

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O.: OPERE GEOTECNICHE**

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

**Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi**

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS7J 00 R 11 GE GE0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	V. Taglia	Dicembre 2022	G. Scasserra	Dicembre 2022	D. Riggio	Dicembre 2022	L. Berardi Dicembre 2022

File: RS7J00R11GEGE0000001 doc

n. Elab.: X

## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	7
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	7
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	10
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO .....	11
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	11
3.2	PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA .....	12
3.3	INQUADRAMENTO SISMICO .....	12
3.3.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno .....</i>	<i>13</i>
3.3.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno.....</i>	<i>15</i>
3.3.3	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido.....</i>	<i>16</i>
3.3.4	<i>Risposta Sismica Locale.....</i>	<i>17</i>
4	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	20
4.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2022.....	20
5	INDICAZIONI SULLA FALDA .....	22
6	UNITÀ GEOTECNICHE.....	23
6.1	GRANULOMETRIE E COMPORTAMENTO ATTESO DEI TERRENI INDAGATI .....	23
6.2	CONSIDERAZIONI SULLA BASE DELLE PROVE GEOFISICHE.....	25
6.3	DEFINIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE .....	25
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	27
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI .....	27
7.2	TERRENI COESIVI .....	27
7.2.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche .....</i>	<i>27</i>

7.2.2	Parametri di resistenza .....	28
1.1.1.1	Condizioni non drenate .....	28
7.2.2.1.1	Coesione non drenata da prove di laboratorio .....	28
7.2.2.1.2	Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane .....	28
7.2.2.1.3	Coesione non drenata da prove SPT .....	29
1.1.1.2	Condizioni drenate .....	29
7.2.2.1.4	Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio .....	29
7.2.3	Parametri di rigidezza .....	30
1.1.1.3	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio .....	30
7.2.3.1.1	Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico .....	30
7.2.3.1.2	Coefficiente di consolidazione primaria .....	30
	Coefficiente di consolidazione secondaria .....	31
1.1.1.4	Modulo elastico a basse deformazioni .....	31
1.1.1.5	Modulo elastico operativo in condizioni drenate .....	32
1.1.1.6	Modulo elastico operativo in condizioni non drenate .....	32
7.2.4	Permeabilità .....	33
7.3	TERRENI GRANULARI .....	34
7.3.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche .....	34
1.1.1.7	Peso di volume .....	34
1.1.1.8	Densità relativa .....	34
7.3.1.1.1	Densità relativa da SPT .....	34
7.3.2	Parametri di resistenza .....	35
1.1.1.9	Angolo d'attrito da prove di laboratorio .....	35
1.1.1.10	Angolo d'attrito da correlazioni .....	35
7.3.2.1.1	Correlazione con densità relativa .....	35
7.3.2.1.2	Correlazione da SPT .....	35
7.3.3	Parametri di rigidezza .....	36
1.1.1.11	Parametri edometrici da correlazioni .....	36
7.3.3.1.1	Coefficiente di consolidazione primaria .....	36
7.3.3.1.2	Modulo elastico operativo a basse deformazioni .....	37
1.1.1.12	Modulo elastico operativo da colpi SPT .....	37
7.3.4	Permeabilità .....	37
7.4	FORMAZIONI ROCCIOSE .....	38
7.4.1	Parametri della roccia intatta .....	38
7.4.2	Stima del Geological Strength Index (GSI) .....	39
7.4.3	Resistenza dell'ammasso roccioso .....	42
7.4.4	Caratteristiche di deformabilità .....	44
1.1.1.13	Moduli elastici iniziali .....	44
1.1.1.14	Moduli operativi Permeabilità .....	44
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	46

8.1	UNITÀ UG1.....	46
8.1.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche</i> .....	46
8.1.2	<i>Parametri di resistenza</i> .....	51
1.1.1.15	Condizioni non drenate .....	51
1.1.1.16	Condizioni drenate .....	52
8.1.3	<i>Parametri di rigidezza</i> .....	53
1.1.1.17	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio .....	53
1.1.1.18	Modulo elastico operativo in condizioni drenate .....	54
8.1.4	<i>Permeabilità</i> .....	55
8.2	UNITÀ UG2.....	56
8.2.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche</i> .....	56
8.2.2	<i>Parametri di resistenza</i> .....	57
8.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i> .....	58
8.3	UNITÀ UG3.....	59
8.3.1	<i>Parametri della roccia intatta</i> .....	59
8.3.2	<i>Parametri dell'ammasso roccioso</i> .....	61
1.1.1.19	Rock Quality Index (RQD) .....	61
1.1.1.20	Geological Strength Index (GSI) .....	62
9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA.....	66
10	STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	67
11	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI .....	69
11.1	SOTTOVIA E MURI A U .....	69
11.2	PARATIA DI MICROPALI.....	71
11.3	PARATIA PROVVISORIALE DI PALI .....	72

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 1 INTRODUZIONE

Il Progetto di Fattibilità Tecnico Economica del “Collegamento all’Aeroporto di Trapani Birgi Vincenzo Florio” consiste nella progettazione di una nuova fermata in corrispondenza di un tratto della linea ferroviaria esistente, a singolo binario, Trapani-Castelvetrano. È altresì prevista la progettazione di un’area di parcheggio di interscambio accessibile dalla SP21 e di una viabilità stradale e pedonale che dalla nuova fermata conduce all’aerostazione, con connesse aree a verde a corredo dell’intervento.

Con lo scopo di consentire l’inserimento della fermata nel tratto di linea esistente, caratterizzato da pendenze non idonee, è prevista la regolarizzazione altimetrica del tracciato per un tratto di circa 700 m.

Si accede alla fermata, dotata di banchina lunga 150 m, attraverso scale e ascensori inseriti nel corpo del Fabbricato Viaggiatori, dove è previsto l’inserimento di locali tecnici e di un’area di attesa. Prospiciente all’accesso alla fermata è posizionata un’area interscambio dei bus navetta e taxi, che senza soluzione di continuità della copertura conduce al percorso pedonale, anch’esso coperto e che collega la fermata ferroviaria all’aeroporto. Si evidenzia che il percorso pedonale, in affiancamento al percorso stradale dedicato ai mezzi di trasporto collettivi, sottoattraversa la viabilità esistente SP21 ed è dotato di aree di sosta intermedie (“oasi”).

Attraverso una intersezione a raso in corrispondenza della viabilità provinciale si accede al piazzale ombreggiato di interscambio modale con percorsi pedonali, dotato di circa 50 posti auto, area di sosta breve e kiss&ride, e congiunto alla fermata attraverso un connettivo esterno pedonale pavimentato.

La fermata sarà dotata di impianti a servizio del Fabbricato (safety&security, illuminazione, antincendio, idrico-sanitario), del parcheggio e del percorso pedonale, per la gestione delle informazioni al pubblico da e per l’aeroporto e per il sollevamento delle acque di drenaggio all’interno del sottopasso.

Il presente documento costituisce Relazione Geotecnica Generale e si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 è riportata una sintesi del quadro geologico di riferimento
- nel capitolo 4 è riportata una descrizione delle campagne di indagini geognostiche prese a riferimento nello studio;
- nel capitolo 5 sono riportate le indicazioni sulla falda;
- nel capitolo 6 sono definite le unità geotecniche e i modelli geotecnici di riferimento;

- nel capitolo 7 sono descritti i criteri e correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 8 sono descritti i criteri di determinazione dei parametri caratteristici delle unità geotecniche;
- nel capitolo 9 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici e dei livelli di falda assunti;
- nel capitolo 10 è riportata la verifica della stabilità nei confronti della liquefazione;
- nel capitolo 11 un quadro di sintesi delle problematiche geotecniche affrontate nell'ambito della progettazione.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A	FOGLIO 7 di 72

## 2 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [7] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [8] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

### 2.2 **BIBLIOGRAFIA**

- [9] Brown E.T., Hoek E. (1988) “Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled “Determination of shear failure envelope in rock masses” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [10] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
- [11] Hoek E., Brown E.T. (1988) “The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update” Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A	FOGLIO 8 di 72

- [12] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [13] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- [14] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [15] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- [16] Kulhawy F.H. and Mayne P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493–6.
- [17] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- [18] Lunne, T., Christophersen, H.P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. Proceedings, 15th Annual OTC, OTC 4464: 181-188.
- [19] Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I., 1985. Engineering use of piezocone data in North Sea clays. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.
- [20] Lunne, T., Berre, T., and Strandvik, S. (1997). "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay." Recent developments in soil and pavement mechanics, Rio de Janeiro, Brazil, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 81–102.
- [21] Marinos, P., Hoek, E., 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation, GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
- [22] Mayne, P.W., Campanella, R.G. (2005). Versatile site characterization by seismic piezocone. Proc. 16th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engrg, Vol. 2 (Osaka), Millpress, Rotterdam: 721-724.
- [23] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.



	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A	FOGLIO 9 di 72

[24] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.

[25] Robertson, P.K., and Cabal (Robertson), K.L., (2010). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering - 6<sup>th</sup> edition*. Gregg Drilling & Testing, Inc.,

[26] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3.

[27] H. B. Seed, and I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," Report EERC 70-10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1970.

[28] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.

[29] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I*.

[30] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" *Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham*.

[31] Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE*. Vol. 117.

[32] Robertson, P.K., 2009a. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46:1337-1355.

[33] Wolff T.F. (1989). Pile capacity prediction using parameter functions

	<p align="center"><b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b></p> <p align="center"><b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b></p>					
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b></p>	<p>COMMESSA RS7J</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA R 11 GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0000001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 10 di 72</p>

### 2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [34] ITALFERR – Indagini geofisiche 2022 (Doc. RS7J00R69IGGE0005001A)
- [35] ITALFERR – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. RS7J00R69RGGE0001001A)
- [36] ITALFERR – Indagini Geognostiche 2022 (Doc. RS7J00R69SGGE0005001A)
- [37] ITALFERR – Prove di Laboratorio 2022 (Doc. RS7J00R69PRGE0005001A)
- [38] ITALFERR – Carta Geologica (Doc. RS7J00R69N4GE0001001A)
- [39] ITALFERR – Profilo Geologico Nuova Viabilità/Stazione (Doc. RS7J00R69LZGE0002001A)
- [40] ITALFERR – Profilo geotecnico (Doc. RS7J00R11L5GE0000001A)

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

#### 3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

La geologia dell'area in esame è rappresentata, nella sua porzione più superficiale, dalla presenza di sedimenti continentali e/o costieri di età quaternaria.

I depositi continentali, prevalentemente di origine fluvio-lacustre, sono costituiti da strati e/o lenti di argilla-limosa e limo-sabbioso, di spessore variabile da decimetrico a metrico, ai quali sono intercalati locali orizzonti eterometrici e/o lenti di sabbia-ghiaiosa, con ciottoli.

Mentre, i depositi costieri di barra sommersa-cordone litoraneo- duna eolica, passanti a laguna-stagno costiero, sono costituiti da banchi e/o strati di sabbia e arenaria; localmente, possono trovarsi degli orizzonti costituiti da paleosuoli a granulometria argilloso-limosa.

In particolare, nell'area compresa tra l'Aeroporto Trapani-Birgi e la linea ferroviaria Trapani-Castelvetrano" affiorano, diffusamente, i depositi fluviali limoso-sabbiosi del Sintema di Capo Plaia (AFLb) che poggiano al disopra dei depositi sabbioso-arenacei Pleistocenici di barra marina-duna e di retrospiaggia, appartenenti alla *litofacies di Ballottella*, contenuta all'interno del Sintema di Paceco (ECPa).

Questa ultima è bene visibile in corrispondenza delle scarpate dei tratti in trincea, lungo i quali passa la linea ferroviaria Trapani-Castelvetrano, presenti in adiacenza all'area di progetto.

In Figura 3-1 è riportato lo stralcio della Carta Geologica d'Italia "Foglio 605 PACECO" (scala 1:50.000) con evidenziata l'area di studio.

La configurazione geomorfologica dell'area studiata è caratterizzata dalla presenza di vecchi Terrazzi Marini che conferiscono al paesaggio un assetto sub-pianeggiante; questi sono attraversati da un reticolo fluviale, costituito da valli fluviali poco profonde, che ne causa la segmentazione, dando origine alla formazione di modesti ed isolati rilievi collinari, dalla forma allungata.

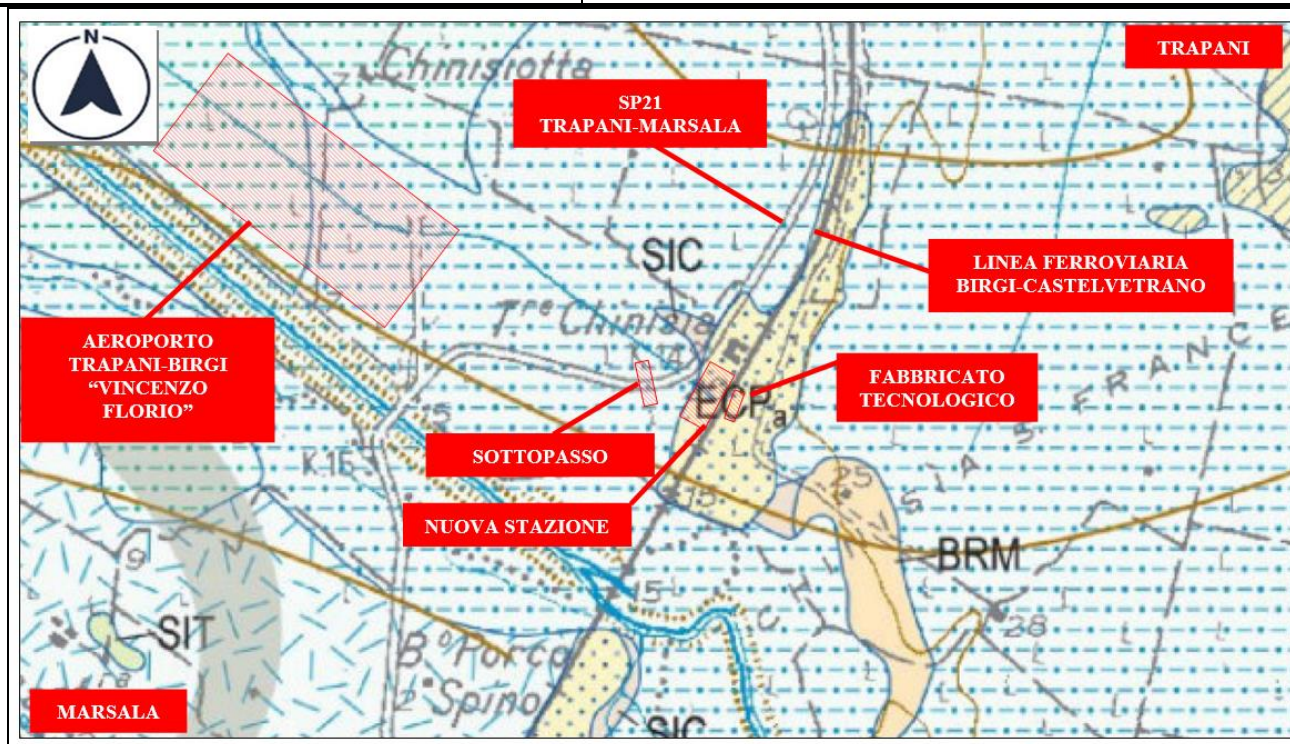


Figura 3-1: Stralcio della carta Geologica d'Italia.

### 3.2 PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA

Facendo riferimento sia alla cartografia dell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI), che al PAI Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico di riferimento, disponibile sul Sistema Informativo Territoriale Regionale in corrispondenza del sito di progetto non sono evidenziati fenomeni franosi.

### 3.3 INQUADRAMENTO SISMICO

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultime - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione  $S_e(T)$  corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ), in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno ( $T_R$ ) corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

### 3.3.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale  $V_N$  di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$  anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$  anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$  anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

- per la linea ferroviaria e viabilità:  $V_N = 50$  anni
- per fabbricati tecnologici:  $V_N = 50$  anni

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso  $C_U=0.7$ .
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* .... Per le quali  $C_U = 1.0$ .
- Classe III: ... *omissis* ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... *omissis* ... Per le quali  $C_U = 1.5$ .
- Classe IV: ... *omissis* ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... *omissis* ... Per le quali  $C_U = 2$ .

Nel caso in esame si assume:

- per opere su linea ferroviaria e viabilità: Classe d'uso II ( $C_U = 1$ )
- per fabbricati tecnologici: Classe d'uso IV ( $C_U = 2$ )

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

- Per opere su linea ferroviaria e viabilità:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50$  anni
- Per fabbricati tecnologici:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100$  anni



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 3.3.2 Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$  dipendente dagli Stati Limite di verifica e correlata a periodo di ritorno ( $T_R$ ) e periodo di riferimento ( $V_R$ ) attraverso la seguente formulazione

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

#### Stato Limite Ultimo (SLU)

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidezza nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontale. Ad esso è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}=10\%$ ;
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali. Ad SLC è associata una  $P_{VR}=5\%$ .

#### Stato limite di Esercizio (SLE)

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico ( $P_{VR}=81\%$ );
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo ( $P_{VR}=63\%$ ).

Considerando i periodi di riferimento assunti ( $V_R=50$  anni e  $V_R=100$  anni), ai quattro stati limite sopra descritti corrispondono i tempi di ritorno  $T_R$  riportati in Tabella 3-1.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE000001	REV. A

**Tabella 3-1 Periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alle VR assunte in progetto.**

	VR=50	VR=100
STATO LIMITE	T <sub>R</sub> , anni	T <sub>R</sub> , anni
SLO	30	60
SLD	50	101
SLV	475	949
SLC	975	1950

### 3.3.3 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato alle NTC2018, i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. Per definire i valori della pericolosità sismica di base, in questa fase è stata selezionata l'opzione di scelta "per coordinate" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009), selezionando le coordinate Longitudine=15.507, Latitudine= 37.897 (Figura 3-2).

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



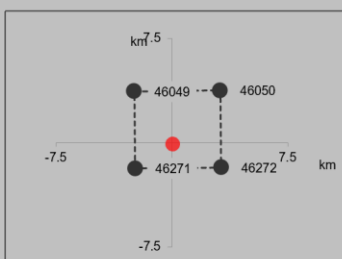
Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito





 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

**Figura 3-2** Locazione del punto di calcolo dell'azione sismica con NTC18 (Longitudine=15.507, Latitudine=37.897)

Nella successive tabelle (Tabella 3-2 e Tabella 3-3), sono riportati i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  riferiti al sito in esame e alle  $V_R$  assunte.

**Tabella 3-2: Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ ,  $V_R=50$  (Longitudine=15.507, Latitudine= 37.897)**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0.015	2.505	0.145
SLD	50	0.020	2.510	0.166
SLV	475	0.052	2.479	0.316
SLC	975	0.065	2.552	0.342

**Tabella 3-3 Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ ,  $V_R=100$  (Longitudine=15.507, Latitudine= 37.897)**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.022	2.484	0.181
SLD	101	0.029	2.439	0.213
SLV	949	0.065	2.549	0.341
SLC	1950	0.080	2.626	0.364

### 3.3.4 Risposta Sismica Locale

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base dell'approccio semplificato fornito dalle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito  $S$  di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente  $S_T$ ):

$$S = S_s \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  (in m/s) definita come:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

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

dove:

- $h_i$  = spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$  = valore di velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- $N$  = numero di strati;
- $H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s \geq 800$  m/s.

Le indagini geofisiche eseguite (3 MASW e 1 DH) intercettano tutte il substrato di riferimento ( $V_s=800$ m/s) a profondità non superiori a 24 m. Quindi, è stato calcolato il valore di velocità delle onde di taglio equivalente del banco come da indicazioni NTC18, cioè con riferimento ad un'altezza del banco inferiore a 30 m. I valori di  $V_{s,eq}$  (MASW1=245m/s; MASW2=230m/s; MASW3=232m/s; DH=256m/s) unitamente alle basse profondità alle quali è stato intercettato il *bedrock* definiscono il banco come appartenente alla categoria di sottosuolo E secondo la tabella 3.2.II delle NTC18.

Per quanto riguarda le opere relative alla stazione, in cui è presente l'affioramento dell'unità calcarenitica, può essere fatto riferimento alla classe di sottosuolo A.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta  $S_T = 1$ .

Il fattore di sito  $S$  e l'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  ottenuti per il sito in esame per i diversi periodi di ritorno e per le diverse categorie di sottosuolo sono riportati in

Tabella 3-4.

Tabella 3-4: Valori dei coefficienti di sito **S** e dell'accelerazione di progetto **a<sub>max</sub>**.

	Stato limite	T <sub>R</sub> (anni)	a <sub>g</sub> (g)	S (-)	a <sub>max</sub> (g)
<i>V<sub>R</sub>=50</i> <i>Cat.A</i>	<i>SLO</i>	30	0.015	1.0	0.015
	<i>SLD</i>	50	0.020	1.0	0.020
	<i>SLV</i>	475	0.052	1.0	0.052
	<i>SLC</i>	975	0.065	1.0	0.065
<i>V<sub>R</sub>=50</i> <i>Cat.E</i>	<i>SLO</i>	30	0.015	1.6	0.024
	<i>SLD</i>	50	0.020	1.6	0.032
	<i>SLV</i>	475	0.052	1.6	0.0832
	<i>SLC</i>	975	0.065	1.6	0.104
<i>V<sub>R</sub>=100</i> <i>Cat.A</i>	<i>SLO</i>	60	0.022	1	0.022
	<i>SLD</i>	101	0.029	1	0.029
	<i>SLV</i>	949	0.065	1	0.065
	<i>SLC</i>	1950	0.080	1	0.080

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

#### 4 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i risultati delle indagini geognostiche e geofisiche in sito e geotecniche di laboratorio della campagna eseguita da Italferr nel 2022.

##### 4.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2022

La campagna di indagini eseguita da ITALFERR nel 2022 ha compreso le seguenti tipologie di prove:

- indagini sismiche tomografiche a rifrazione per onde P e SH;
- indagini sismiche MASW;
- indagini sismiche HVSR;
- indagini sismiche *Down-Hole*;
- sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con pizometro a tubo aperto;
- prove SPT realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di permeabilità *Lefranc* realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali, prove edometriche).

In particolare, sono state eseguite n. 2 tomografie sismiche a rifrazione, n. 3 prove MASW, n. 3 HVSR, n. 1 *Down-Hole*, n. 2 sondaggi a carotaggio continuo con relative rilevazioni piezometriche, prove in sito SPT, *Lefranc* e prove di laboratorio su campioni prelevati in sito.

In Tabella 4-1 sono riportati gli identificativi dei sondaggi a carotaggio continuo con le rispettive coordinate, lunghezze dei sondaggi e tipologie di piezometri utilizzati.

**Tabella 4-1: Sondaggi a carotaggio continuo relativi alla campagna ITALFERR del 2022**

sondaggio	S2	S3
<b>Latitudine</b>	37°53'53.42"	37°53'49.96"
<b>Longitudine</b>	12°30'22.08"	12°30'28.26"
<b>Lunghezza (m)</b>	25	30
<b>Piezometro</b>	tubo aperto	-
<b><i>Down-Hole</i></b>		x

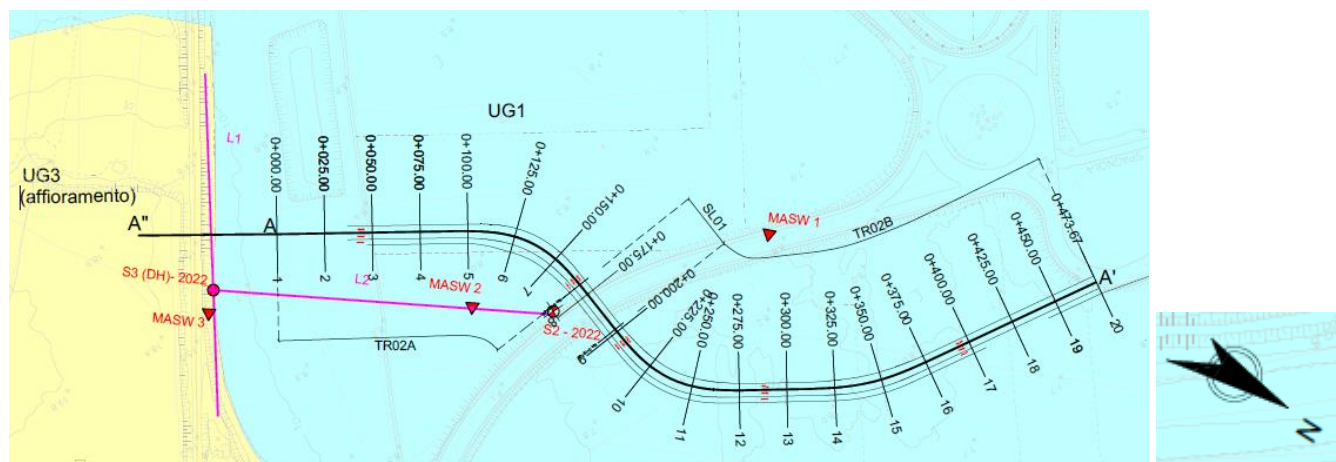
In Tabella 4-2 sono riportati gli identificativi dei campioni prelevati all'interno dei suddetti sondaggi e le relative profondità di prelievo.

In particolare, la dicitura “**CR**” si riferisce a campioni rimaneggiati, utilizzati prevalentemente per quantificare pesi specifici, limiti di Atterberg, composizioni granulometriche, ecc.; la dicitura “**CI**” si riferisce a campioni indisturbati, prelevati tramite campionatori Shelby. Tali campioni sono stati utilizzati per quantificare, oltre alle grandezze già elencate per i campioni **CR**, anche i parametri di resistenza (tramite prove di taglio diretto e triassiali) e deformabilità (tramite prove di compressibilità edometrica); Con la dicitura “**CL**” si riferisce a campioni litoidi.

**Tabella 4-2: Identificativi dei campioni prelevati e relative profondità di prelievo.**

sondaggio	S2	S2	S2	S2	S2	S3	S3	S3	S3	S3
modalità	CI1	CI2	CR2	CI3	CL1	CI1	CR1	CI2	CL1	CL2
profondità (m)	4.25	9.75	16.2	17.65	24.5	4.25	10.25	13.2	16.33	28.23

L'ubicazione delle indagini è riportata in Figura 4-1.



**Figura 4-1: Ubicazione prove - Google Earth.**

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 5 INDICAZIONI SULLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica.

I livelli di falda sono stati definiti in primo luogo sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito della campagna Italferr 2022.

In particolare, la Tabella 5-1 contiene una sintesi delle misurazioni eseguite in corrispondenza delle operazioni di perforazione e in una successiva misurazione.

I valori dei livelli di falda  $z_w$  sono espressi in metri come soggiacenza della stessa dal piano campagna. Nella stessa tabella sono indicati i sondaggi presi a riferimento.

**Tabella 5-1: Monitoraggio piezometrico**

Sondaggio	S2				profondità (m)
data	06/10/2022	07/10/2022	10/10/2022	11/10/2022	
lettura (m)	1.5	2	2.5	2.1	2.0
Sondaggio	S3		profondità (m)		
data	04/10/2022	05/10/2022			
lettura (m)	3	2.5		2.75	

Il livello di falda assunto in progetto è quello indicato nel Profilo Geotecnico.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 6 UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale e sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento, cioè unità aventi comportamento omogeneo dal punto di vista fisico e meccanico.

Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili.

Nel sito interessato dal tracciato di progetto è possibile distinguere tre unità geotecniche di cui due risultano terreni sciolti e una lapidea. I criteri e le correlazioni utilizzate per la interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 7 e 8.

### 6.1 GRANULOMETRIE E COMPORTAMENTO ATTESO DEI TERRENI INDAGATI

Nella Tabella 6-1 sono riportati, divisi per unità geotecnica, i campioni di terreno prelevati dai sondaggi S2 e S3 con i relativi pesi di volume e le distribuzioni granulometriche determinate in laboratorio.

**Tabella 6-1: Peso di volume e granulometria dei campioni di terreno prelevati.**

sond/camp	prof. media	UG	Y	ghiaia	sabbia	limo	argilla	Limo+argilla
	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
S2-CI1	4.25	1	19.6	2.0	10.0	50.0	38.0	88.0
S2-CI2	9.75	1	19.7	1.0	11.0	36.0	52.0	88.0
S2-CI3	17.65	1	20.0	0.0	17.0	38.0	45.0	83.0
S3-CI1	4.25	1	20.0	0.0	23.0	35.0	42.0	77.0
S3-CI2	13.20	1	19.4	0.0	14.0	37.0	49.0	86.0
S2-CR2	16.20	2	21	43.0	38.0	10.0	9.0	19.0
S3-CR1	10.25	2	20.0	68.0	20.0	3.0	9.0	12.0

In Figura 6-1 sono riportati, sotto forma di grafico, le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla dei campioni di terreno prelevati dai sondaggi S2 e S3. I dati sono assegnati a due unità geotecniche. È evidente che UG1, presentando elevate percentuali di limo (≈40%) e argilla (≈50%) e assenza di ghiaia, risulta un terreno coesivo, mentre UG2 è decisamente definibile come terreno a comportamento granulare con elevate percentuali di ghiaia (≈50%) e sabbia (≈30%) e basse percentuali di fino.

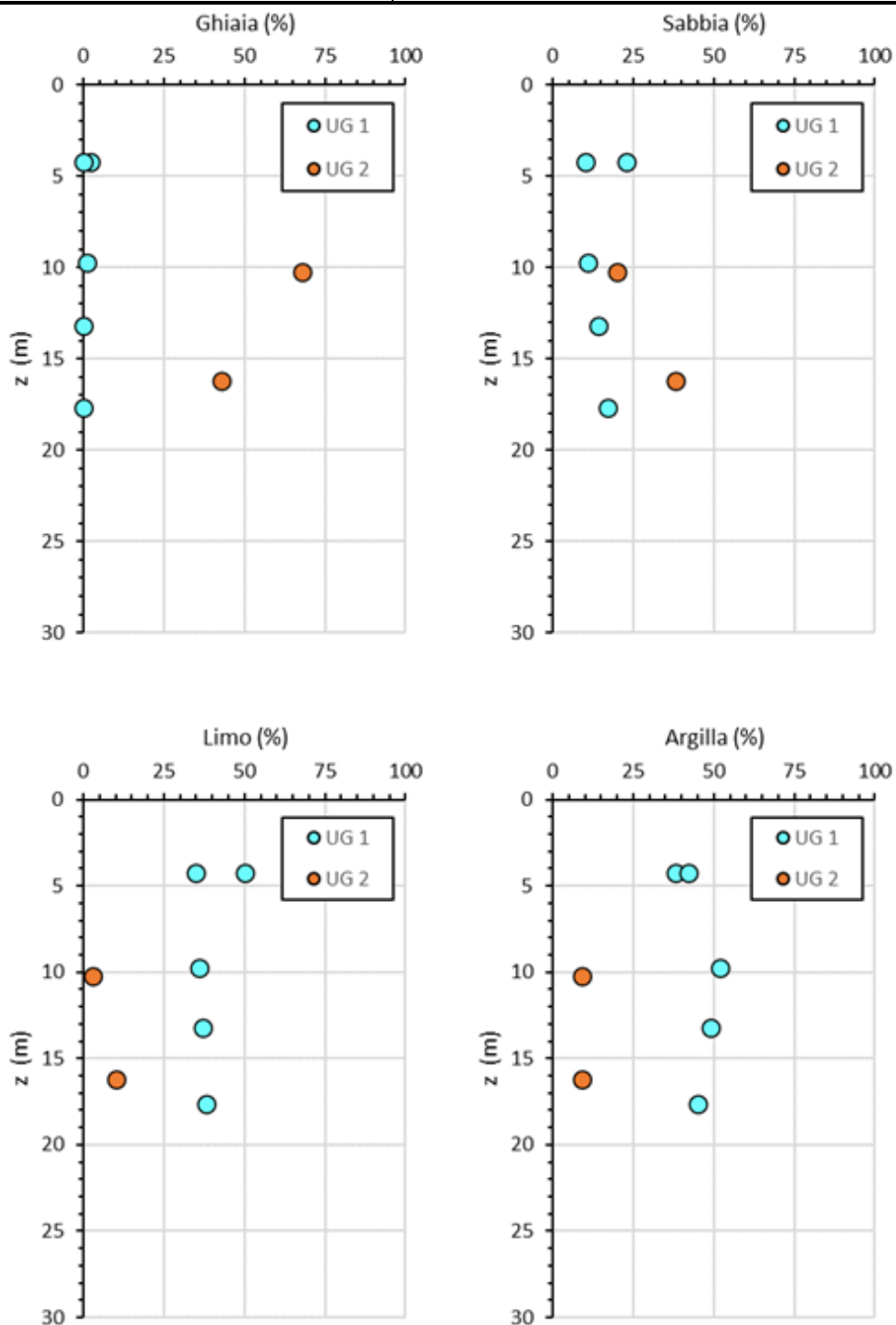


Figura 6-1: Percentuali di Ghiaia, Sabbia, Limo e Argilla dei campioni di terreno divisi per UG.



## 6.2 CONSIDERAZIONI SULLA BASE DELLE PROVE GEOFISICHE

Le prove geofisiche eseguite hanno confermato la presenza di un' unità di substrato di base a valori di rigidezza sensibilmente superiori rispetto ai depositi che lo sovrastano.

Con riferimento alla Figura 6-2, dalle 3 MASW e dalla prova Down-Hole, il substrato si riscontra tra 15 e 24 metri di profondità (che poi va ad affiorare nella zona della stazione) dove il profilo delle velocità delle onde di taglio presenta valori superiori a 800 m/s.

La prova *Down-Hole* ha anche evidenziato un piccolo intervallo a rigidezza leggermente maggiore nell'ambito dei depositi (evidenziato con riquadro in Figura 6-2). Tale intervallo potrebbe essere riferito alla presenza dello strato ghiaioso della unità UG2, in coerenza con quanto individuato nelle stratigrafie di sondaggio.

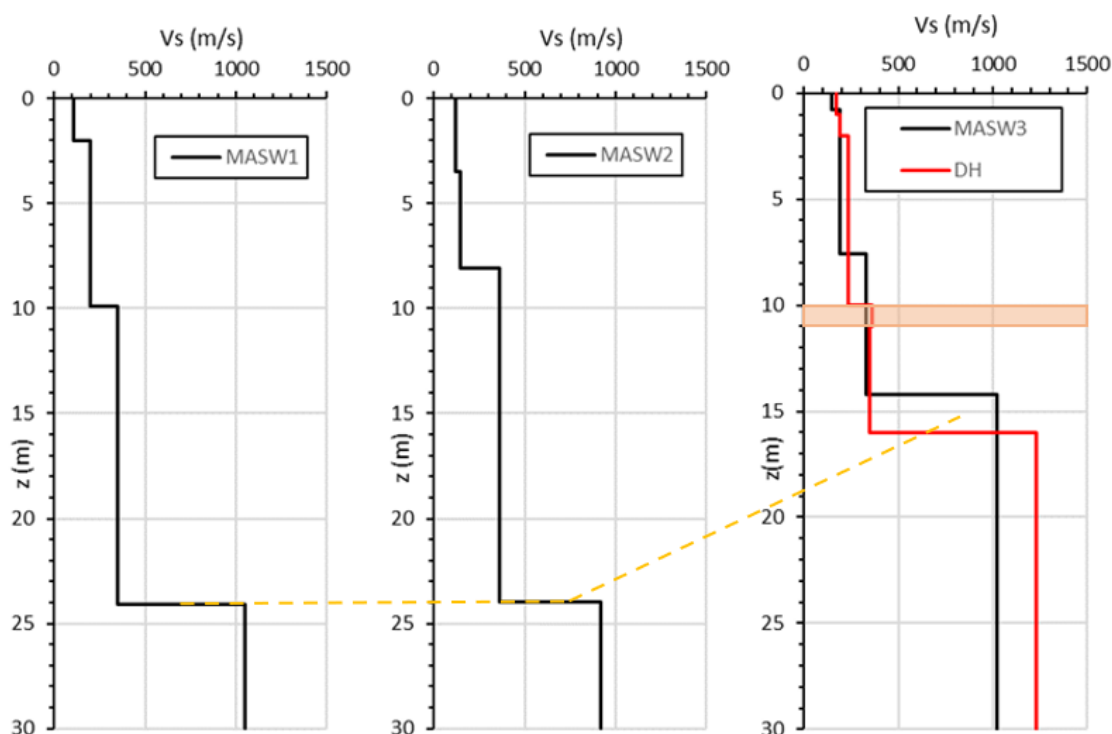


Figura 6-2: Profili di velocità delle onde di taglio delle prove geofisiche.


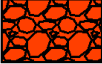

## 6.3 DEFINIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Le **unità geotecniche** individuate sono di seguito elencate ordinate con la successione stratigrafica:

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>					
COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A	FOGLIO 26 di 72	

- **Unità geotecnica UG1:** Limo-argilla sabbioso, corrispondente all'unità geologica AFL;
- **Unità geotecnica UG2:** Ghiaia con sabbia debolmente limo-argillosa, corrispondente all'unità geologica AFL<sub>b2</sub>;
- **Unità geotecnica UG3:** Calcarenite, si presenta in forma litoide e corrisponde all'unità geologica ECP<sub>a</sub>.

In Figura 6-3 si riporta la legenda riassuntiva delle unità geotecniche individuate, con individuazione delle campiture utilizzate nel profilo geotecnico

	UG1 Limo-argilla sabbioso
	UG2 Ghiaia con sabbia debolmente limo-argillosa
	UG3 Calcarenite (litoide)

**Figura 6-3: Legenda delle unità geotecniche**

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 7 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Tra i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è tenuto conto che nell'area di studio sono presenti sia formazioni classificabili a "comportamento coesivo", sia formazioni a comportamento più spiccatamente "granulare" che formazioni rocciose. Al fine di applicare correttamente correlazioni note in letteratura secondo il criterio del comportamento prevalente dei terreni costituenti le unità geotecniche, la metodologia di lavoro adottata ha pertanto condotto a suddividere le stesse in due classi: terreni a comportamento "coesivo" e terreni a comportamento "granulare".

In particolare, l'unità geotecnica **UG1** è stata classificata a comportamento coesivo, mentre le unità **UG2** è stata classificata a comportamento "granulare".

**UG3**, invece, costituisce l'unità litoide e per la definizione dei parametri di resistenza e di rigidezza si farà riferimento alle relazioni e ai metodi descritti al titolo 7.4.

In funzione di tale schematica suddivisione sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità di interesse, a partire dai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio.

Si osserva che tra i criteri utilizzati per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è inclusa l'effettuazione di un'analisi comparativa finalizzata alla migliore stima: i valori ottenuti dalla interpretazione delle prove disponibili sono stati analizzati criticamente e confrontati con i valori riportati in letteratura per le stesse formazioni geologiche.

### 7.2 TERRENI COESIVI

Di seguito si riportano i criteri e correlazioni utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente coesivi.

#### 7.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

La valutazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche verrà fatta principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

In particolare, verranno criticamente discussi i dati relativi ai pesi di volume, limiti di Atterberg, ecc. e

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

sarà stimato il grado di sovraconsolidazione  $OCR = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ , essendo  $\sigma_{vmax}'$  la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e  $\sigma_{vo}'$  la pressione verticale efficace geostatica.

Ove appropriato, l'OCR verrà valutato anche sulla base della seguente espressione (Koutsoftas and Ladd, 1985 - Doc. [15]):

$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

dove  $s_u = c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPTU o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo.

La classificazione dei terreni in esame sarà altresì completata verificando la distribuzione dei dati ottenuti dalle prove di laboratorio sulla Carte di Plasticità di Casagrande e sulla Carta dell'Attività. I citati diagrammi consentiranno di individuare le classi in termini di natura (organica e inorganica), compressibilità, plasticità e attività, quest'ultima di particolare importanza per individuare terreno potenzialmente soggetti a consolidazione secondaria.

## **7.2.2 Parametri di resistenza**

### **1.1.1.1 Condizioni non drenate**

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni coesivi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio disponibili e sulla base delle misurazioni effettuate in sito, oppure facendo ricorso a specifiche correlazioni con prove SPT, come qui specificato.

#### **7.2.2.1.1 Coesione non drenata da prove di laboratorio**

Le prove di laboratorio disponibili nel presente progetto per la misura della  $c_u$  sono

- n.1 triassiali TxUU.

Nel successivo capitolo 8 verranno confrontati e discussi i valori ottenuti dalle citate prove.

#### **7.2.2.1.2 Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane**

Una prima utile valutazione sull'andamento della  $c_u$  con la profondità per ogni sondaggio sarà effettuata stimandone i valori dalle resistenza misurate con il penetrometro (*pocket penetrometer*) e con lo

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

scissometro tascabile (*pocket vane test*); nello specifico la coesione non drenata sarà considerata pari alla metà della resistenza misurata dal primo e pari allo stesso valore della resistenza misurata dal secondo. I valori così ricavati, consentiranno di produrre dei profili con la profondità del parametro da comparare ai valori ottenuti con le altre procedure.

### 7.2.2.1.3 Coesione non drenata da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974), dalla quale risulta:

$$c_u = f_1 N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

dove  $f_1$ =coefficiente variabile in funzione dell'indice di plasticità come da Figura 7-1.

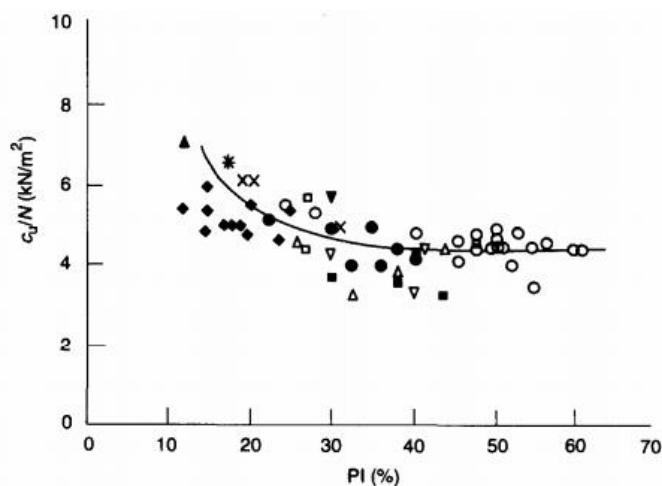


Figura 7-1 Variazione del coefficiente  $f_1$  in funzione dell'indice di plasticità.

### 1.1.1.2 **Condizioni drenate**

### 7.2.2.1.4 Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio

Le prove di laboratorio disponibili nel presente progetto per la misura dell'angolo di attrito e della coesione efficace sono:

- n.5 TD.

Nel successivo capitolo 8 verranno confrontati e discussi i valori ottenuti dalle citate prove.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 7.2.3 Parametri di rigidezza

In questo paragrafo verranno brevemente descritte le procedure che saranno utilizzate per assegnare alle unità coesive i valori dei moduli di rigidezza.

#### 1.1.1.3 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

In prima istanza saranno valutati i principali parametri ricavabili dalle prove edometriche disponibili, che per il caso in esame risultano in numero di 1. A seguire si riportano definizioni e descrizioni sintetiche dei citati parametri.

##### 7.2.3.1.1 Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico

A partire dai risultati delle prove edometriche, sarà possibile valutare i parametri di compressibilità  $C_c$  (indice di compressione) e  $C_s$  (indice di rigonfiamento), ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico ricostruite nel piano  $\log \sigma'_v - e$ .

Sarà poi calcolato il Modulo Edometrico ( $E_{ed}=M$ ) applicando la seguente espressione valevole per il tratto di compressione vergine

$$M = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \cdot \sigma'_v$$

Nel caso di condizione di sovraconsolidazione, nella precedente espressione può essere sostituito  $C_c$  con  $C_s$  per ottenere il valore del modulo nel tratto di rigonfiamento.

##### 7.2.3.1.2 Coefficiente di consolidazione primaria

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, saranno ricavati dalla seguente relazione:

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v$$

dove:

- $m_v = 1/E_{ed}$ ;
- $k$  = coefficiente di permeabilità ottenuto da prova edometrica.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS7J	00	R 11 GE	GE0000001	A	31 di 72

### Coefficiente di consolidazione secondaria

Per i terreni coesivi in grado di sviluppare fenomeni di consolidazione secondaria è necessario stimare il coefficiente di consolidazione secondaria  $C_{\alpha\varepsilon}$ , al fine di calcolare i cedimenti dovuti alle deformazioni viscoso dello scheletro solido del terreno.

La scelta dei terreni a cui attribuire un comportamento viscoso rilevante sarà basata sulla valutazione delle carte di plasticità e di attività.

Il calcolo del coefficiente  $C_{\alpha\varepsilon}$  sarà effettuato a partire dai risultati delle prove edometriche, confrontando i valori ottenuti con quelli disponibili in letteratura per terreni simili. Per ogni prova edometrica disponibile, saranno estratti i valori

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta\log[t] = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / (\log[t_1] - \log[t_2])$$

come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo  $t_1$  e  $t_2$  e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi "deformazione-tempo", cioè la pendenza della retta della consolidazione secondaria individuata nel piano semilogaritmico  $\varepsilon - \log t$ .

#### **1.1.1.4 Modulo elastico a basse deformazioni**

I moduli elastici di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;
- $\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno;
- $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/s}$ .

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere invece ottenuta da misure dirette tramite prove geofisiche *Down-Hole*, *Cross-Hole*, *S-CPTU*, ecc. o eventualmente estratte da correlazioni con altre prove in sito tipo SPT e CPT.

In alternativa, le  $V_s$  possono essere ricavate ricorrendo alla correlazione con  $N_{SPT}$  proposta da Ohta e Goto (1978) e di seguito riportata:

$$V_s = 54.33 \cdot (N_{SPT})^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left( \frac{Z}{0.303} \right)^{0.193}$$

In cui  $\alpha$  è il fattore che dipende dall'età del deposito (Olocene=1.000, Pleistocene=1.303) e  $\beta$  dalle caratteristiche granulometriche dei terreni indagati (argille=1.000, sabbie=1.086).

#### 1.1.1.5 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

##### Formule derivanti dalla teoria dell'elasticità

Il modulo elastico operativo  $E'$  (modulo di Young) sarà ricavato a partire dal modulo edometrico, attraverso le seguenti relazioni:

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \cdot 100$$

$$E' = E'_{ed} \frac{1 - \nu' - 2\nu'^2}{1 - \nu'}$$

##### Modulo operativo ricavato da $E_0$

Un valore di riferimento di  $E'$  potrà anche essere ricavato a partire dai valori del modulo a basse deformazioni, ponendo  $E' = (1/20 \div 1/10) E_0$ .

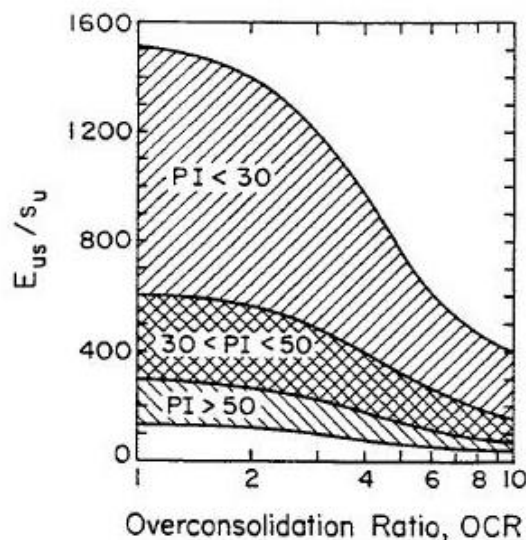
#### 1.1.1.6 Modulo elastico operativo in condizioni non drenate

Per il modulo elastico in condizioni non drenate, potrà essere fatto riferimento a quanto indicato dal lavoro di Duncan e Buchignani (1976), nel quale il modulo  $E_u$  è fornito in relazione alla coesione non



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

drenata ( $c_u = s_u$ ) e del grado di sovrconsolidazione OCR, in dipendenza dall'indice di plasticità (vedi Figura 7-2)



Generalized Undrained Modulus Ratio versus OCR and PI

Figura 7-2: Dipendenza del rapporto  $E_u/C_u$  dall'OCR e dall'IP.

#### 7.2.4 Permeabilità

I dati relativi alla permeabilità dei terreni in esame potranno essere ricavati secondo diverse procedure, nella fattispecie:

- Prove di permeabilità in foro (es: *LeFranc*);
- Prove edometriche di laboratorio;
- Indicazioni da letteratura.

L'elenco indicato fornisce anche una sorta di scala di priorità dei metodi disponibili, in quanto le prove in foro risultano generalmente le più rappresentative del comportamento in sito, mentre le prove edometriche subiscono l'effetto del fattore di scala del provino e del disturbo in fase di campionamento; i dati di letteratura, invece, forniscono sempre un importante termine di confronto.

In ogni caso, laddove possibile, le permeabilità ottenute nei tre diversi modi verranno poste a confronto al fine di operare una scelta critica sul valore da assumere nella caratterizzazione finale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 7.3 TERRENI GRANULARI

In questa sezione si riportano i criteri utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente granulari.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

#### 7.3.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

##### 1.1.1.7 Peso di volume

Per la valutazione del peso di volume dei granuli verrà fatto riferimento ai risultati delle specifiche prove di laboratorio.

##### 1.1.1.8 Densità relativa

###### 7.3.1.1.1 Densità relativa da SPT

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}}$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_n}} \quad (\text{per sabbie fini})$$

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_n}} \quad (\text{per sabbie grosse})$$

## 7.3.2 Parametri di resistenza

### 1.1.1.9 Angolo d'attrito da prove di laboratorio

Nei soli casi in cui siano disponibili campioni indisturbati si potrà fare riferimento alle prove di laboratorio eseguite, ma, data la natura prevalentemente grossolana dei terreni qui trattati, andrà sempre tenuto conto dell'effettiva rappresentatività dei campioni prelevati. Questi potrebbero, infatti, essere stati estratti da passaggi contenenti matrice fina che, seppur consentendo il prelievo indisturbato, non necessariamente rappresentano il comportamento atteso dell'unità in studio.

#### 1.1.1.10 Angolo d'attrito da correlazioni

##### 7.3.2.1.1 Correlazione con densità relativa

A partire dai valori della densità relativa ottenuti come precedentemente descritto, l'angolo di attrito delle unità relative potrà essere stimato con le seguenti correlazioni di Schmertmann (1977):

$\phi'(^{\circ}) = 28 + 0,14 \cdot D_R$	Sabbia fine uniforme
$\phi'(^{\circ}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_R$	Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata
$\phi'(^{\circ}) = 34,5 + 0,10 \cdot D_R$	Sabbia grossa uniforme e sabbia media ben gradata
$\phi'(^{\circ}) = 38 + 0,08 \cdot D_R$	Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa

##### 7.3.2.1.2 Correlazione da SPT

Per la valutazione dell'angolo di attrito tramite correlazioni dirette con i dati di  $N_{SPT}$  si farà riferimento a quanto proposto da Wolff (1989), cioè:

$$\varphi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie fini

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie grosse

In alternativa, o come termine di confronto, si potrà applicare anche Kulhawy e Maine (1980), i quali propongono:

$$\varphi' = \arctan \left[ \frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right]^{0,34}$$

### 7.3.3 Parametri di rigidezza

#### 1.1.1.11 Parametri edometrici da correlazioni

##### 7.3.3.1.1 Coefficiente di consolidazione primaria

In analogia a quanto già indicato nel paragrafo 1.1.1.3, il coefficiente di consolidazione primaria potrà essere ricavato dalla seguente formula

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v$$

dove

- $m_v = 1/E_{ed}$ ;
- $k$  = coefficiente di permeabilità ottenuto da prove di permeabilità in sito

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 7.3.3.1.2 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

I criteri per la stima del modulo elastico a basse deformazioni sono gli stessi descritti per i terreni a grana fina, cioè riferiti al calcolo di  $E_0$  e  $G_0$  a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Si rimanda al paragrafo 1.1.1.4 per il dettaglio relativo all'ottenimento dei necessari valori di velocità a partire da indagini geofisiche o da correlazioni con CPT e SPT.

### 1.1.1.12 **Modulo elastico operativo da colpi SPT**

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT applicando il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young  $E'$  può essere calcolato come:

$$E' = S_1 \cdot N_{\text{SPT}} + S_2$$

dove  $S_1$  e  $S_2$  sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, come in tabella sottostante

Tipo di terreno	$S_1$	$S_2$
Sabbie argillose	0,316	1,58
Sabbie sature	0,478	7,17
Sabbie NC	0,756	18,75
Sabbie OC	1,04	36,79

### 7.3.4 **Permeabilità**

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

#### 7.4 FORMAZIONI ROCCIOSE

La caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose verrà fatta facendo riferimento ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

- saranno dapprima estratti i parametri relativi alla roccia intatta;
- verrà stimato il GSI (Geological Strength Index);
- l'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso verrà valutato sulla base di quanto riportato in Hoek et al (2002) e poi approssimato attraverso una relazione lineare (Mohr-Coulomb) nell'intervallo di pressione di confinamento che è più appropriata per il problema in esame; in questa fase progettuale, quindi, l'ammasso sarà preliminarmente considerato come continuo omogeneo;
- verranno stimate le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso attraverso note correlazioni fornite dalla letteratura.

##### 7.4.1 Parametri della roccia intatta

I principali parametri che consentono la caratterizzazione della roccia intatta sono:

- La densità;
- Le resistenze a compressione e a trazione;
- I moduli di rigidezza;
- Le velocità delle onde di compressione  $V_p$ .

Per la definizione dei valori da assegnare alle sopra elencate grandezze si farà riferimento generalmente ai risultati delle prove di laboratorio disponibili (prove uniassiali, *Point-Load test*, prove soniche, ecc.)

I dati assunti sulla base di queste informazioni saranno anche posti a confronto con dati di letteratura al fine di verificarne l'attendibilità rispetto a quanto proposto dalla bibliografia .

A titolo di esempio si riportano in Figura 7-3 i grafici di Deere e Miller (1996) che forniscono utili indicazioni sul "rapporto di modulo", definito come il rapporto tra la resistenza a compressione ( $\sigma_c$ ) ed il modulo tangente ( $E_t$ ), per vari tipi di rocce.

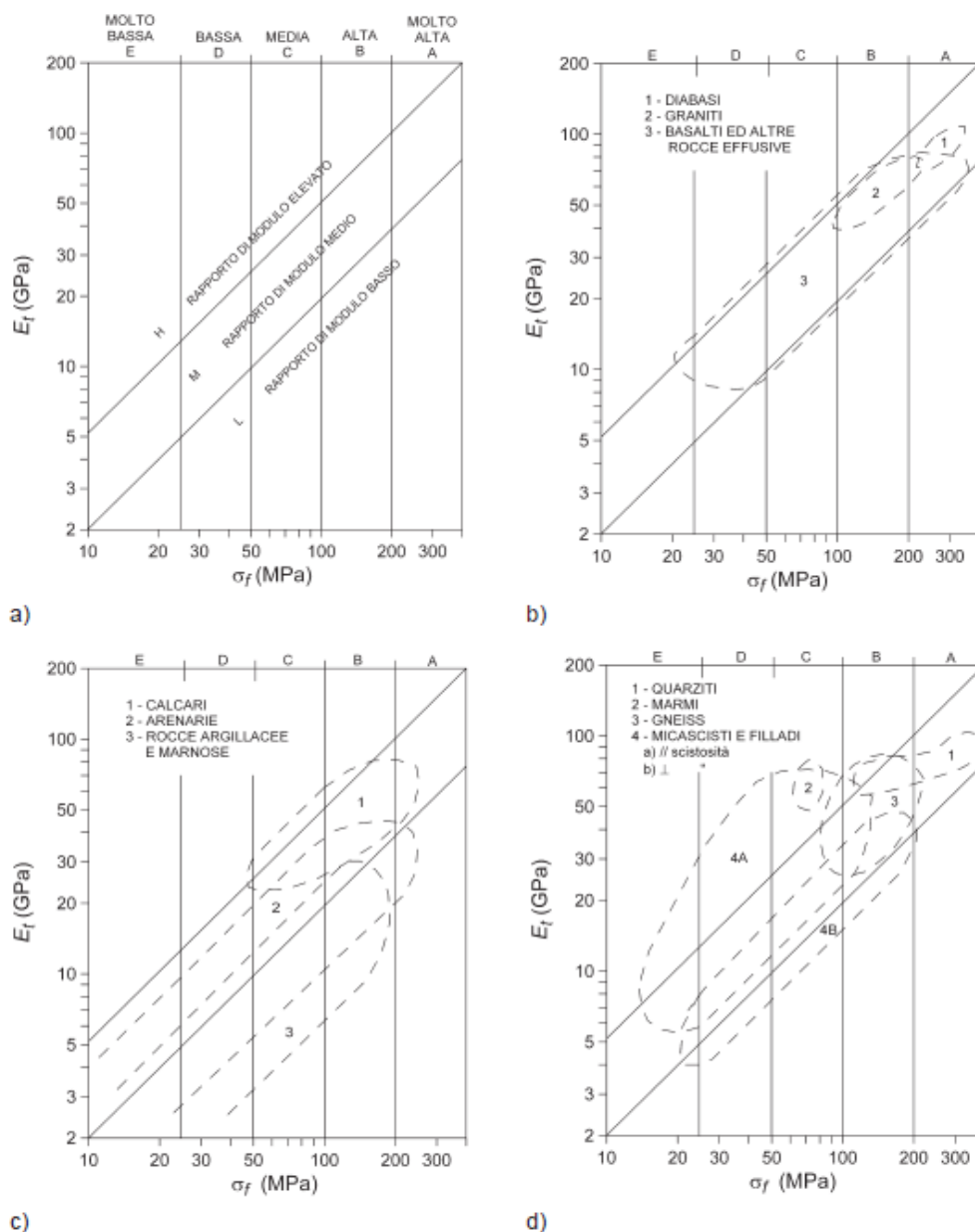


Figura 7-3: Classificazione dei materiali rocciosi di Deere & Miller (1966). Il modulo tangente è il valore per un carico pari al 50% di quello di rottura.

### 7.4.2 Stima del Geological Strength Index (GSI)

La valutazione del parametro GSI viene qui effettuata sulla base dello schema suggerito da Hoek et al. (1995), avendo a disposizione i risultati delle prove di laboratorio e i valori di RQD, di spaziatura,

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

condizione delle discontinuità e condizioni idrauliche dai rapporti tecnici delle campagne indagini disponibili.

A partire dalle descrizioni dei vari parametri di interesse vengo quindi attribuiti i rispettivi indici parziali in modo da poter ottenere il GSI come somma degli stessi (tabella in Figura 7-4).

<i>Parametro</i>	<i>Misura o descrizione</i>						
	<i>Indice</i>						
1. $\sigma_y$ (MPa)	> 200	200 ÷ 100	100 ÷ 50	50 ÷ 25	25 ÷ 10	10 ÷ 3	3 ÷ 1
	15	12	7	4	2	1	0
2. <i>RQD</i> (%)	100 ÷ 90	90 ÷ 75	75 ÷ 50	50 ÷ 25	< 25		
	20	17	13	8	3		
3. $\bar{s}$ (m)	> 2	2 ÷ 0.6	0.6 ÷ 0.2	0.2 ÷ 0.06	< 0.06		
	20	15	10	8	5		
4. Condizione delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, chiusi, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche	10						

**Figura 7-4: Schema per la valutazione degli indici parziali del sistema di classificazione GSI (da Hoek et al, 1995 modificata)**

In assenza di informazioni sufficienti alla determinazione del GSI secondo quanto fin qui descritto, si potrà fare riferimento agli abachi di Hoek e Brown (1997) che consentono una valutazione del GSI su base qualitativa e sono estesi anche a rocce "scadenti" (Figura 7-5).



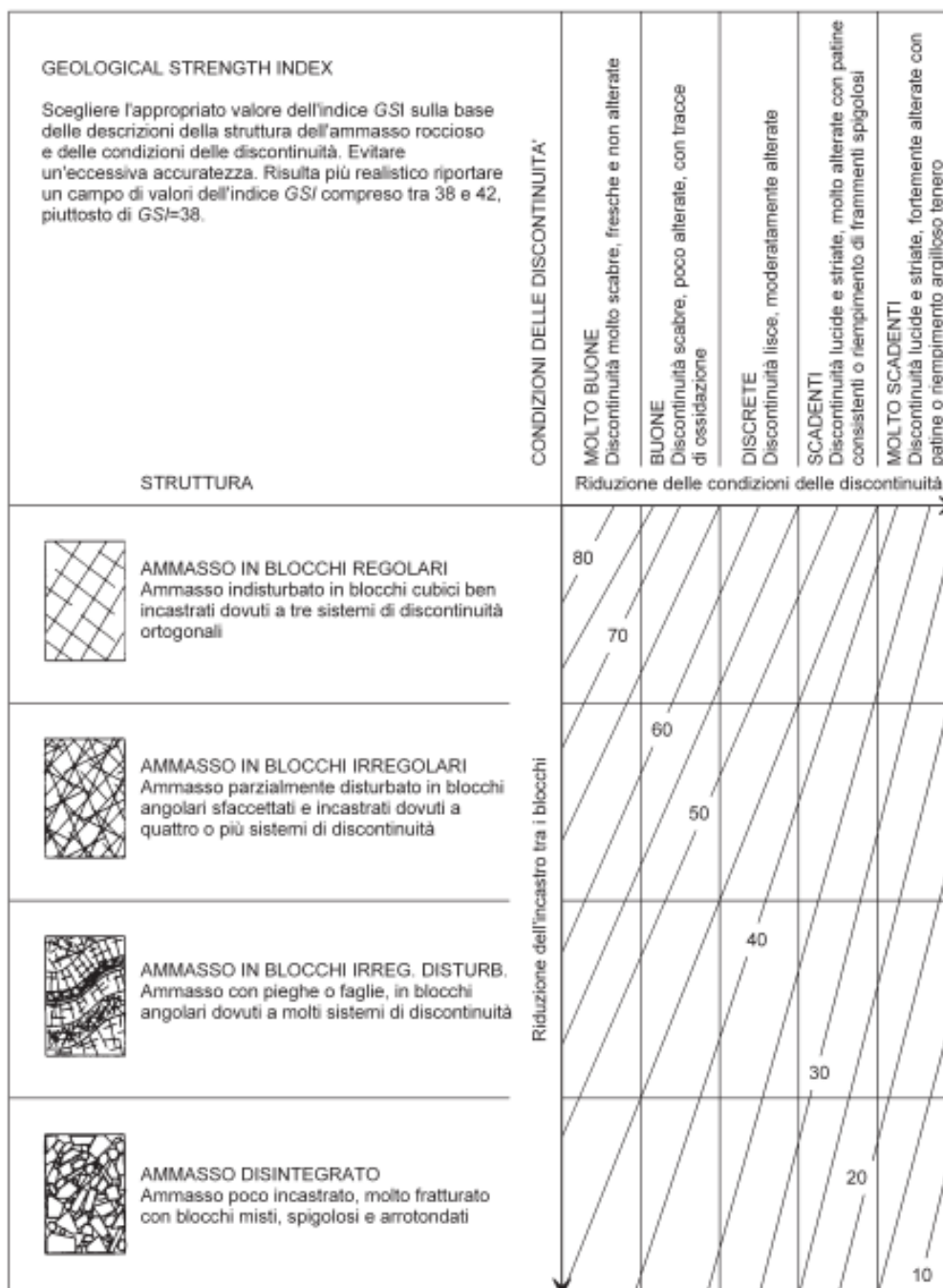


Figura 7-5 – Classificazione GSI da Hoek e Brown (1997) modificata

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A	FOGLIO 42 di 72

Una volta selezionato il valore di GSI sarà comunque considerato un campo di variazione di  $\pm 5$  punti nell'intorno dello stesso, corrispondente ad un intervallo di confidenza del 90% (Hoek, 1998).

### 7.4.3 Resistenza dell'ammasso roccioso

La resistenza dell'ammasso roccioso verrà stimata attraverso l'applicazione del metodo descritto da Hoek et al. (2002) che utilizza l'indice GSI per passare dal criterio di Hoek-Brown della roccia intatta a quello per l'ammasso.

La formulazione del citato criterio è:

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

in cui

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

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

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

con

- GSI = Geological Strength Index (par. 6.4.1);
- $m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta;
- $\sigma_1$  = tensione principale efficace maggiore;
- $\sigma_3$  = tensione principale efficace minore;
- $\sigma_{ci}$  = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta ottenuta dalle prove di laboratorio;
- D= fattore di disturbo.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

Per ogni litotipo il coefficiente  $m_i$  in generale verrà valutato sulla base dei risultati di prove uniassiali e triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI=100 (cioè applicabile per roccia intatta). In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a valori da bibliografia (vedi Tabella 7-1).

**Tabella 7-1: Valori tipici e campo di parametri di resistenza secondo il criterio di Hoek-Brown per vari tipi di rocce**

	$\sigma_{ci}$ (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 quanto riguarda il fattore di disturbo D (variabile da 0 a 1), che in generale dipende dall'allentamento causato dalle metodologie di scavo, verrà assunto un valore  $D > 0.7$  per pendii naturali e fronti di scavo aperti, per tener conto della mancanza di confinamento laterale.

Ai fini applicativi, come da pratica comune, il criterio curvilineo precedentemente descritto verrà approssimato con la relazione lineare di Mohr-Coulomb nell'intervallo di pressione di confinamento correlato al problema in esame. Tale criterio diviene, nel piano  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ,

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3'$$

In cui  $c'$  e  $\phi'$  sono rispettivamente la coesione e l'angolo di attrito attribuita all'ammasso roccioso per le condizioni assunte.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

#### **7.4.4 Caratteristiche di deformabilità**

##### **1.1.1.13 Moduli elastici iniziali**

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale della roccia in  $\text{kN/m}^3$ ;

$\nu'$  = rapporto di Poisson;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/s}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole", "cross hole", sismiche a rifrazione, MASW, ecc.

##### **1.1.1.14 Moduli operativi Permeabilità**

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità (es: *Lugeon*) in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile, come da esempi in Figura 7-6.

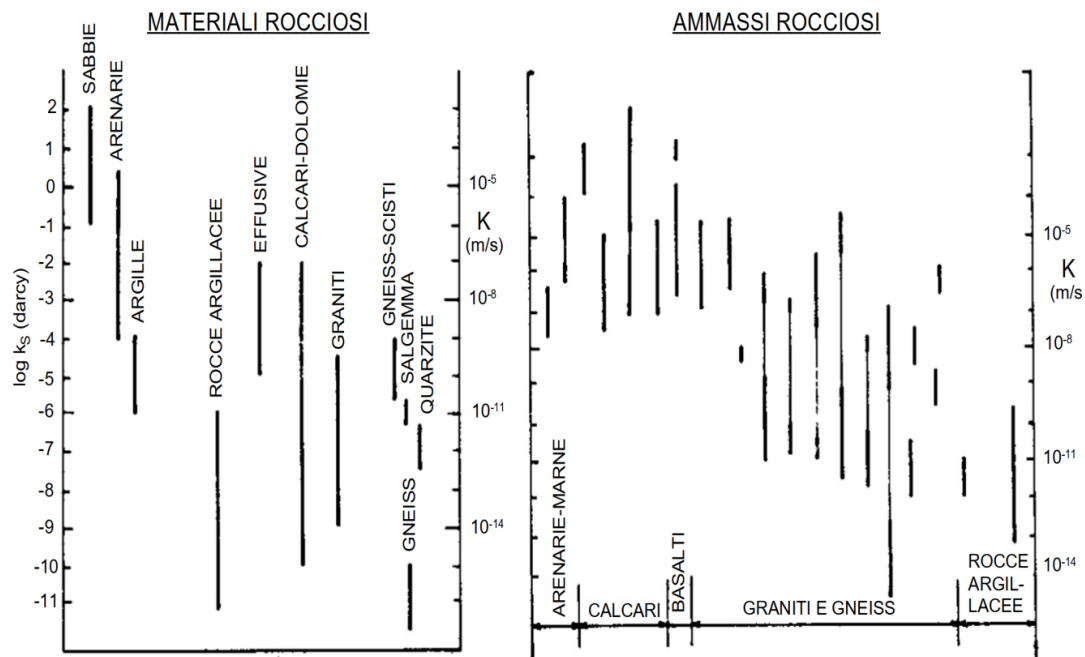


Figura 7-6: Valori di riferimento della permeabilità per ammassi rocciosi (Brace, 1980) e confronto con dati misurati dalle prove in foro *Lugeon* nel sondaggio S2 (in rosso).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 8 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata con i criteri e le correlazioni illustrati al precedente capitolo. Nel seguito si riportano e discutono i dati relativi a ciascuna unità geotecnica già individuata nel capitolo 6, differenziando l'approccio di caratterizzazione in base alla natura coesiva, incoerente o rocciosa ad essa associata, come da capitolo 7.

Nella presente relazione si farà riferimento ad una caratterizzazione generale delle unità individuate, rimandando alle specifiche relazioni di calcolo o di pre-dimensionamento la descrizione degli effettivi parametri assunti per le verifiche inerenti alle singole problematiche geotecniche.

### 8.1 UNITÀ UG1

L'unità geotecnica UG1 è costituita da un terreno coesivo caratterizzato da percentuali di argilla e limo tra 40-50 %, di sabbia tra 10-20 % e dalla quasi assenza di ghiaia.

#### 8.1.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e le relative proprietà indice sono riassunti nella Tabella 8-1 suddivisi per campioni e profondità di prelievo. Nella Figura 8-1 successiva, invece, i valori degli stessi parametri sono riportati graficamente.

**Tabella 8-1: Parametri fisici dell'unità geotecnica 1.**

sondaggio-campione	unità geotecnica	profondità media	$\gamma$	ghiaia	sabbia	limo	argilla	$W_n$	$W_L$	$I_p$	$I_c$	$e_0$
		(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)
S2-CI1	1	4.25	19.6	2	10	50	38	27.7	59	37	0.9	0.72
S2-CI2	1	9.75	19.7	1	11	36	52	26.3	80	54	1.0	
S2-CI3	1	17.65	20.0	0	17	38	45	22.8	77	51		0.65
S3-CI1	1	4.25	20.0	0	23	35	42	23.7	46	23	1.0	0.62
S3-CI2	1	13.20	19.4	0	14	37	49	26.3	75	48		

Con riferimento i grafici di Figura 8-1, I pesi dell'unità di volume presentano valori tra 19,5 e 20,0 kN/m<sup>3</sup>. L'indice dei vuoti può essere assunto mediamente pari a 0,65.

L'andamento dell'indice di plasticità di Figura 8-2 indica una condizione PLASTICA ( $15 < I_p < 40$ ).

La consistenza è generalmente SOLIDO-PLASTICA, come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza ( $0.9 < I_c < 1$ ) riportati nel grafico della stessa figura.

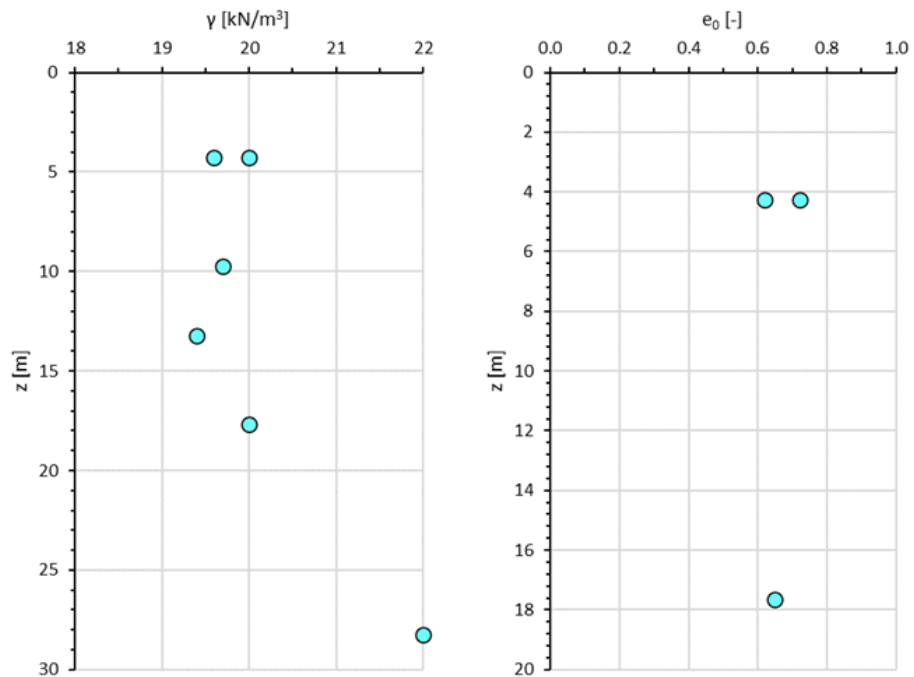
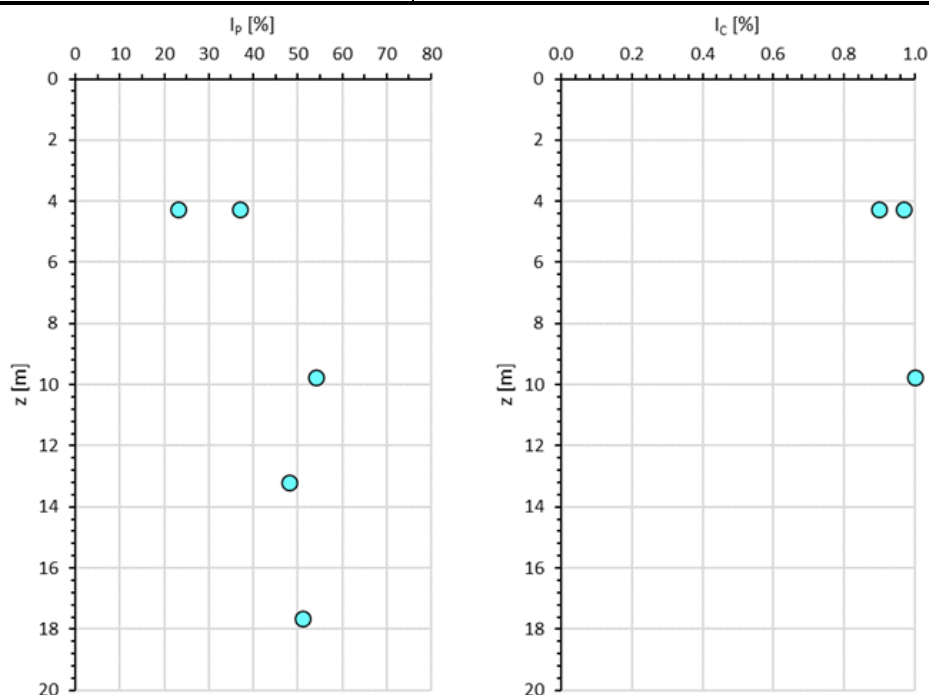


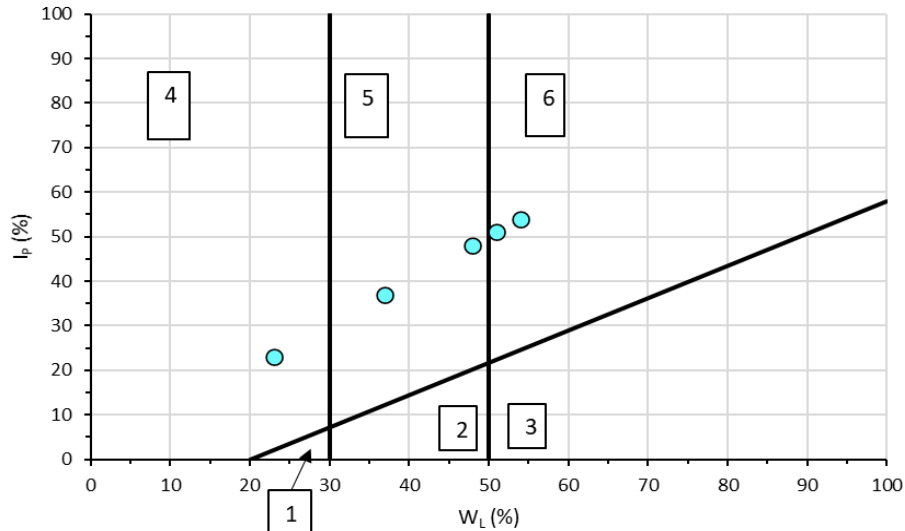
Figura 8-1: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume e dell'indice dei vuoti.



**Figura 8-2: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza.**

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 8-3) classifica i terreni come argillosi inorganici. Le unità risultano comunque di medio-alta plasticità. Per quanto riguarda la carta di Attività i terreni sono classificabili da INATTIVI a NORMALMENTE ATTIVI.





**Definizione delle zone:**

- 1 - Limi inorganici di bassa compressibilità
- 2 - Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- 3 - Limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche
- 4 - Argille inorganiche di bassa plasticità
- 5 - Argille inorganiche di media plasticità
- 6 - Argille inorganiche di alta plasticità

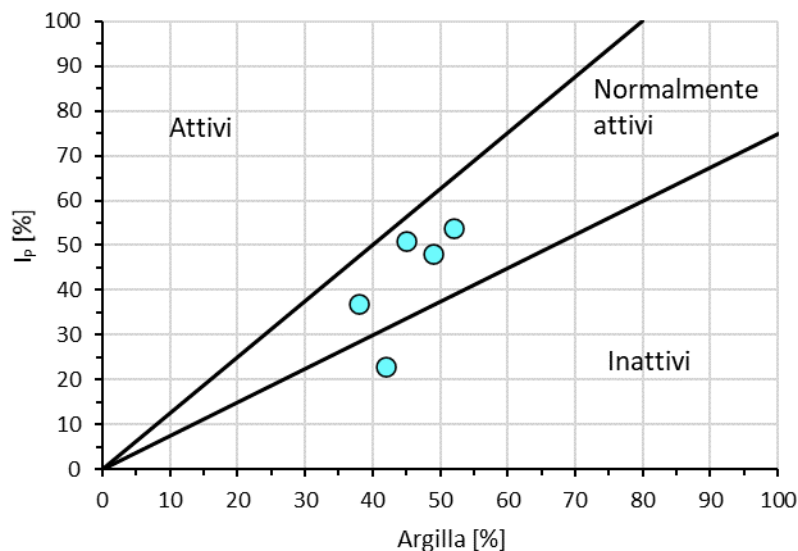


Figura 8-3: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso).

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

Il grado di sovraconsolidazione è desumibile dalle 3 prove edometriche eseguite. Dall'interpretazione con metodologia di Casagrande i valori di OCR risultanti sono riportati nel grafico in Figura 8-4.

Il materiale estratto dai sondaggi, eseguiti in prossimità della strada provinciale SP21 (sondaggio S2) e della linea ferroviaria esistente Trapani-Castelvetrano (sondaggio S3), risulta sovraconsolidato nella parte superiore, con OCR tendente all'unità a profondità di 18-20m

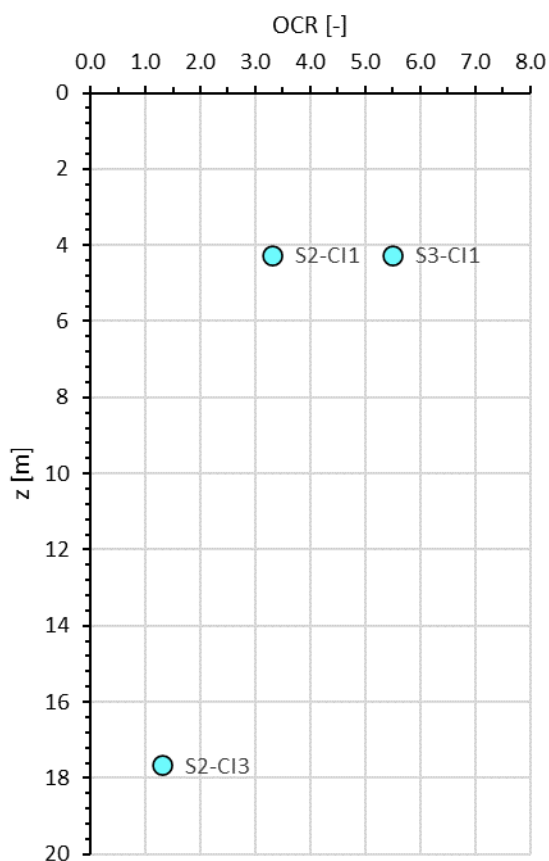


Figura 8-4: Valori di OCR determinati con le prove edometriche.

## 8.1.2 Parametri di resistenza

### 1.1.1.15 Condizioni non drenate

In Figura 8-5 si riportano gli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  con la profondità, ottenuti dalle correlazioni con  $N_{SPT}$  e i valori ottenuti dalle prove di laboratorio di tipo triassiale UU.

I dati così ottenuti, con riferimento al precedente grafico che segue, risultano in linea con la coesione non drenata definita dalla formulazione lineare di Koutsoftas and Ladd (1985) ponendo il coefficiente di sovraconsolidazione pari a un valore medio rispetto a quelli determinati dalle prove edometriche ( $OCR=4$ ).

$$c_u = 0.22 \cdot \sigma'_v \cdot OCR^{0.8}$$

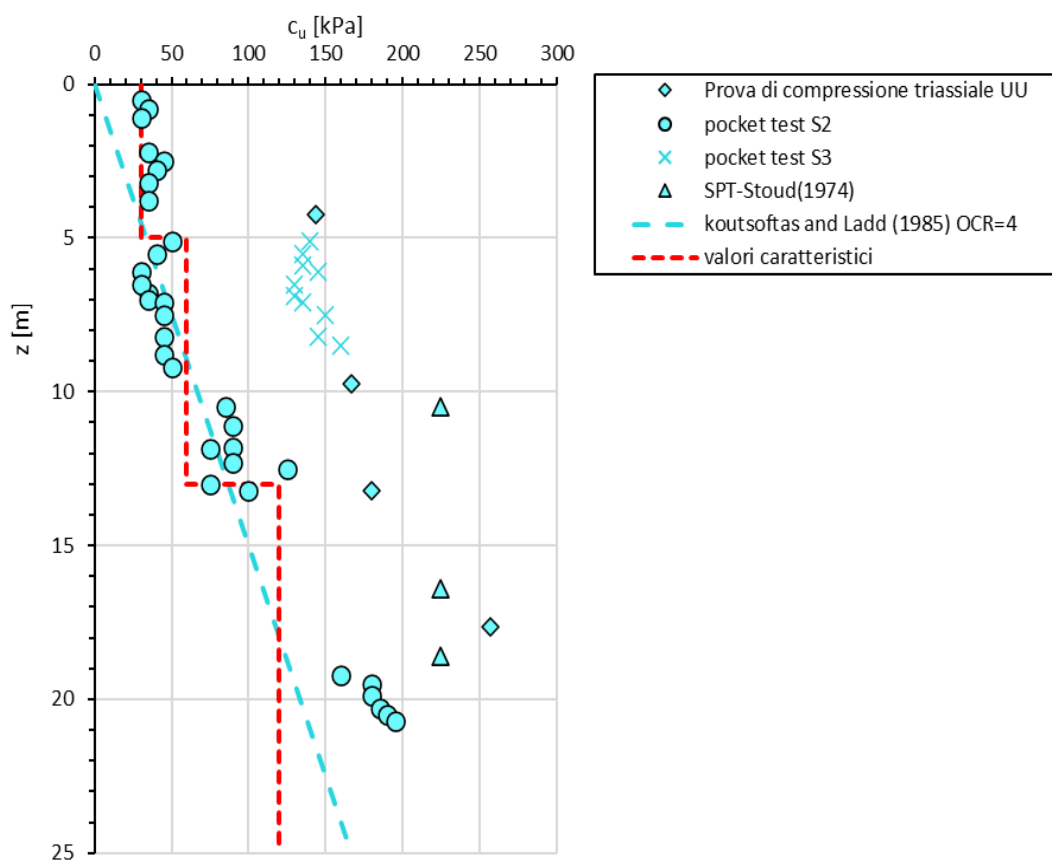


Figura 8-5: Andamenti di  $c_u$  con la profondità per l'unità geotecnica 1.

### 1.1.1.16 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità geotecnica UG1. I dati sono stati cumulati in modo da ottenere una regressione su più prove (Figura 8-6). In Figura 8-6 con le rette tratteggiate in rosso si delimita il range di valori di angolo di attrito e coesione drenata che caratterizzano l'unità.

In particolare, risulta:

$$\varphi' = 20 \div 23^\circ$$

$$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$$

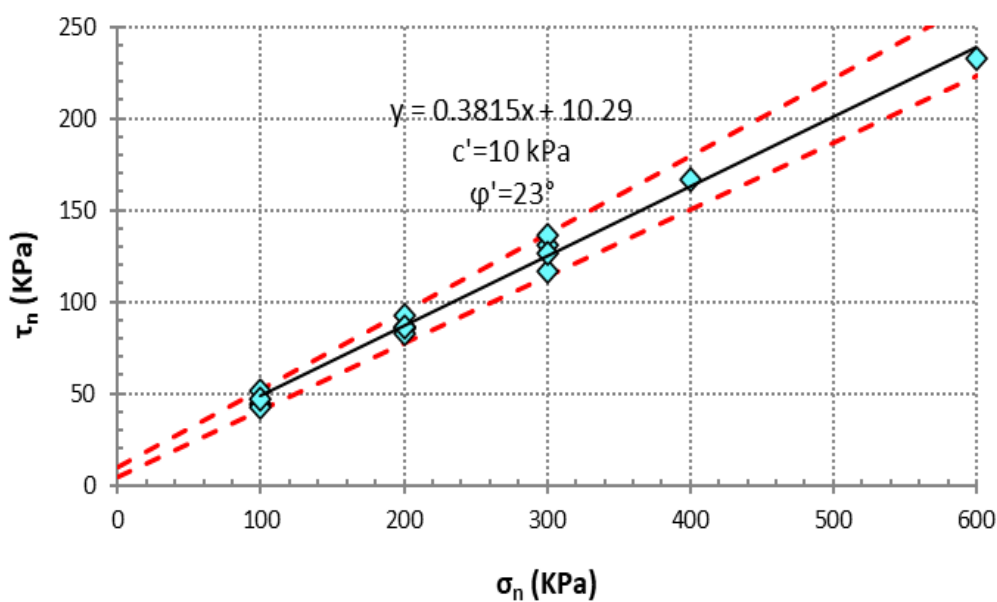


Figura 8-6: Unità geotecnica 1 - interpretazione delle prove di taglio diretto

A titolo di confronto, nei grafici in Figura 8-7 si riportano i valori di angolo di attrito e coesione drenata in funzione della profondità, ottenuti dalle singole prove di taglio diretto. Con rette rosse tratteggiate sono indicati i limiti dei range di valori caratteristici dell'unità.

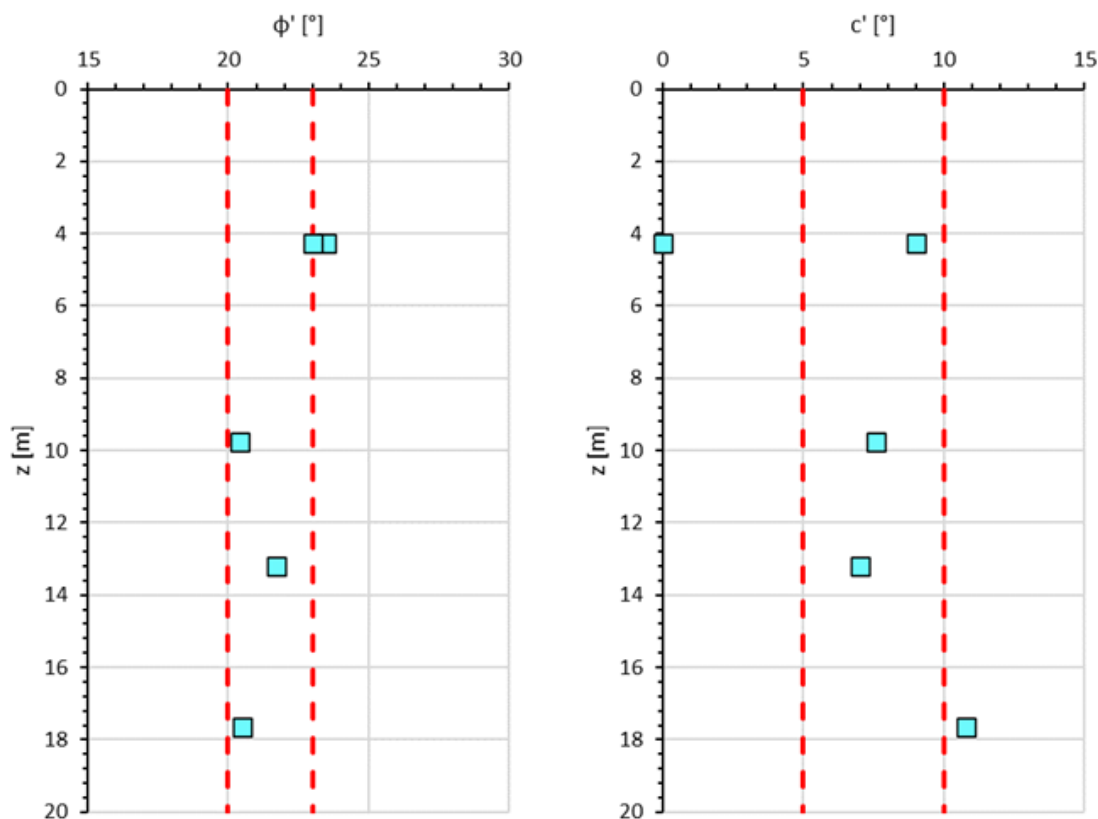


Figura 8-7: Valori di angolo di attrito e coesione drenata da prove TD.

### 8.1.3 Parametri di rigidezza

#### 1.1.1.17 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nella Tabella 8-2.

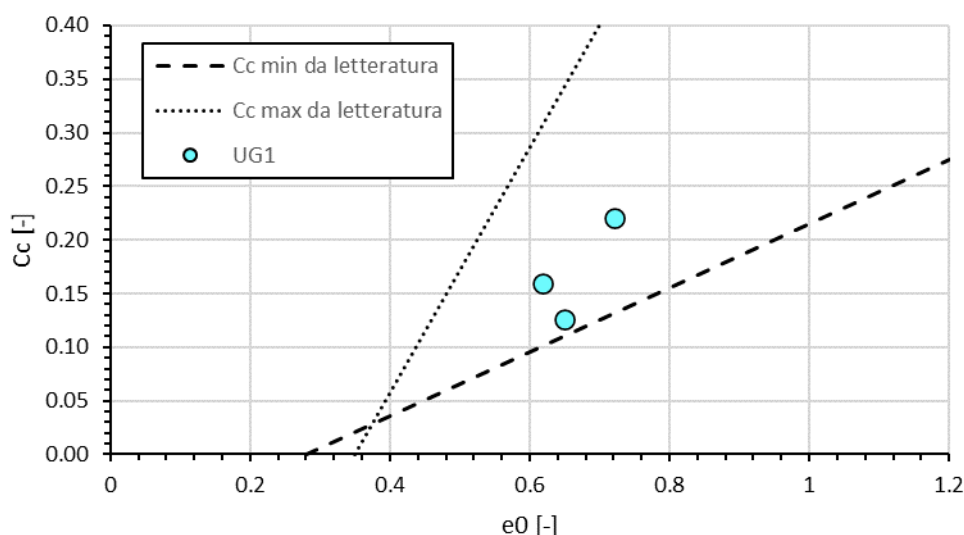
Tabella 8-2: Sommario dei parametri ottenuti dalla elaborazione di tutte le prove edometriche disponibili

sondaggio-campione	unità geotecnica	profondità media (m)	$e_0$ (-)	OCR (-)	$C_c$ (-)	$C_s$ (-)	$C_s/C_c$ (%)	$C_c$ media (-)	$C_s$ media (-)	$C_s/C_c$ media (%)
S2-CI1	1	4,25	0,72	3,3	0,220	0,080	36	0,169	0,060	36
S2-CI3	1	17,65	0,65	1,3	0,126	0,056	44			
S3-CI1	1	4,25	0,62	5,5	0,160	0,044	28			

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS7J	00	R 11 GE	GE0000001	A	54 di 72

Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di pre-consolidazione; ne è derivato che i terreni risultano generalmente sovra-consolidati, con OCR decrescente con la profondità, a conferma di quanto già osservato in precedenza.

I coefficienti di compressione  $C_c$  calcolati sono stati posti a confronto, nella Figura 8-8, con tipici intervalli di variazione indicati dalla letteratura (vedi Lancellotta, 2009), in dipendenza dall'indice dei vuoti iniziale  $e_0$ ; ne deriva una più che soddisfacente coerenza.



**Figura 8-8: Valori di  $C_c$  calcolati per le diverse unità e confronto con indicazioni di letteratura (Lancellotta,2009).**

### 1.1.1.18 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

I valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di  $G_0$ , derivanti dai valori di  $V_s$  come da paragrafo 1.1.1.4, e derivati dai moduli edometrici ottenuti dalle prove invertendo la relazione:

$$E_{ed} = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}$$

I valori dei moduli operativi in funzione della profondità sono riportati nel grafico in Figura 8-9. La retta tratteggiata in rosso rappresenta i valori caratteristici del modulo definiti per l'unità.

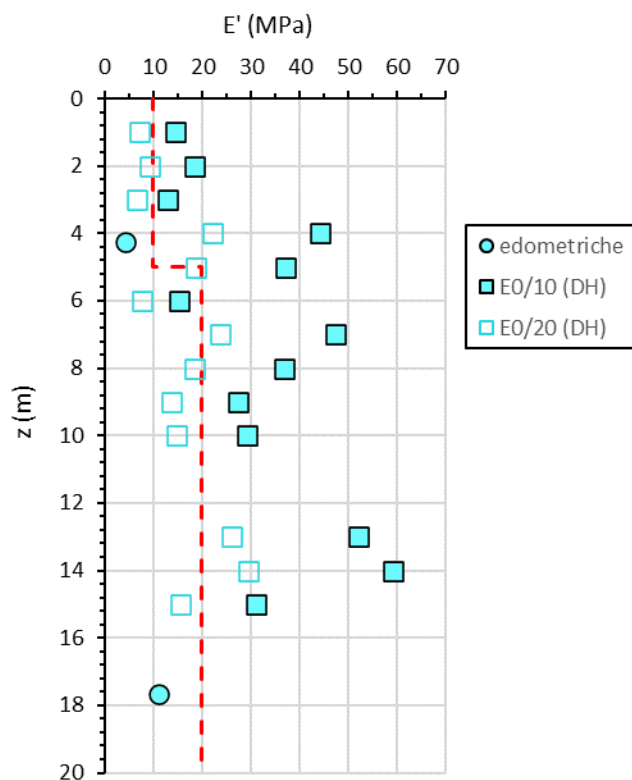


Figura 8-9: Moduli operativi per l'unità geotecnica 1.

#### 8.1.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine sono state eseguite 3 prove di permeabilità tipo *Lefranc* a carico variabile. In Tabella 8-3 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alle varie unità indagate.

Tabella 8-3 Risultati delle prove Lefranc

sondaggio	Unità geotecnica	profondità	k (m/s)
S2	1	4,5	8,05E-08
S2	1	8,5	2,66E-07
S3	1	4,25	6,44E-07

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 8.2 UNITÀ UG2

L'unità geotecnica UG2 è costituita da un terreno granulare caratterizzato da percentuali di ghiaia di 45-65% di sabbia di 20-40% e percentuali di fino di 10-20%.

### 8.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

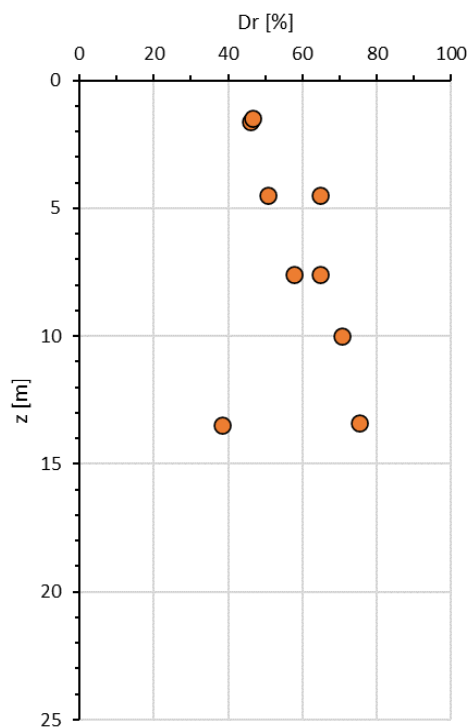
La granulometria determinata in laboratorio dai campioni rimaneggiati è riassunta in Tabella 8-4.

Il terreno non risulta in alcun modo plastico data la scarsa presenza di materiale fino.

**Tabella 8-4: Parametri fisici dell'unità geotecnica UG2**

sondaggio-campione	unità geotecnica	profondità media	ghiaia	sabbia	limo-argilla
		(m)	(%)	(%)	(%)
S2-CR2	2	16,20	43	38	19
S3-CR1	2	10,25	68	20	12

Dall'interpretazione delle prove di sito SPT con la formulazione di Skempton (1986) i valori di densità relativa derivanti sono riassunti nel grafico in Figura 8-10.



**Figura 8-10: Densità relativa da interpretazione SPT.**



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS7J	00	R 11 GE	GE0000001	A	57 di 72

### 8.2.2 Parametri di resistenza

Considerata la tipologia di terreni, la resistenza dell'unità geotecnica UG2 è rappresentata unicamente dal parametro angolo di attrito, assumendo nulla la coesione drenata

In Figura 8-11 sono riportati i valori degli angoli di attrito determinati con il metodo proposto da Peck, Hanson e Thornburn (1956) e di Schmertman (1978) per l'interpretazione di prove SPT.

Dall'interpretazione delle penetrometriche SPT risultano dei valori di angolo di attrito elevati, quindi, cautelativamente si considera un range 35-38°.

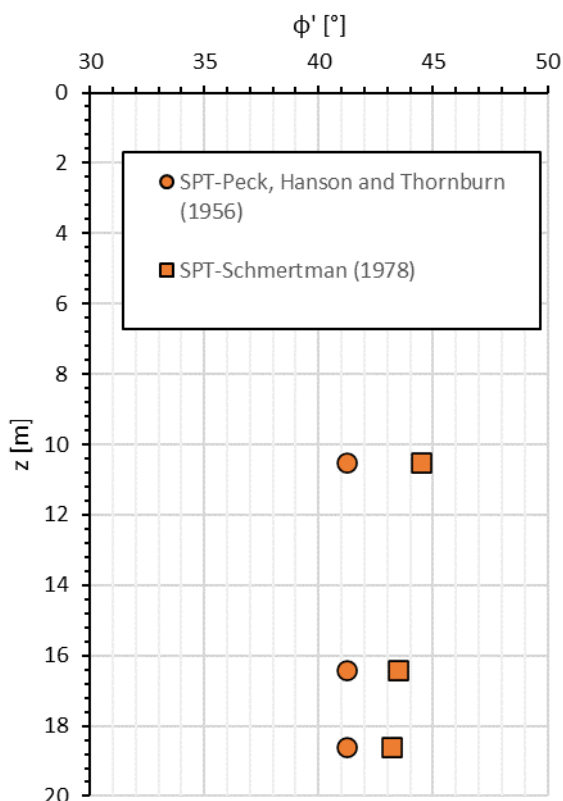


Figura 8-11: Angolo di attrito da interpretazione di prove SPT con metodo di Peck, Hanson e Thornburn e metodo di Schmertman.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 8.2.3 Parametri di rigidezza

La rigidezza è stata desunta a partire dall'interpretazione delle prove di sito SPT e dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di  $G_0$ , derivanti dai valori di  $V_s$ .

In Figura 8-12 sono riportati i valori di modulo operativo ottenuti dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT e delle geofisiche.

I valori di rigidezza a piccole deformazioni ricavati dalle geofisiche sono stati ridotti per fattori 1/10-1/20. Per la definizione del range di valori caratteristici 50-60 MPa (in linea rossa tratteggiata nel grafico che segue) sono stati presi in considerazione i valori di  $E'$  da SPT e di  $E_0/20$  (in maggiore accordo con i primi).

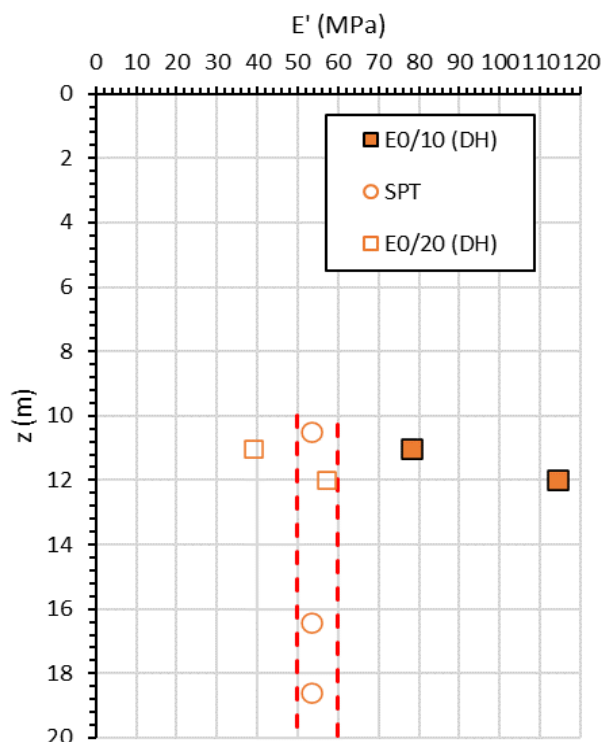


Figura 8-12: Modulo di rigidezza dell'unità geotecnica 2

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

### 8.3 UNITÀ UG3

I sondaggi S2 e S3 eseguiti hanno intercettato, a 16-20m circa di profondità, la formazione calcarenitica che nel profilo geologico è indicata come **EPCa** e che in questa relazione e nel relativo profilo geotecnico è stata indicata come **unità geotecnica UG3**.

#### 8.3.1 Parametri della roccia intatta

Sui campioni di roccia intatta sono state eseguite, nei sondaggi S2 e S3, complessivamente n.3 prove Point Load Test e 1 prova di compressione uniassiale con misura del modulo; i risultati sono sintetizzati nella Tabella 8-5.

**Tabella 8-5: Valori di densità e di resistenza e moduli ottenuti su campioni di roccia intatta**

sondaggio-campione	unità geotecnica	profondità media (m)	$\gamma$ (kPa)	Prova di compressione uniassiale			Point load test		
				$\sigma_c$ (MPa)	$E_m \tan$ (MPa)	$\nu$ (-)	$I_{s(50)}$	$\alpha$	$\sigma_{c\_PLT}$ (MPa)
S2-CL1	3	24,5	22,7				0,91	20	18,2
S3-CL1	3	16,3	22,5				0,31	20	6,2
S3-CL2	3	28,2	22,0	10,2	7292	0,33	0,46	20	9,2

I valori della densità risultano molto variabili e compresi tra 22,0 e 22,7 kN/m<sup>3</sup>.

Il valore di resistenza a compressione e del modulo tangenziale  $E_t$  sono stati inseriti in Figura 8-13, a titolo di confronto, nel grafico di *Deer e Miller (1996)*:

- $\sigma_f=10-12$  MPa
- $E_t=7$  GPa

Il confronto mostra come il punto si collochi in prossimità dei limiti bibliografici delle arenarie, quindi in accettabile coerenza con la letteratura.

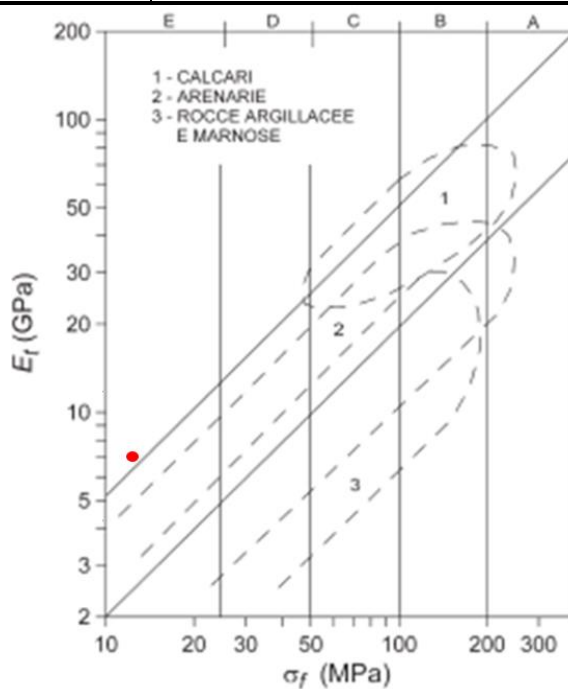


Figura 8-13: Valori indicativi di resistenza uniaxiale e modulo tangente secondo Deere e Miller (1996)

La scelta effettuata classifica le Calcareniti oggetto di studio tra le rocce di Classe E, con *resistenza molto bassa*, come da tabella degli autori citati (Tabella 8-6).

Tabella 8-6: Classificazione delle rocce in base alla resistenza a compressione uniaxiale secondo Deere e Miller (1996)

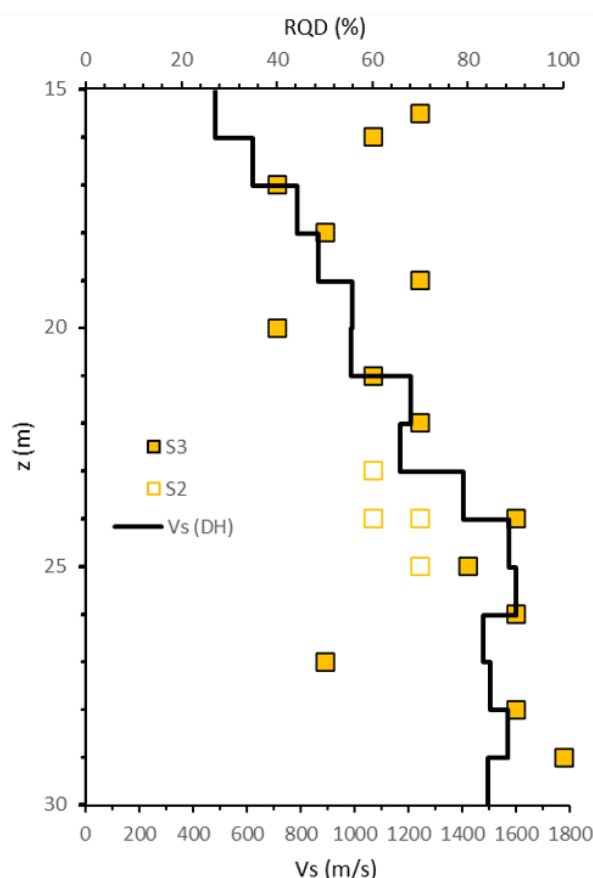
Classe	Descrizione	$\sigma_f$ (MPa)
A	Resistenza molto alta	> 200
B	Resistenza alta	100 ÷ 200
C	Resistenza media	50 ÷ 100
D	Resistenza bassa	25 ÷ 50
E	Resistenza molto bassa	< 25

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A	FOGLIO 61 di 72

### 8.3.2 Parametri dell'ammasso roccioso

#### 1.1.1.19 Rock Quality Index (RQD)

Nella Figura 8-14 che segue sono riportati, in forma grafica, i valori di RQD indicati nelle stratigrafie dei sondaggi S2 e S3 (che intercettano lo strato roccioso rispettivamente a profondità di 23 e 15 metri circa) confrontati con il profilo di velocità delle onde di taglio della *Down-Hole*. I valori di RQD sono congruenti e tendenzialmente crescenti con la profondità e il loro andamento, che descrive l'integrità e la qualità della roccia, è confrontabile con quello delle velocità di propagazione delle onde di taglio che ne descrive la rigidità (correlata all'integrità).



**Figura 8-14: Valori di RQD del materiale roccioso estratto dai sondaggi S2 e S3.**

I campioni rocciosi estratti dai due sondaggi presentano un RQD medio di 70-75 % quindi la qualità dell'ammasso roccioso secondo le indicazioni della classifica RQD (Tabella 8-7) risulta tra discreta e buona.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

**Tabella 8-7: Qualità dell'ammasso roccioso secondo la classifica RQD**

qualità dell'ammasso	RQD (%)
molto scadente	$\leq 25$
scadente	$26 \div 50$
discreta	$51 \div 75$
buona	$76 \div 90$
molto buona	$> 90$

#### 1.1.1.20 Geological Strength Index (GSI)

È possibile valutare il GSI dell'ammasso roccioso con l'utilizzo delle Tabella 8-8 e Tabella 8-9.

Dalle foto delle cassette e dalla descrizione dei campioni litoidi risulta che l'ammasso roccioso è di natura arenitica e presenta una particolare stratificazione.

Dalle descrizioni e dai dati disponibili, basandosi anche con confronti di letteratura, si è deciso di assumere un valore di GSI di 40.



**Figura 8-15: Foto di una cassetta di campioni litoidi.**

**Tabella 8-8: Classifica GSI a partire dal tipo di fratturazione.**

**"GEOLOGICAL STRENGTH INDEX" PER AMMASSI FRATTURATI (Hoek & Marinos 2000)**

Il valore medio di GSI è stimato dalla litologia, dalla struttura dell'ammasso e dalle condizioni delle superfici di discontinuità. Si suggerisce di non essere troppo precisi, perché stimare un valore dell'indice da 33 a 37 è più realistico che affermare che GSI=35. E' da osservare che questa classificazione non è applicabile a rotture dell'ammasso lungo discontinuità. Dove sussistono piani di discontinuità di bassa resistenza, orientati sfavorevolmente rispetto al fronte di scavo, questi controllano il comportamento dell'ammasso. La resistenza al taglio di discontinuità in rocce che siano facilmente deteriorabili per variazioni del contenuto d'acqua risulta ridotta in presenza d'acqua. Il valore di GSI stimato per rocce di qualità da sciolta a molto scadente, nel caso sia presente acqua, può essere ridotto spostandosi verso destra nella tabella. Nel caso vi sia acqua in pressione se ne tiene conto eseguendo analisi in tensioni efficaci.

STRUTTURA	CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'			
	MOLTO BUONE Discontinuità molto scabre, fresche e non alterate	BUONE Discontinuità scabre, poco alterate, con tracce di ossidazione	DISCRETE Discontinuità lisce, moderatamente alterate	SCADENTI Discontinuità lucide e striate, molto alterate con patine consistenti o riempimento di frammenti spogliati
<b>MASSIVA</b> Roccia intatta o ammasso indisturbato con poche discontinuità molto spaziate	90			N/A
<b>A BLOCCHI REGOLARI</b> Ammasso indisturbato in blocchi cubici ben incastrati dovuti a tre sistemi di discontinuità ortogonali	80			N/A
<b>A BLOCCHI IRREGOLARI</b> Ammasso parzialmente disturbato in blocchi angolari sfaccettati e incastrati dovuti a quattro o più sistemi di discont.	70			N/A
<b>A BLOCCHI IRREG./DISTURB./STRATIF.</b> Ammasso con pieghe o faglie, in blocchi angolari dovuti a molti sistemi di discontinuità. Estensione dei piani di foliazione o stratificazione	60	50	40	30
<b>AMMASSO DISINTEGRATO</b> Ammasso poco incastrato, molto fratturato con blocchi misti, spigolosi e arrotondati				20
<b>AMMASSO FOLIATO/LAMINATO</b> Assenza di struttura a blocchi dovuta a spaziatura ravvicinata dei piani di foliazione o di taglio	N/A	N/A		10

Riduzione delle condizioni delle discontinuità

Riduzione dell'incastrato tra i blocchi

Tabella 8-9: Classifica GSI a partire dalla natura della roccia.

**GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos P and Hoek E, 2000)**

From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note: that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.

COMPOSITION AND STRUCTURE

COMPOSITION AND STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)			
	VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces	FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments
<b>A. Thick bedded, very blocky sandstone</b> The effect of pebblic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.	70	60	50	40
<b>B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone</b>				
<b>C. Sandstone and siltstone in similar amounts</b>				
<b>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers</b>				
<b>E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers</b>				
<b>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</b>				
<b>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers</b>				
<b>H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.</b>				



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS7J	00	R 11 GE	GE0000001	A	64 di 72

Il coefficiente  $m_i$  può essere valutato da letteratura secondo la Tabella 7-1 ed è fissato pari a 10.

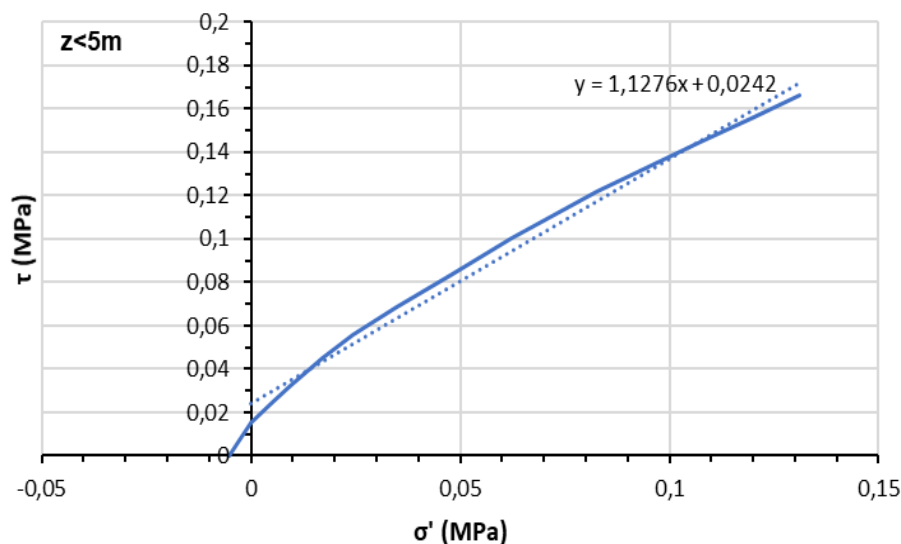
Il fattore di disturbo D è posto pari a 0,7, per la caratterizzazione dell'affioramento per tener conto di un potenziale maggiore disturbo legato alla tipologia di lavorazione prevista (scavi meccanici), e a 0,5 in profondità.

**Tabella 8-10: Parametri di input del modello Hoek-Brown.**

RQD	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (Mpa)	GSI	$m_i$	E (Mpa)	Disturbo
60÷70	22÷25	10	40	10	7000	0,5÷0,7

Con riferimento alla Tabella 8-10, che riporta i parametri di input del metodo di Hoek-Brown, e allo stato tensionale alla profondità di interesse sono stati definiti i parametri di resistenza del modello di Mohr-Coulomb e i parametri di rigidezza che caratterizzano l'unità litoide.

Nelle Figura 8-16, Figura 8-17, Figura 8-18 sono riportati i grafici di involucro dei criteri di rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb a diverse profondità.



**Figura 8-16: Involuppo Criteri di rottura Hoek-Brown e Mohr-Coulomb per  $z < 5m$  (UG3).**



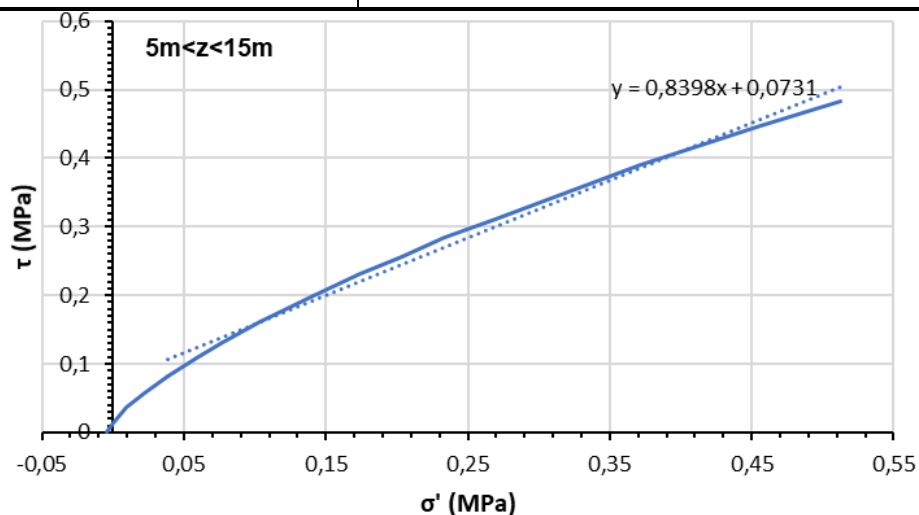


Figura 8-17: Involuppo Criteri di rottura Hoek-Brown e Mohr-Coulomb per 5m < z < 15m (UG3).

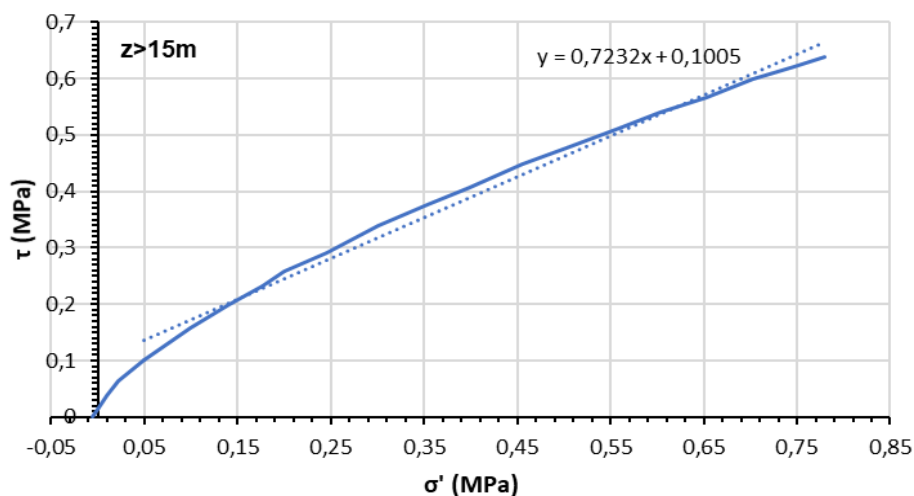


Figura 8-18: Involuppo Criteri di rottura Hoek-Brown e Mohr-Coulomb per z > 15m (UG3).

I parametri di interesse sono riassunti nella tabella che segue:

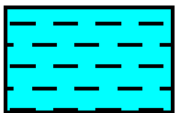
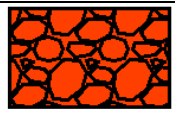
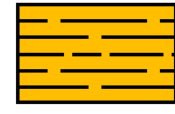
Tabella 8-11: Parametri di resistenza e rigidità dell'unità litoide.

profondità (m)	z < 5	5 < z < 15	z > 15
$\varphi'$ (°)	45	40	35
c' (kPa)	25	70	100
E' (MPa)	360	540	540

## 9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA

Di seguito sono indicate in forma tabellare le unità geotecniche individuate, coerentemente a quanto rappresentato nel profilo geotecnico a quanto discusso nei precedenti paragrafi, con i valori dei parametri caratteristici ad esse associate.

**Tabella 9-1: Parametri fisico-meccanici delle unità geotecniche.**

campitura	UG	profondità	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	$c_u$		$E'$		$k$
		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	z da p.c.[m]	[kPa]	z da p.c.[m]	[Mpa]	(m/s)
	1	-	19 ÷ 20	5 ÷ 10	20 ÷ 23	z<5	30	z<5	10	3.3E-07
						5<z<13	60			
						z>13	120	z>5	20	
	2	-	20 ÷ 22	-	35 ÷ 38	-	-	50 ÷ 60	-	1.00E-04
	3	z<5	22 ÷ 27	25	45	-	-	360	-	-
		5<z<15		70	40			540		
		z>15		100	35			540		

In merito ai livelli di falda assunti in progetto, si osserva che la superficie piezometrica, sulla base delle misure disponibili illustrate è posizionata a circa 2 metri dal piano campagna, come graficamente rappresentato nel Profilo Geotecnico allegato.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>					
	<b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS7J	00	R 11 GE	GE0000001	A	67 di 72

## 10 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che il sito deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Le Norme stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr.  $a_{max}$ ) minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 10-1 (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e Figura 10-2 (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).

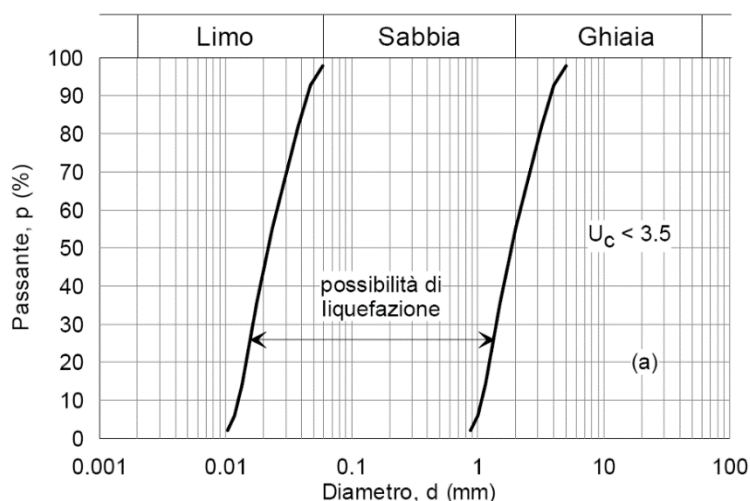
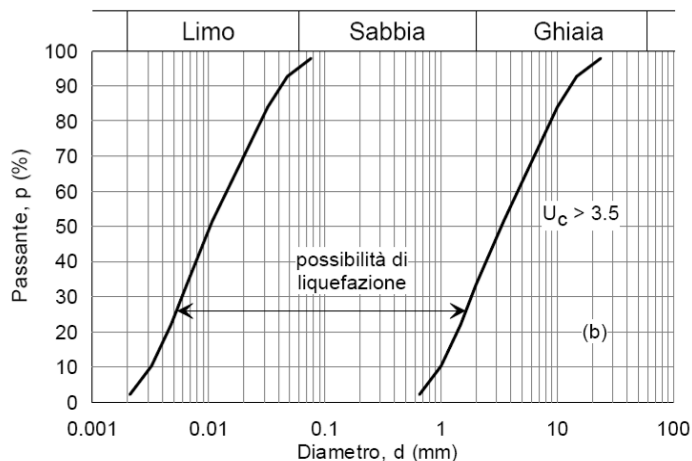


Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c < 3.5$ ).



**Figura 10-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).**

Per quanto riguarda il caso in esame, la verifica può essere esclusa in quanto viene soddisfatto il precedente criterio 1 essendo l'accelerazione massima per le opere che intercettano i depositi pari a  $a_{max}=0.0832g \leq 0.1g$  (vedi

Tabella 3-4) per lo stato limite SLV.

	<b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</b>  <b>Collegamento all'aeroporto di Trapani-Birgi</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA RS7J	LOTTO 00	CODIFICA R 11 GE	DOCUMENTO GE0000001	REV. A

## 11 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

Le principali problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono riconducibili in sintesi a:

1. Dimensionamento del sottoattraversamento stradale e pedonale alla viabilità SP21 realizzato mediante galleria artificiale (SL01) e trincee (TR02A-B) di imbocco allo stesso (elab. RS7J00R11RHSL0100001);
2. Dimensionamento della paratia di micropali MU01 (pk. 0+579,85 a 0+638,47) a protezione del fabbricato esistente per gli scavi della trincea ferroviaria TR01 (elab. RS7J00R11RHMU0000001);
3. Dimensionamento della paratia di pali provvisoriale MU02 (pk. 0+294,5 a 0+444,5) necessaria a sostenere il rilevato ferroviario esistente durante la realizzazione della nuova stazione ferroviaria (elab. RS7J00R11RHMU0000001).

### 11.1 SOTTOVIA E MURI A U

Nell'ambito del tracciato di collegamento stradale e pedonale dalla nuova stazione ferroviaria con l'aeroporto di Trapani-Birgi è stato studiato il sottovia di lunghezza  $L=30,00$  m al di sotto della SP21 e, in continuità ad essa, le trincee di imbocco.

Il sottovia viene realizzato con metodo Milano seguendo le seguenti fasi:

- realizzazione paratia di micropali provvisoriale di parzializzazione del traffico su SP21;
- realizzazione diaframmi, tappo di fondo in jet-grouting e soletta di copertura sottovia;
- scavo interno con metodo Milano fino a intradosso soletta di base sull'intera opera sottovia (SL01);
- realizzazione soletta di base;
- realizzazione delle pareti di rivestimento e soletta di copertura vasca (ove presente);

- completamento finiture interne.

Per maggiori dettagli inerenti alle fasi di costruzione dell'intera opera si rimanda all'elaborato grafico RS7J00R11PASL0100001RS7J00R11PZSL0100001.

Il sottovia presenta delle sezioni con e senza vasca di raccolta delle acque al disotto della soletta inferiore. Le dimensioni interne della vasca sono 11,5x13,5x3,0 m<sup>3</sup> (vedi Figura 11-1 e Figura 11-2).

Le trincee di imbocco (TR02 A-B) presentano sezioni di muri a U tra diaframmi, in prossimità della galleria artificiale SL01, e tra palancole metalliche provvisionali di lunghezza 12,0 m, per altezze di scavo  $H_{max} < 4,0$  m.

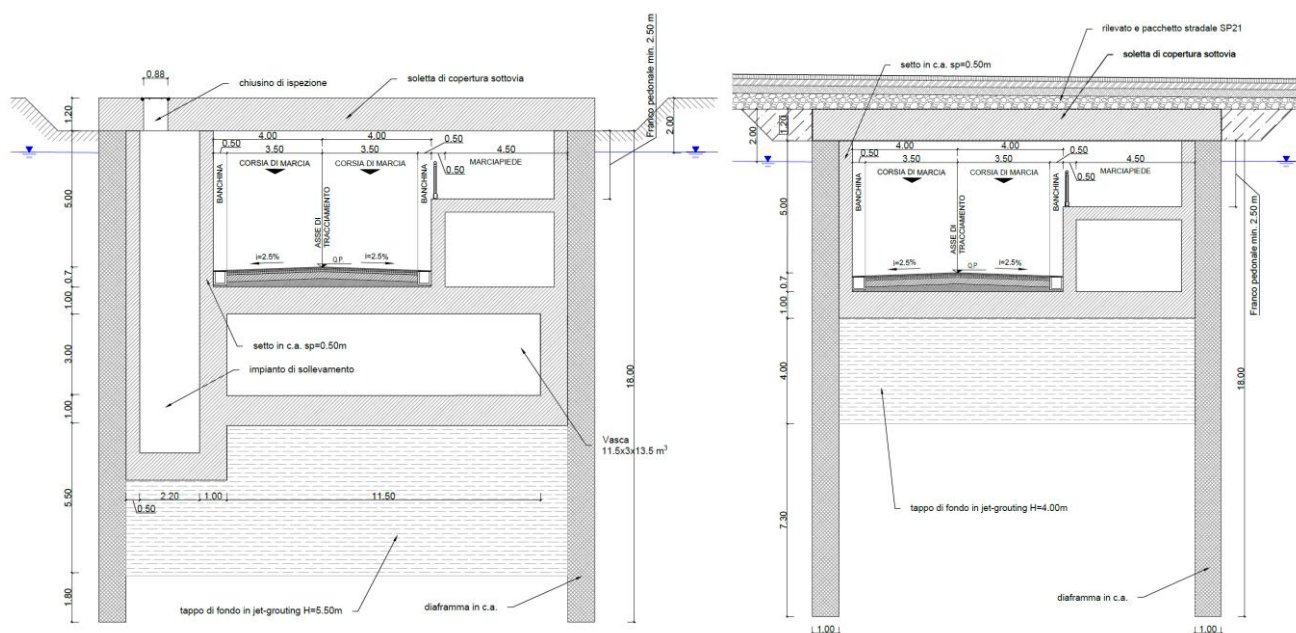


Figura 11-1: Sezioni del sottovia SL01 con e senza vasca.

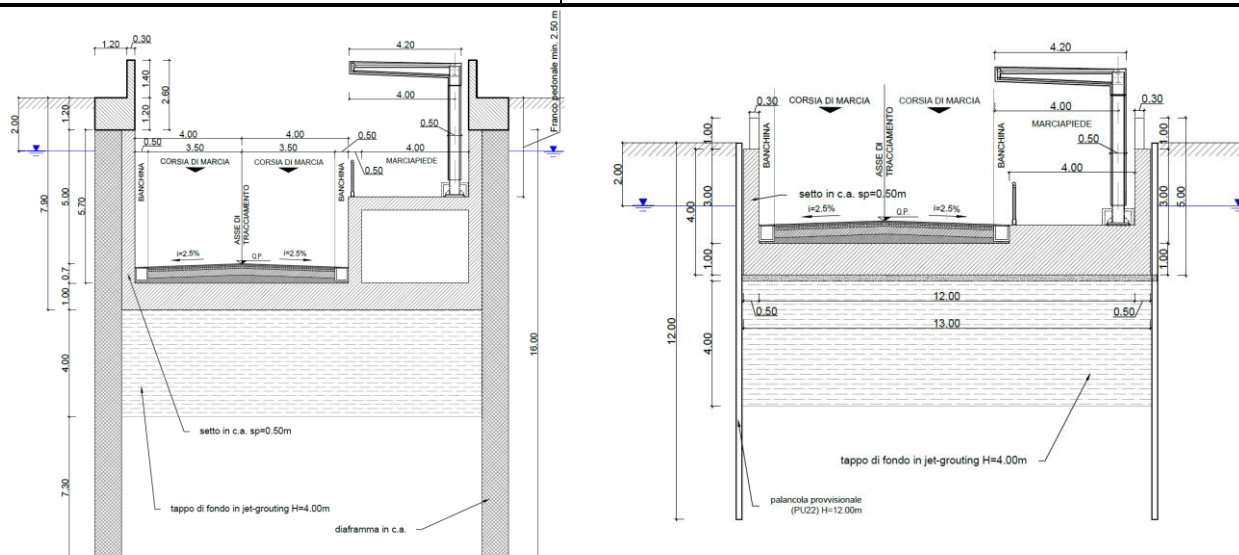


Figura 11-2: Sezioni del muro ad U tra diaframmi e tra palancole provvisorie (PU22).

## 11.2 PARATIA DI MICROPALI

Per gli scavi della trincea TR01 è stata studiata una paratia di micropali (MU01) a protezione del fabbricato esistente. La paratia, realizzata tra le progressive 0+579,85 a 0+638,47, è costituita da micropali di diametro D300 ad interasse  $i=0,4m$  di lunghezza 9,0 m.

In Figura 11-3 è riportata la sezione della trincea ferroviaria (TR01) di interesse.

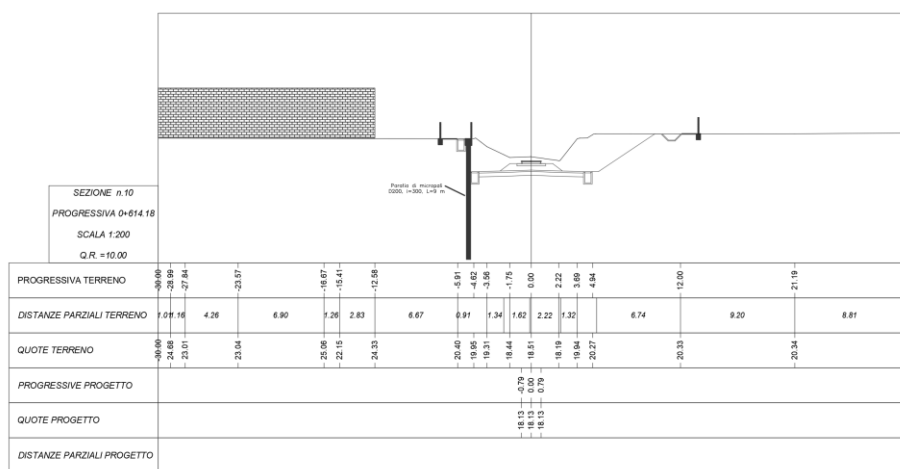


Figura 11-3: Sezione di TR01 con paratia di micropali in sinistra.

### 11.3 PARATIA PROVVISORIALE DI PALI

Per la realizzazione della nuova stazione ferroviaria si prevede, a protezione del rilevato ferroviario esistente, una paratia di pali provvisoriale (MU02 da pk. 0+294,5 a 0+444,5). La paratia è costituita da pali di diametro D1000 ad interasse  $i=1,2$  m di lunghezza 12,0 m.

In Figura 11-4 è riportata la sezione della trincea ferroviaria (TR01) di interesse.

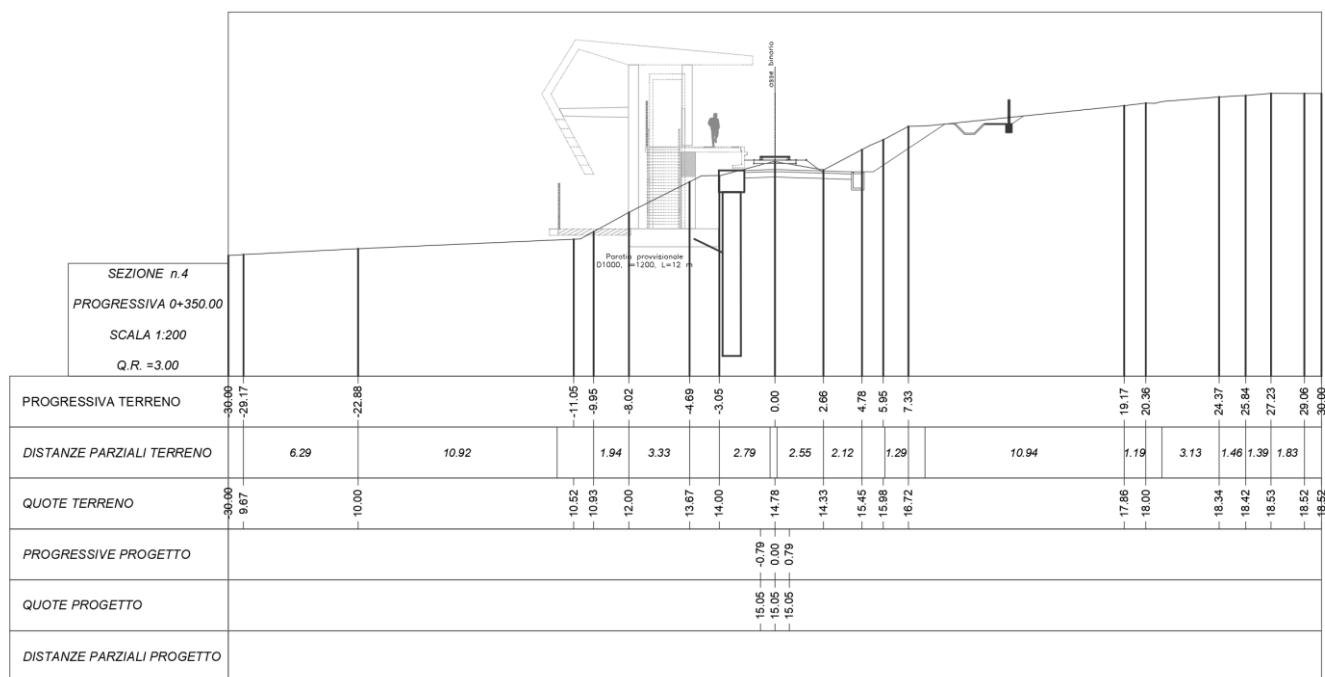


Figura 11-4: Sezione di TR01 con paratia provvisoriale di pali in sinistra.