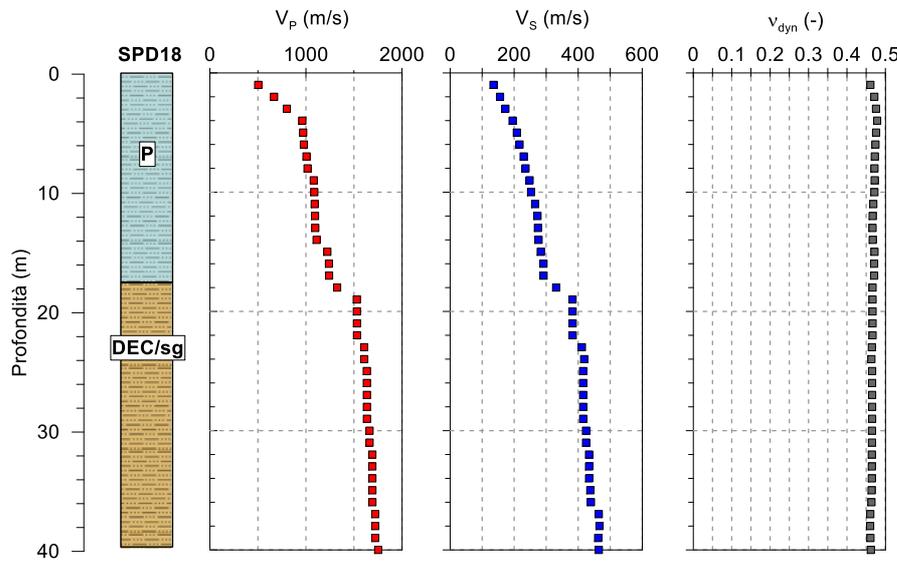


Figura 39 – Profili di  $V_P$ ,  $V_S$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD14-DH

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



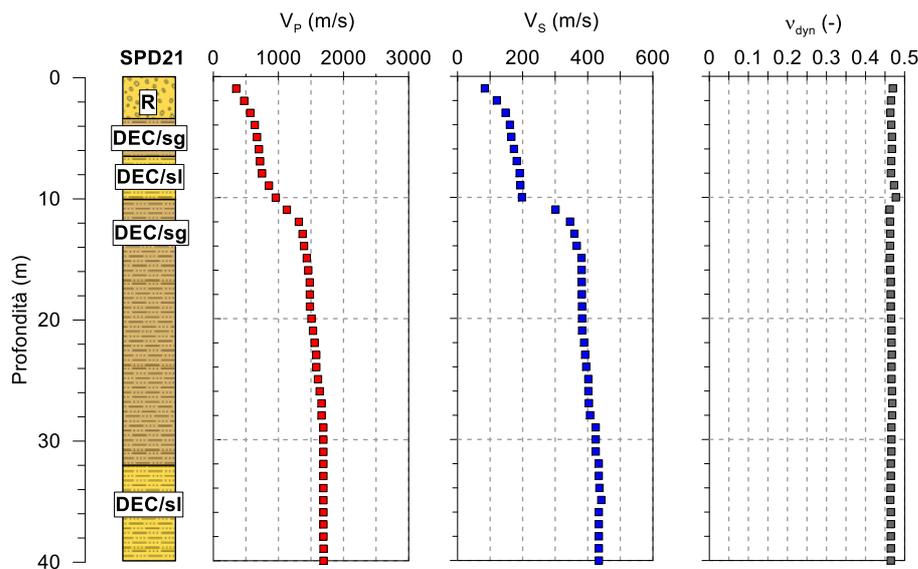
**Sondaggio SPD18-DH**  
*Progetto Definitivo (2020)*

**DEC/sg:** Detrito sabbioso-ghiaioso

**P:** Piroclastite

**Prove down-hole**

Figura 40 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD18-DH



**Sondaggio SPD21-DH**  
*Progetto Definitivo (2020)*

**R:** Materiale di riporto

**DEC/sl:** Detrito sabbioso-limoso

**DEC/sg:** Detrito sabbioso-ghiaioso

**Prove down-hole**

Figura 41 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD21-DH

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

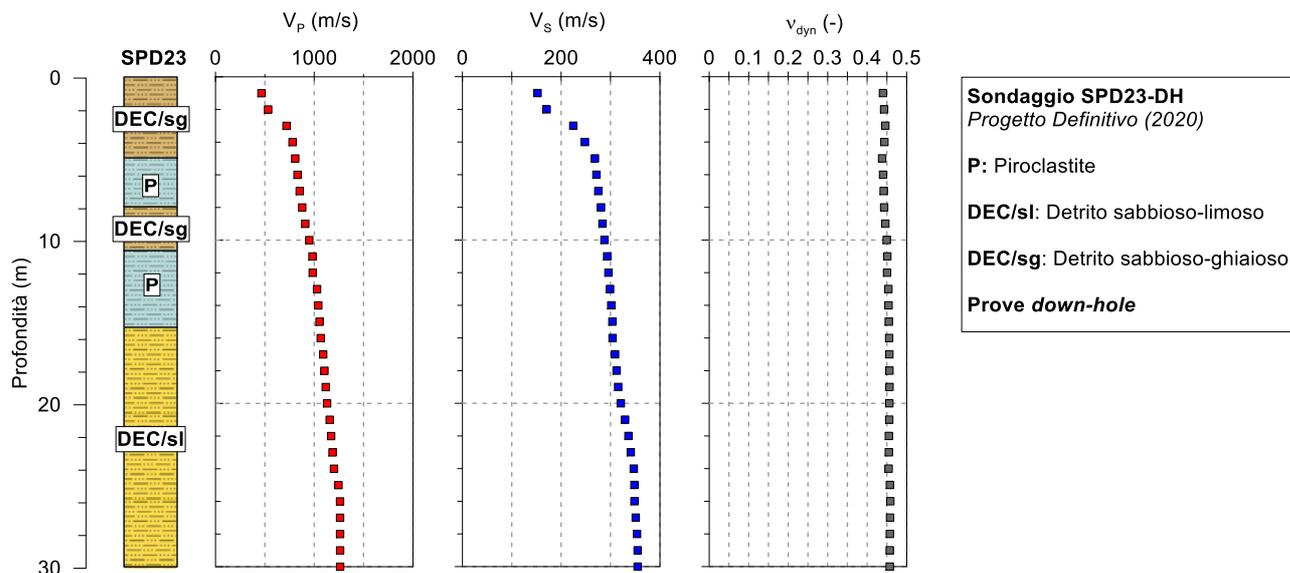


Figura 42 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$ ,  $v_{dyn}$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD23-DH

## 1.9 Proprietà idrauliche

Nella campagna di indagini del 2020 [(Rif1)] sono state effettuate 3 prove di permeabilità Lefranc, all'interno dei sondaggi SPD15-PZ, SPD20-PZ e SPD22-PZ. Le prime due prove hanno interessato l'unità geotecnica piroclastica (P), mentre nel sondaggio SPD22-PZ la prova è stata eseguita nell'unità detritica (DEC). In Tabella 12 sono riportati la profondità del tratto di prova, il codice dell'unità geotecnica investigata e il coefficiente di permeabilità (K) ottenuto dalle prove. Per l'unità P le due prove hanno fornito un valore di K in media pari a  $5.3 \times 10^{-7}$  m/s, mentre dalla prova nell'unità DEC si è ottenuto  $K = 7.4 \times 10^{-5}$  m/s.

Tabella 12 – Risultati delle prove Lefranc eseguite nella campagna del 2020

Sondaggio	Profondità di prova (m)	Unità geotecnica	K (m/s)
SPD15-PZ	11.5-12	P	$4.1 \times 10^{-7}$
SPD20-PZ	11.5-12	P	$6.5 \times 10^{-6}$
SPD22-PZ	7.0-7.5	DEC	$7.4 \times 10^{-5}$

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx

## 1.10 Sintesi della caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica per le varie unità geotecniche di interesse è riassunta nelle Tabelle 13 e 14, rispettivamente per le terre e le rocce. Oltre al peso dell'unità di volume sono riportati i parametri di resistenza e rigidità operativa, il valore della velocità delle onde di taglio. Per i materiali rocciosi i parametri di resistenza si riferiscono alla linearizzazione del criterio di rottura nell'intervallo tensionale di interesse.

Tabella 13 – Sintesi della caratterizzazione geotecnica per i terreni

LITOTIPO	PESO DI VOLUME	RESISTENZA	RIGIDEZZA	V <sub>s</sub> (m/s)
Piroclastite e tufo (P)	16 kN/m <sup>3</sup>	c'=0-5 kPa; φ'=30-33°	E=20-40 MPa	200 per z=0-10 m 300 per z>10 m
Detrito eluvio-col. (DEC)	17.5 kN/m <sup>3</sup>	c'=0-10 kPa; φ'=32-35°	E=30-40 MPa per z=0-20 m E=40-50 MPa per z > 20 m	250-300 per z=0-20 m 400 per z=20-40 m
Sedimenti di conoidi (SCA)	17.5 kN/m <sup>3</sup>	c'=0-10 kPa; φ'=32-35°	E=30-40 MPa per z=0-20 m E=40-50 MPa per z > 20 m	250-300 per z=0-20 m 400 per z=20-40 m
Marne (M)	21 kN/m <sup>3</sup>	Cu = 200-300 kPa;	E=150-250 MPa	700-800*
Alluvioni recenti (AR)	18 kN/m <sup>3</sup>	c'=0; φ'=30°	E=20 MPa	-
Riporto (R)	18 kN/m <sup>3</sup>	c'=0; φ'=30°	E=20 MPa	-

\* Gradiente con la profondità

Tabella 14 – Sintesi della caratterizzazione geotecnica per i materiali rocciosi

LITOTIPO	PESO DI VOLUME	RESISTENZA (Mohr-Coulomb)	RIGIDEZZA	V <sub>s</sub> (m/s)
Dolomie calcaree (CD)	26.5 kN/m <sup>3</sup>	c' = 150-260 kPa; φ' = 44-49° # (σ <sub>3,max</sub> = 0.5 MPa)	E= 3000-6500 MPa #	800-1100*
Calcari marnosi (CM)	22 kN/m <sup>3</sup>	c' = 0.05 MPa φ' = 45° (σ <sub>3,max</sub> = 0.1 MPa)	E= 200 MPa	700-800

# intervallo relativo alle due ipotesi D=0 e D=0.5

## 1.11 Riferimenti bibliografici

Deere D.U., Miller R.P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, New Mexico.

De Mello V.F.B. (1971). The Standard Penetration Test. State of the Art Report, 4th Panamerican Conference Soil Mechanics Found. Eng., Dan Juan, Puerto Rico, V.1, pp.1-86.

Denver H. (1982). Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. Proc. 2nd ESOPT, Amsterdam, May 1982.

Hoek E., Brown E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 106, GT9, 1013-1035.

Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. 5th North American Rock Mech. Symp. & 17th Tunneling Association of Canada Conf., NARMS-TAC, Toronto, 267-271.

Hoek E., M.S. Diederichs (2006) - Empirical estimation of rock mass modulus - s/ International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43 (2006) 203–215.

ISRM (1985). International Society of Rock Mechanics Commission on Testing Methods, Suggested Method for Determining Point Load Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 22, 1985, pp.51-60.

Stroud, M. A. (1974). The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks. 1st European Conference on Penetration Testing, Vol.1, pp. 372 – 373.

Yoshida Y, Ikemi M, and T Kokusho (1988). Empirical formulas of SPT blow counts for gravelly soils. In: Proceedings of the 1st international symposium on penetration testing, vol 2, Orlando, FL, pp 381–387.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE01A.docx



**PROGER**



**PROGIN**



**PROMETEO**

**INTEGRA**



**IDROESSE**  
ENGINEERING