

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

NODO INTERMODALE DI BRINDISI  
INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE  
RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA  
NAZIONALE

**GEOTECNICA**

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

SCALA:

-

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

I A 7 L 0 0 D 1 0 G E G E 0 0 0 6 0 0 1 B

| Rev. | Descrizione          | Redatto     | Data     | Verificato  | Data     | Approvato   | Data     | Autorizzato Data      |
|------|----------------------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|-----------------------|
| A    | Emissione definitiva | G.Scasserra | Mag.2020 | L. Giannini | Mag.2020 | T. Paoletti | Mag.2020 | L.Berardi<br>Mag.2021 |
| B    | Emissione Esecutiva  | L.Dinelli   | Mag.2021 | L. Giannini | Mag.2021 | T. Paoletti | Mag.2021 |                       |
|      |                      |             |          |             |          |             |          |                       |
|      |                      |             |          |             |          |             |          |                       |



File: IA7L00D10GEGE0006001B.doc


n. Elab.:

## INDICE

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 1       | INTRODUZIONE .....   | 5  |
| 2       | NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....                                    | 6  |
| 2.1     | DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....   | 6  |
| 2.2     | NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....                                     | 7  |
| 2.3     | BIBLIOGRAFIA.....  | 7  |
| 3       | DESCRIZIONE DEL TRACCIATO .....  | 10 |
| 4       | CAMPAGNE D'INDAGINE .....  | 12 |
| 5       | PROFILO FREATICO .....   | 14 |
| 5.1     | MONITORAGGIO PIEZOMETRICO.....   | 14 |
| 6       | CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....                            | 15 |
| 6.1     | GENERALITÀ .....   | 15 |
| 6.2     | INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU .....                   | 15 |
| 6.3     | MATERIALI A GRANA FINE .....   | 18 |
| 6.3.1   | <i>Classificazione</i> .....   | 18 |
| 6.3.2   | <i>Stato tensionale iniziale</i> .....                                       | 19 |
| 6.3.3   | <i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> .....                  | 19 |
| 6.3.3.1 | Prove di laboratorio .....   | 20 |
| 6.3.3.2 | Valutazione di $c_v$ da prove CPTU .....                                     | 20 |
| 6.3.3.3 | Valutazione di $c_v$ da prove SPT .....                                      | 20 |
| 6.3.4   | <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> ..... | 21 |
| 6.3.5   | <i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....                                | 21 |
| 6.3.5.1 | Moduli elastici iniziali .....   | 21 |
| 6.3.5.2 | Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate .....                      | 21 |
| 6.3.6   | <i>Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria</i> .....       | 23 |
| 6.3.7   | <i>Coefficienti di consolidazione secondaria</i> .....                       | 24 |
| 6.4     | MATERIALI A GRANA GROSSA .....   | 25 |

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 6.4.1   | Stato iniziale del deposito .....  | 26 |
| 6.4.2   | Densità relativa .....   | 27 |
| 6.4.2.1 | Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT .....             | 27 |
| 6.4.2.2 | Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT .....            | 27 |
| 6.4.3   | Angolo di resistenza al taglio .....   | 29 |
| 6.4.4   | Caratteristiche di deformabilità .....   | 30 |
| 6.4.4.1 | Moduli elastici iniziali .....   | 30 |
| 6.4.4.2 | Moduli elastici iniziali da prove SPT .....  | 30 |
| 6.4.4.3 | Moduli elastici "operativi" .....  | 31 |
| 6.4.5   | Coefficienti di permeabilità .....   | 33 |
| 6.5     | FORMAZIONI ROCCIOSE .....  | 34 |
| 6.5.1   | Stima del Geological Strenght Index (GSI) .....  | 35 |
| 6.5.2   | Criteri di rottura .....   | 36 |
| 6.5.3   | Caratteristiche di deformabilità .....   | 38 |
| 6.5.3.1 | Moduli elastici iniziali .....   | 38 |
| 6.5.3.2 | Moduli operativi .....   | 39 |
| 7       | QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO .....                                       | 40 |
| 7.1     | MODELLO GEOLOGICO LOCALE .....   | 40 |
| 7.2     | DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....  | 41 |
| 8       | CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE .....                        | 44 |
| 8.1     | RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO E DELLE INDAGINI IN SITO ..... | 44 |
| 8.1.1   | Caratteristiche fisiche e parametri di stato .....                                     | 44 |
| 8.1.2   | Caratteristiche di Resistenza .....  | 50 |
| 8.1.2.1 | Coesione non drenata .....   | 50 |
| 8.1.2.2 | Parametri di resistenza drenati .....  | 51 |
| 8.1.3   | Caratteristiche di deformabilità .....   | 55 |
| 8.1.4   | Elaborazione delle prove edometriche .....   | 59 |
| 8.2     | INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SULLA CALCARENITE DI GRAVINA .....                         | 60 |
| 8.2.1   | Caratteristiche di resistenza .....  | 61 |
| 8.2.2   | Caratteristiche di deformabilità .....   | 63 |
| 8.3     | PERMEABILITA' .....  | 63 |

|      |   |    |
|------|---|----|
| 8.4  | SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO .....     | 63 |
| 9    | ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE .....       | 65 |
| 9.1  | PREMESSA.....   | 65 |
| 9.2  | VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA..... | 65 |
| 9.3  | STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....                      | 67 |
| 9.4  | ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO .....                            | 68 |
| 9.5  | RISPOSTA SISMICA LOCALE .....   | 69 |
| 10   | STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....                             | 71 |
| 10.1 | GENERALITÀ .....  | 71 |
| 10.2 | CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE .....                     | 71 |
| 11   | PROBLEMATICHE GEOTECNICHE .....   | 74 |

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento descrive i risultati dello studio geotecnico volto a definire il modello geotecnico del sottosuolo da adottarsi nell'ambito del *Progetto Definitivo* per la realizzazione di un nuovo collegamento ferroviario tra l'area industriale retro-portuale di Brindisi e la linea ferroviaria nazionale Brindisi-Lecce.

La presente relazione, si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 riporta una breve descrizione del tracciato in esame;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle indagini geotecniche di sito e di laboratorio disponibili ai fini della presente caratterizzazione;
- il capitolo 5 riporta una sintesi delle letture piezometriche;
- il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- il capitolo 7 riporta il quadro di riferimento geologico e definisce le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- il capitolo 8 riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- il capitolo 9 definisce l'accelerazione sismica di riferimento per il progetto;
- il capitolo 10 riporta la valutazione della stabilità del sito nei confronti della liquefazione.
- il capitolo 11 descrive le problematiche geotecniche trattate nell'ambito del Progetto Definitivo in esame.

|   |  |                  |                  |                |                         |           |
|---|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITAFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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

### 2.1 **DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO**

- [1] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione Geotecnica Generale (Doc. IA7K 00 D 10 GE GE0006 001C);
- [2] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Profili geotecnici (Doc.da IA7K 00 D 10 F6 GE0006 001 a IA7K 00 D 10 F6 GE0006 006);
- [3] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento dell'area industriale retro-portuale di brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica (Doc IA7L 01 D 69 RG GE0001 002 A);
- [4] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento dell'area industriale retro-portuale di brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Carta Geologica, Geomorfologica e Profilo Geologico (Doc. IA7L 01 D 69 NZ GE0001 002 A);
- [5] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento dell'area industriale retro-portuale di brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Carta Idrogeologica e Profilo Idrogeologico (Doc. IA7L 01 D 69 NZ GE0002 002 A);
- [6] ITAFERR – Progetto definitivo – Collegamento dell'area industriale retro-portuale di brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Sondaggi e Stratigrafie (Doc. IA7L 00 D 69 SG GE0005 001 A);
- [7] ITAFERR – Progetto definitivo - Collegamento dell'area industriale retro-portuale di brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Prove di laboratorio (Doc IA7L 00 D 69 PR GE0005 001 A);
- [8] ITAFERR – Progetto definitivo - Collegamento dell'area industriale retro-portuale di brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Profilo geotecnico (Doc IA7L 00 D 10 F6 GE0006 001 A e IA7L 00 D 10 F6 GE0006 002 A).


|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [9] 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;
- [10] 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”;
- [11] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [12] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”;
- [13] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- [14] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [15] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [16] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [17] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

## 2.3 BIBLIOGRAFIA

- [18] Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36 , n° 1.
- [19] 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.
- [20] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

- [21] Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update" Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- [22] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [23] 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.
- [24] 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.
- [25] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- [26] 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.
- [27] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- [28] Lunne, T., Christoffersen, H.P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. Proceedings, 15th Annual OTC, OTC 4464: 181-188.
- [29] 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.
- [30] 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.
- [31] Marinos, P., Hoek, E., 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation, GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
- [32] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.



|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

- [33] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- [34] Robertson, P.K., and Cabal (Robertson), K.L., (2010). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc.
- [35] 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.
- [36] 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.
- [37] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [38] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I*.
- [39] 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*.
- [40] Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE*. Vol. 117.

### 3 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO


Nelle immediate vicinanze della stazione di Brindisi è presente una complessa realtà industriale principalmente legata al Porto e al polo petrolchimico. Il collegamento tra l'aera portuale e la stazione di Brindisi, ad oggi, è fortemente penalizzato da una moltitudine di intersezioni a raso all'interno di un'area fortemente urbanizzata.

L'obiettivo della presente progettazione consiste nell'incentivare il traffico merci su ferro integrando il sistema portuale con il sistema ferroviario riducendo in questo modo le interferenze tra le attività di terminalizzazione ed il traffico urbano. Tale intervento presenta elevati vantaggi in termini di sicurezza in quanto, oltre ad allontanare il traffico merci da un tessuto urbano costituito da numerosi passaggi a livello, concentra le operazioni di manovra dei treni merci all'interno della nuova "stazione elementare".

Scopo della presente progettazione è la realizzazione del completamento dell'infrastruttura di collegamento dell'area industriale retro-portuale di Brindisi con l'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale.



**Figura 3-1: Tracciato di progetto - Google Earth**

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

Il progetto si compone di due lotti:

Lotto 1: opere a carico del Comune di Brindisi (a cura del Comune e in corso di realizzazione):


- Binario di corretto tracciato (Binario III) e precedenza in sinistra (Binario IV) della suddetta nuova Stazione Elementare;
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la Dorsale del Consorzio ASI di Brindisi (Porto di Brindisi) e la nuova Stazione Elementare per l'arrivo/partenza di treni merci a modulo 750m (circa 1,78 Km)

Lotto 2: opere a carico di RFI, oggetto della presente progettazione:

- Binari I e II della nuova stazione per l'arrivo/partenza treni di merci a modulo 750m
- Completamento posa Binari III e IV e adeguamento sede già realizzata per garantire lo stazionamento per l'intero sviluppo del Modulo di stazione da 750 m
- Nuova tratta ferroviaria di collegamento tra la suddetta nuova Stazione Elementare e la linea Bari – Lecce (OO.CC. + armamento)
- Posto di comunicazione e bivio di collegamento della nuova tratta con la Linea Adriatica (al km 764+230 circa della linea Bari – Lecce)
- Impianti di trazione elettrica e apparati tecnologici della nuova stazione merci, della tratta di collegamento tra questa e la Linea Adriatica e del bivio sulla Linea Adriatica per l'allaccio della nuova linea.

Pertanto, il progetto risponde ai seguenti obiettivi:

- Realizzazione di una stazione a modulo 750 m, coerentemente con gli standard europei di trasporto merci;
- Velocizzazione delle attività di manovra e terminalizzazione, per accesso diretto dei treni provenienti da nord in una stazione dedicata a traffico merci, con itinerari di arrivo a 60 km/h;
- Integrazione del sistema ferroviario con quello portuale;
- Riduzione delle interferenze tra le attività di terminalizzazione su ferro e il traffico urbano, con vantaggi soprattutto in termini di sicurezza;
- Incentivo al traffico merci su ferro;
- Separazione del traffico merci, in parte altamente pericolose, dal traffico viaggiatori in stazione di Brindisi centrale.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

#### 4 CAMPAGNE D'INDAGINE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante la Campagna di indagine ITALFERR eseguita tra novembre 2019 e gennaio 2020 nell'ambito della presente fase progettuale (Progetto Definitivo).

In particolare, sono stati eseguiti sondaggi e prove di laboratorio, come di seguito specificato:

##### Indagini in sito

- n. 8 sondaggi a carotaggio continuo (BH01+BH08) spinti sino a profondità variabile tra 30 e 50 m con:
  - installazione in 5 i sondaggi di piezometro a tubo aperto (BH01, BH03, BH04, BH05, BH06) e in un sondaggio di cella Casagrande (BH02);
  - installazione in 2 sondaggi (BH07 e BH08) di tubazione in PVC per esecuzione di prova *Down-Hole*;
  - esecuzione di 60 prove penetrometriche in foro tipo SPT distribuite in tutti i sondaggi;
  - esecuzione di prove di permeabilità tipo Lefranc;
  - prelievo di campioni indisturbati durante le perforazioni;
  - prelievo di campioni rimaneggiati durante le perforazioni;
  - esecuzione di prove Pocket Penetrometer sul materiale in cassetta.
  - Esecuzione di prove geofisiche di tipo Down-Hole, MASW e HVSR.

##### Prove di laboratorio sui campioni prelevati

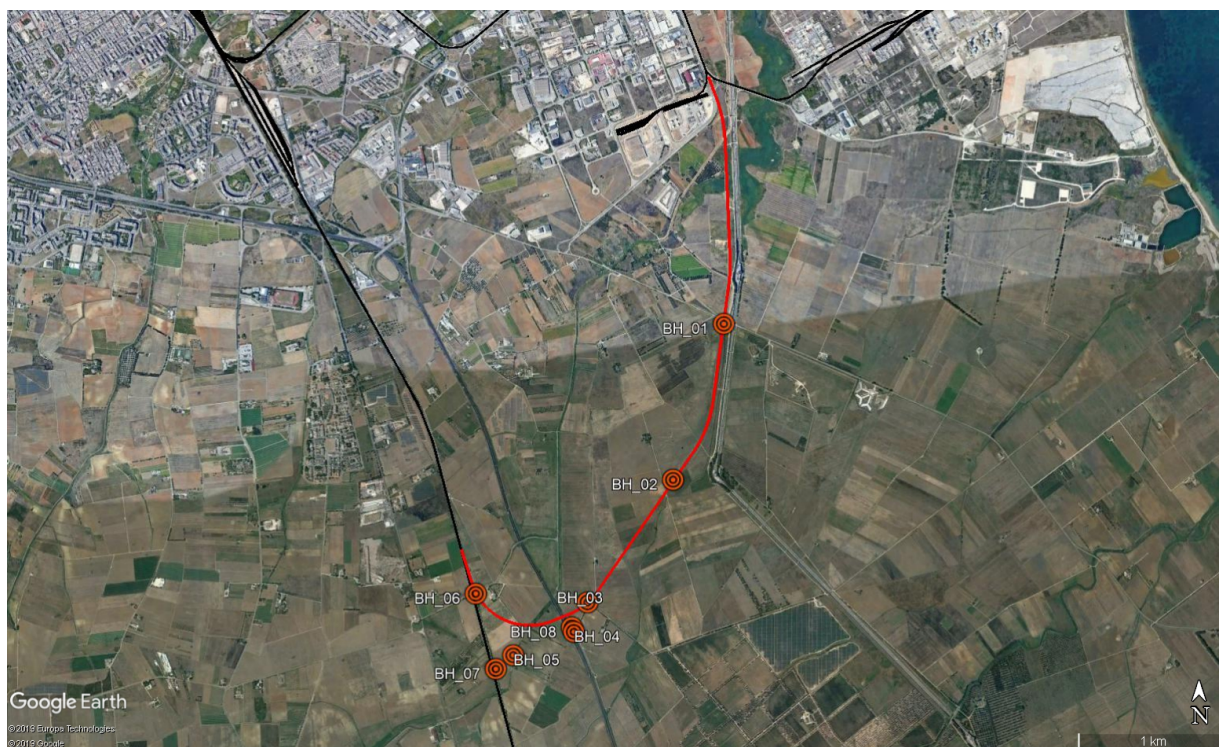
- descrizione e prove di classificazione;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove di espansione laterale libera (ELL);
- prove edometriche;
- prove PLT (Point Load Test).

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif.[6] e [7].

In Tabella 4-1 si riporta una sintesi delle indagini eseguite ed in Figura 4-1 si riporta l'ubicazione indagini.

**Tabella 4-1: Indagini a supporto del Progetto Definitivo**

| Sigla | Est         | Nord        | Quota geoidica (m) | Profondità (m) | Strumentazione  | SPT | Campioni indisturbati | Campioni rimaneggiati | Prove Lefranc |
|-------|-------------|-------------|--------------------|----------------|---|-----|-----------------------|-----------------------|---------------|
| BH_01 | 2772349,485 | 4500014,573 | 9,739              | 30,0           | piezometro Norton 2" a 9m microfessurato tra 1÷7 m    | 8   | 4                     | -                     | 2             |
| BH_02 | 2772046,237 | 4498975,264 | 15,492             | 30,0           | Cella Casagrande a 16,5 m                             | 8   | 4                     | -                     | 2             |
| BH_03 | 2771506,195 | 4498148,243 | 20,016             | 30,0           | piezometro Norton 2" a 13m microfessurato tra 2÷10 m  | 8   | 4                     | -                     | 2             |
| BH_04 | 2771423,185 | 4497952,237 | 22,927             | 50,0           | piezometro Norton 2" a 50m microfessurato tra 2÷49 m  | 8   | 6                     | -                     | 2             |
| BH_05 | 2771026,291 | 4497783,699 | 18,398             | 50,0           | piezometro Norton 2" a 50m microfessurato tra 35÷50 m | 8   | 6                     | -                     | 2             |
| BH_06 | 2770768,915 | 4498185,706 | 25,059             | 30,0           | piezometro Norton 2" a 20m microfessurato tra 2÷18 m  | 8   | 4                     | -                     | 2             |
| BH_07 | 2770918,002 | 4497693,629 | 18,771             | 50,0           | Tubo PVC per Down-Hole 50m                            | 10  | 1                     | 2                     | 2             |
| BH_08 | 2771413,020 | 4497985,431 | 22,307             | 50,0           | Tubo PVC per Down-Hole 45m                            | 12  | 1                     | 2                     | 2             |



**Figura 4-1: Ubicazione indagini di fase PD - Google Earth**

## 5 PROFILO FREATICO

Il modello idrogeologico dell'area è riportato in un capitolo dedicato nella Relazione geologica (Doc. Rif.[3]). Il livello di falda assunto in questa sede è stato desunto sulla base delle letture piezometriche disponibili, di seguito riportate, e delle informazioni riportate nella sopra-citata relazione (vedi anche paragrafo 8.4).

In particolare, sono individuabili un acquifero che ospita una falda profonda (calcareniti), idraulicamente separato tramite il banco di argille dalla falda superficiale, quest'ultima posta a quote variabili tra 2,9 e 5,5 m da p.c.

### 5.1 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

In Tabella 5-1 si riportano le letture piezometriche disponibili al momento della stesura della presente relazione, relativamente alla strumentazione installata in ambito della campagna indagini di PD. I valori dei livelli di falda sono espressi come soggiacenza della stessa in metri dal piano campagna.

**Tabella 5-1: Letture piezometriche**

| Sigla Piezometro | 29/11/2019 | 05/12/2019 | 30/01/2020           | 24/02/2020 |
|------------------|------------|------------|----------------------|------------|
| BH_01            | 3,11       | --         | 3,24                 | 3,22       |
| BH_02            | --         | assente    | 7,35                 | 7,38       |
| BH_03            | --         | 5,91       | 5,47                 | 5,51       |
| BH_04            | --         | 5,25       | lettura non eseguita | -          |
| BH_05            | --         | 17,20      | 16,62                | 16,70      |
| BH_06            | --         | 3,05       | 2,90                 | 2,97       |

È opportuno evidenziare che le letture del piezometro BH\_05 non sono rappresentative della falda superficiale, ma sono da riferire all'acquifero profondo in quanto il tratto filtrante del citato piezometro interessa solo le calcareniti.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati intercettati depositi limoso-sabbiosi, sabbie limose e argille limose debolmente sabbiose. Inoltre, a partire da profondità di circa 32-36m sono state rinvenute calcareniti fratturate in matrice sabbiosa.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono tre tipologie di materiale:

- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbiose);
- materiali a grana grossa (sabbie o ghiaie più o meno limose e/o argillose);
- formazioni rocciose (calcareniti molto fratturate in matrice sabbiosa).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è stata fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno.


Si osserva che per la caratterizzazione geotecnica sono stati utilizzati alcuni dati compresi nella campagna indagini connessa al *Progetto Definitivo del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi* (Rif.[1]), ricadendo i due interventi in un'area omogenea dal punto di vista dell'assetto geologico e morfologico: in particolare sono stati utilizzati alcuni profili di prove penetrometriche CPTU effettuati in corrispondenza di unità stratigrafiche esaminate anche nel presente documento.

### 6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e CPTU si farà riferimento alle seguenti quantità:

- $q_c$  = resistenza di punta;
- $q_t$  = resistenza di punta corretta;
- $f_s$  = resistenza di attrito sul manicotto laterale;
- $u_2$  = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

Nel caso delle prove CPT non viene misurata la pressione interstiziale; pertanto in prima approssimazione si assumerà  $q_t = q_c$ , essendo  $q_c$  la resistenza di punta misurata.

|   |  |                  |                  |                |                         |           |
|---|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

Nel caso delle prove CPTU viene misurata anche la pressione interstiziale  $u_2$  immediatamente dietro il cono; possono quindi essere ricavate le seguenti quantità:

- $q_t = q_c + (1-\alpha) \cdot u_2$
- $B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}}$
- $Q_T = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'}$
- $F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100$

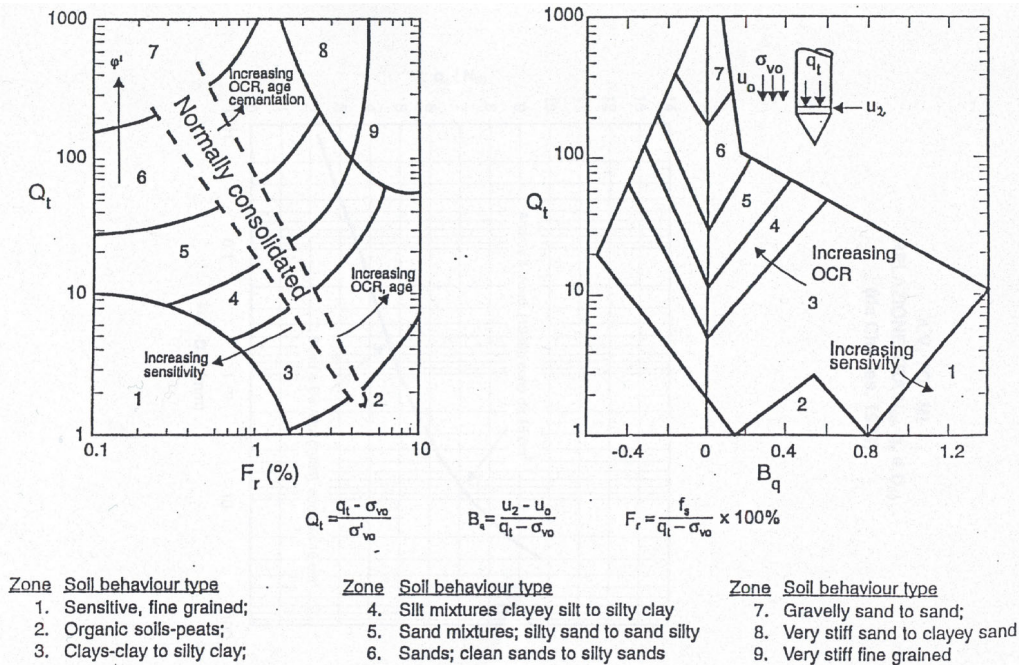
in cui

- $\alpha$  = rapporto delle aree del penetrometro statico;
- $u_o$  = pressione idrostatica;
- $\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale geostatica
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica.

Nella letteratura tecnica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che, a partire dai valori delle quantità indicate precedentemente, permettono di risalire al tipo di materiale attraversato dalla prova.

In questa relazione si farà riferimento alle correlazioni proposte da Robertson (1990) (vedi anche Lunne et al., 1997), riportate nella Figura 6-1.





**Figura 6-1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)**

La prima correlazione è applicabile alle prove CPT e alle prove CPTU e sfrutta le quantità  $F_r$  e  $Q_T$ ; nel caso delle prove CPT i valori di  $F_r$  e  $Q_T$  possono essere ricavati in prima approssimazione sostituendo  $q_c$  a  $q_t$ .

La seconda correlazione è applicabile alle prove CPTU e sfrutta le quantità  $\beta_q$  e  $Q_T$ .

Attraverso la determinazione dei valori di  $F_r$  e  $Q_T$  si determina il "Soil Behaviour Type Index"  $I_c$  attraverso la seguente equazione ricorsiva nel parametro  $n$ , da definirsi mediante procedura iterativa:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^n$$

Roberston (2010) fornisce una descrizione del comportamento del terreno in funzione di tale parametro (Tabella 6-1).

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

**Tabella 6-1: Comportamento atteso dei terreni sulla base dei valori di  $I_c$  (Roberston, 2010)**

| <i>Zone</i> | <i>Soil Behavior Type</i>                        | <i><math>I_c</math></i> |
|-------------|--|-------------------------|
| 1           | <i>Sensitive, fine grained</i>                   | N/A                     |
| 2           | <i>Organic soils – clay</i>                      | > 3.6                   |
| 3           | <i>Clays – silty clay to clay</i>                | 2.95 – 3.6              |
| 4           | <i>Silt mixtures – clayey silt to silty clay</i> | 2.60 – 2.95             |
| 5           | <i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>  | 2.05 – 2.6              |
| 6           | <i>Sands – clean sand to silty sand</i>          | 1.31 – 2.05             |
| 7           | <i>Gravelly sand to dense sand</i>               | < 1.31                  |
| 8           | <i>Very stiff sand to clayey sand*</i>           | N/A                     |
| 9           | <i>Very stiff, fine grained*</i>                 | N/A                     |

*\* Heavily overconsolidated or cemented*

### 6.3 MATERIALI A GRANA FINE


La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove in sito; tali prove sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

#### 6.3.1 Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine sarà effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- Distribuzione granulometrica;
- Peso dell'unità di volume;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuti d'acqua naturale;
- indici di plasticità e di consistenza;

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 6.3.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

In particolare, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ( $GSC=OCR=\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$ ), 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.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  sarà stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin\varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio.

Per completezza e ove appropriato, la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vmax}'$  ed il grado di sovraconsolidazione  $GSC=OCR=\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$  verranno valutati anche sulla base della seguente espressione (Koutsoftas and Ladd, 1985):

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

dove

$s_u=c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPT o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica.

### 6.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio disponibili.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dalle elaborazioni delle prove SPT e all'interpretazione delle prove penetrometriche CPTU.

Come noto, la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio e a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove CPT e SPT che forniscono valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

#### 6.3.3.1 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni indisturbati saturi di buona qualità

#### 6.3.3.2 Valutazione di $c_u$ da prove CPTU

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a condizioni triassiali di compressione, verrà stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_{uK} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{Kt}}$$

essendo:

- $N_{Kt}$  = coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20 (qui assunto  $N = 18$ )
- $\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale
- $q_t$  = resistenza di punta corretta.

#### 6.3.3.3 Valutazione di $c_u$ 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) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

### 6.3.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati, laddove possibile, sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

### 6.3.5 Caratteristiche di deformabilità

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata 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.

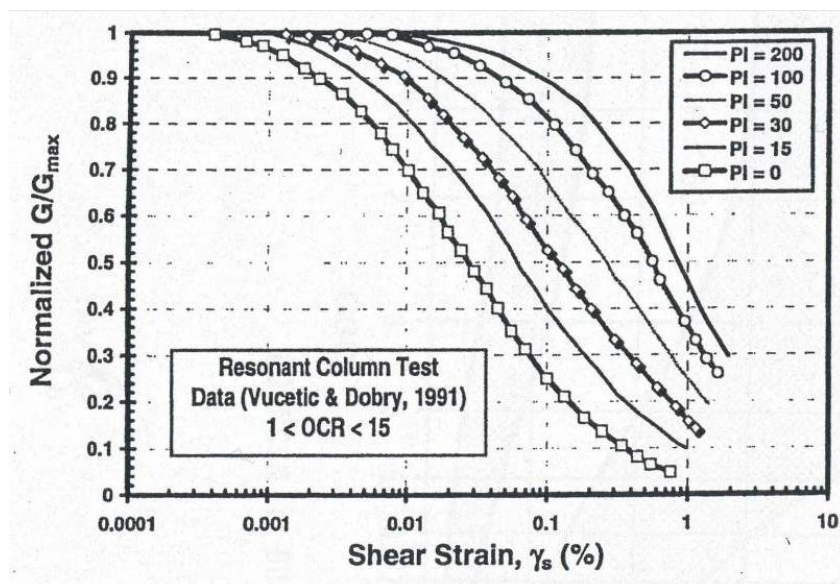
#### 6.3.5.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

La valutazione dei moduli operativi viene generalmente effettuata sulla base di quanto ottenuto da prove di laboratorio (es: prove edometriche) e prove in sito (es: pressiometriche, dilatometriche, ecc.), ed eventualmente da quanto ricavabile tramite correlazioni con altre prove (es: CPTU).

È sempre necessario, però, valutare criticamente i dati ricavati dalle diverse procedure, al fine di poter estrarre i valori maggiormente corrispondenti all'effettivo comportamento atteso in sito. Nel caso delle prove di laboratorio, ad esempio, è importante tenere conto del fattore di disturbo dovuto al campionamento, ovvero della effettiva rappresentatività del campione stesso rispetto alla unità geotecnica in valutazione.

Un ulteriore approccio per la determinazione dei moduli "operativi", che verrà affiancato a quelli precedentemente citati, è quello basato sulla valutazione delle curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto; si tratta di curve ottenute da specifiche prove di laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, sono quelle proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6-2.

Va tuttavia rilevato che la procedura associata all'utilizzo delle curve di decadimento, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico" caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.



**Figura 6-2: Curve  $G/G_{max} - \gamma$  di Vucetic & Dobry (1991)**

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_0$  o  $(400 \div 500) \cdot c_u$  nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $1/10 \cdot E_0$  o  $(150 \div 200) \cdot c_u$  o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

### 6.3.6 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo *Lefranc* in foro, se disponibili, ed a valori di bibliografia (si veda Tabella 6-7).

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito.

Si rileva che anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalla prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali  $e_0$ .


La variazione del coefficiente di permeabilità con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere stimata sulla base della seguente espressione:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k}$$

essendo:

- $k$  = coefficiente di permeabilità corrente;
- $k_0$  = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale  $e_0$ ;
- $e$  = indice dei vuoti corrente;
- $e_0$  = indice dei vuoti iniziale;
- $C_k = 0.5 \cdot e_0$ .

Contrariamente ai valori ricavabili dalle prove edometriche, che si riferiscono a direzioni di flusso verticali (ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale  $k_v$ ), i valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, quindi a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale  $k_h$ , generalmente un ordine di grandezza più elevati di quelli verticali.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, saranno quindi ricavati a partire dai valori di permeabilità verticale e rigidità assunti per l'unità in esame, sulla base della relazione

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

dove

$m_v = 1/E_d$  con  $E_d$  = modulo edometrico assunto per l'unità di riferimento.

### 6.3.7 Coefficienti di consolidazione secondaria

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

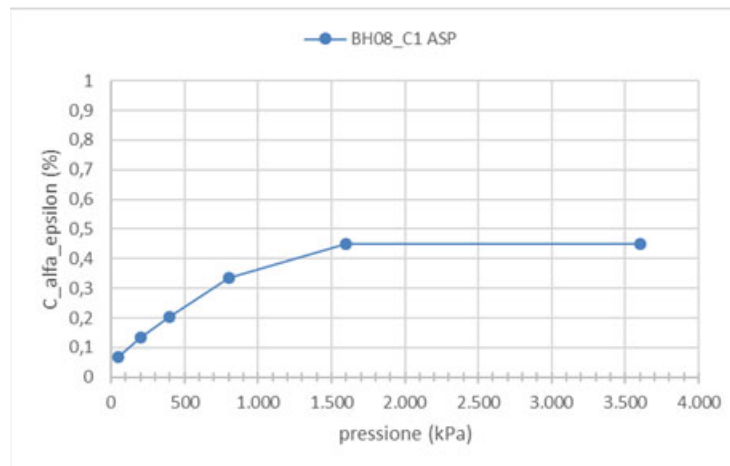
Nel caso in esame, anche se in generale si è in presenza di terreni inorganici classificabili come inattivi, il valore di  $C_{\alpha\varepsilon}$  è stato valutato per l'unità  $A_L$  a partire dai risultati delle prove edometriche effettuate.

Partendo dalla prova edometrica disponibile sul campione BH08-C1 considerato rappresentativo dell'unità in esame, è stato ricavato il coefficiente di consolidazione 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 dell'asintoto inclinato nel piano semilogaritmico  $\varepsilon - \log t$ . Il coefficiente è stimato dunque come

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta \log t$$

ottenendone l'andamento riportato nel grafico di Figura 6-3, in relazione alla pressione di prova.





**Figura 6-3: Andamento di  $C_{\alpha\epsilon}$  in relazione alla pressione di prova (campione BH08-C1)**

Il valore di  $C_{\alpha\epsilon}$  operativo è stato quindi estratto in corrispondenza delle pressioni di interesse, cioè per valori di 300-400 kPa (la condizione geostatica risulta circa corrispondente a 300 kPa e sono previsti rilevati  $h_{max}=8m$  in superficie, i quali inducono una variazione dello stato tensionale alla profondità dello strato AI che di certo non supera  $\Delta=100$  kPa). Ne risulta  $C_{\alpha\epsilon}=0.16-0.18\%$ .

#### 6.4 MATERIALI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti dalle sabbie, sabbie limose e sabbie con limo, denominate  $S_{L/CAL}$ .

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.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\approx 50\%$ .
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\approx 35\%$ .

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

|   |  |                  |                  |                |                         |           |
|---|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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

#### 6.4.1 Stato iniziale del deposito

In accordo con Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e densità relativa  $D_r$ .

Indicazioni sulle **tensioni geostatiche e sulla storia tensionale** possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico. In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

- I livelli prettamente sabbiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = (1 - \sin \phi') = 0.4 \div 0.5$ .

Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia, le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.3.2.

Le **pressioni interstiziali** possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché dalle risultanze dagli studi di carattere idrogeologico.

La **macrostruttura** del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

L'**indice dei vuoti in sito ( $e_0$ ) e la densità relativa ( $D_r$ )** possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e dalle prove geofisiche in foro di sondaggio come riportato nei paragrafi successivi.

Come noto, la densità relativa  $D_r$  è definita dal seguente rapporto:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_o}{e_{\max} - e_{\min}}$$

essendo:

- $e_{\max}$  = indice dei vuoti massimo del materiale (-)
- $e_{\min}$  = indice dei vuoti minimo del materiale (-)
- $e_o$  = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

La valutazione di  $e_{\max}$  ed  $e_{\min}$  è normalmente effettuata in laboratorio facendo riferimento alle seguenti procedure:

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi;
- Kokusho & Tanaka (1994) per i materiali ghiaiosi.

#### **6.4.2 Densità relativa**

##### **6.4.2.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT**

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa  $D_r$  può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico in base alla seguente legge (Lancellotta 1983):

$$D_R = 68 \log\left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \sigma'_{v0}}} - 1\right)$$

##### **6.4.2.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, 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:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{v0}} \cdot N_{SPT}\right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 6-2;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione

$(K_o)_{nc}$  =  $1 - \sin\phi'$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc}$  =  $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-)

GSC = grado di sovra consolidazione (-)

$D_r$  = densità relativa (-)

**Tabella 6-2: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)**

| Tipo di materiale                     | A         | B  |
|---------------------------------------|-----------|--|
| Sabbie fini normalmente consolidate   | 27,5      | 27,5   |
| Sabbie grosse normalmente consolidate | 43,3      | 21,7   |
| Sabbie sovra consolidate              | 27,5÷43,3 | $(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$ |

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie fini normalmente consolidate.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale viene effettuata facendo riferimento ad un valore  $N_{SPT}$  calcolato come segue:


$$N_{SPT} = \frac{50}{a} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel primo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = \frac{50}{b} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel secondo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm}$$

essendo (a), (b) e (c) gli affondamenti misurati (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50, rispettivamente nel primo, secondo e terzo tratto di 15 cm.

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 6.4.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni  $\sigma_{ff}' = 272$  kPa (°)

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}'$  (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa)

$\sigma_{ff}'$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6-3)

$\varphi_{cv}'$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°)


$D_r$  = densità relativa (-)

I valori di  $D_r$  utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

**Tabella 6-3: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)**

| Condizioni di rottura  | m(°) |
|--|------|
| Prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )   | 3    |
| Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )                      | 5    |
| $\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia<br>$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore |      |

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6-4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

**Tabella 6-4: Valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)**

|                              | <b>Sabbie ben gradate</b> | <b>Sabbie uniformi</b>  |
|------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Sabbie a spigoli vivi        | $\phi_{cv}' = 38^\circ$   | $\phi_{cv}' = 34^\circ$ |
| Sabbie a spigoli arrotondati | $\phi_{cv}' = 33^\circ$   | $\phi_{cv}' = 30^\circ$ |

Nel caso in esame sono stati assunti  $m=3$  e  $\phi_{cv}'=30^\circ$ .

#### **6.4.4 Caratteristiche di deformabilità**

##### **6.4.4.1 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 del terreno in  $\text{kN/m}^3$
- $\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno =  $0,15 \div 0,30$
- $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole", "cross hole" e SCPTU o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTU e SPT come descritto nei paragrafi successivi.

##### **6.4.4.2 Moduli elastici iniziali da prove SPT**

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

- $C = 67,3$
- $z$  = profondità dal p.c. in metri
- $f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 6-5)
- $f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 6-6)

**Tabella 6-5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$**   
**(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

| $f_A$ | Olocene | Pleistocene |
|-------|---------|-------------|
|       | 1,0     | 1,3         |

**Tabella 6-6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$**   
**(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

| $f_G$ | Ghiaie | Sabbie ghiaiose | Sabbie grosse | Sabbie medie | Sabbie fini |
|-------|--------|-----------------|---------------|--------------|-------------|
|       | 1,45   | 1,15            | 1,14          | 1,07         | 1,09        |

Dai valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$  si ottiene il modulo di taglio iniziale  $G_0$  secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

$\rho$  = Densità del materiale

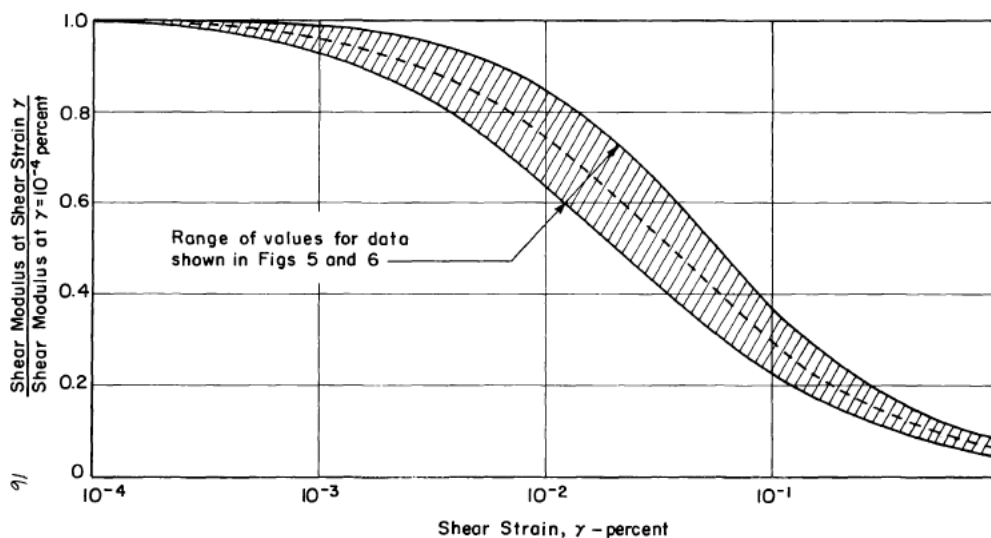
#### 6.4.4.3 Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti  $p'$  sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.4.4.1.
- Curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di decadimento del modulo di taglio  $G$  per sabbie, in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Seed & Idriss (1970), sono riportate nella Figura 6-4.



**Figura 6-4: Curve di decadimento del modulo  $G$  per sabbie (Seed & Idriss, 1970)**

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  sono pari a circa  $1/5 \cdot E_0$ , ciò in considerazione del fatto che:
  - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione).



- da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a 2.5÷3;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$  o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

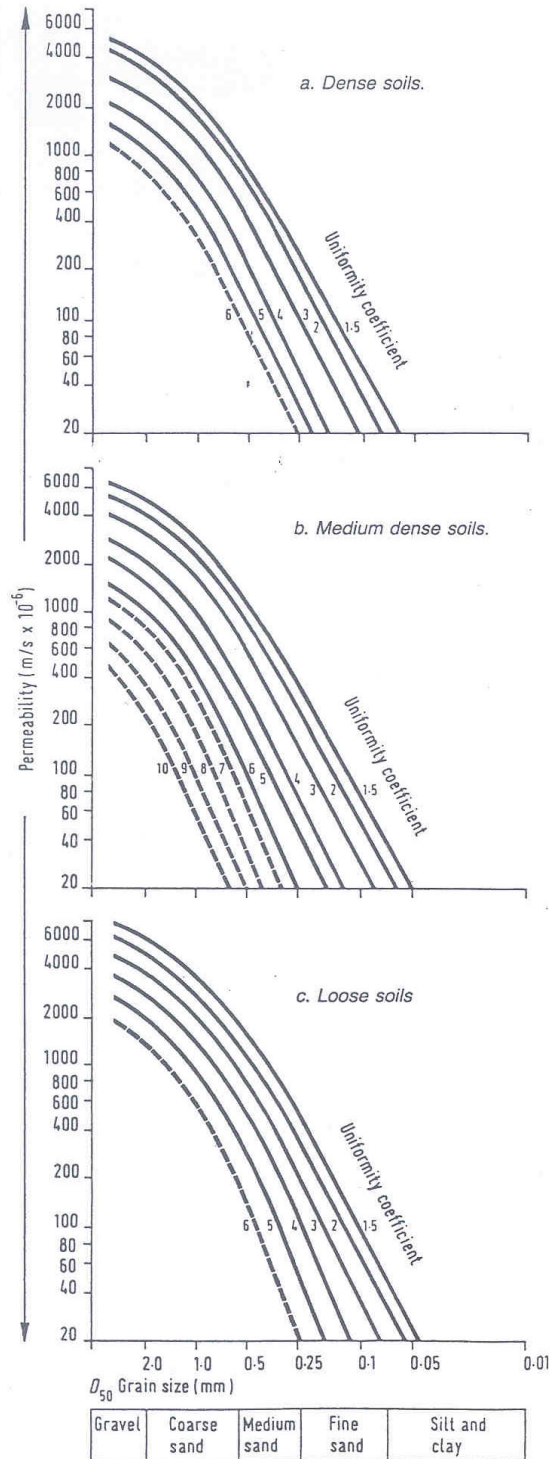
#### 6.4.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi Sommerville, 1986):

1. Dati bibliografici riportati in Tabella 6-7;
2. Utilizzo della seguente procedura:
  - Valutazione del coefficiente di uniformità =  $D_{60}/D_{10}$ , essendo  $D_{60}$  il diametro corrispondente al 60% di passante e  $D_{10}$  il diametro corrispondente al 10% di passante;
  - Assegnazione del valore caratteristico di  $D_{50}$ , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
  - Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 6-5.

**Tabella 6-7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica**

| <b>k (m/sec)</b>                        | <b>Grado di permeabilità</b> | <b>Tipo di terreno</b>               |
|---|------------------------------|--------------------------------------|
| $k > 1 \cdot 10^{-3}$                   | Alta                         | Ghiaie                               |
| $1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$ | Media                        | Sabbie ghiaiose e<br>Ghiaie sabbiose |
| $1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$ | Bassa                        | Sabbie fini                          |
| $1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$ | Molto bassa                  | Limi e sabbie argillose              |
| $1 \cdot 10^{-9} > k$                   | Bassissima (impermeabile)    | Argille                              |



**Figura 6-5: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ( $U=D_{60}/D_{10}$ ) e del  $D_{50}$  (Sommerville, 1986)**

## 6.5 FORMAZIONI ROCCIOSE

Le rocce sedimentarie rinvenute nel tratto in esame, Calcareniti di Gravina, si presentano molto fratturate. La caratterizzazione geotecnica di tale formazioni verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

- verrà stimato il GSI (Geological Strength Index);
- l'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995)
- verranno stimate le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso.

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

La valutazione del parametro GSI verrà fatta sulla base delle indicazioni fornite da Marinos and Hoek (2000) e richiamato nella Figura 6-6.

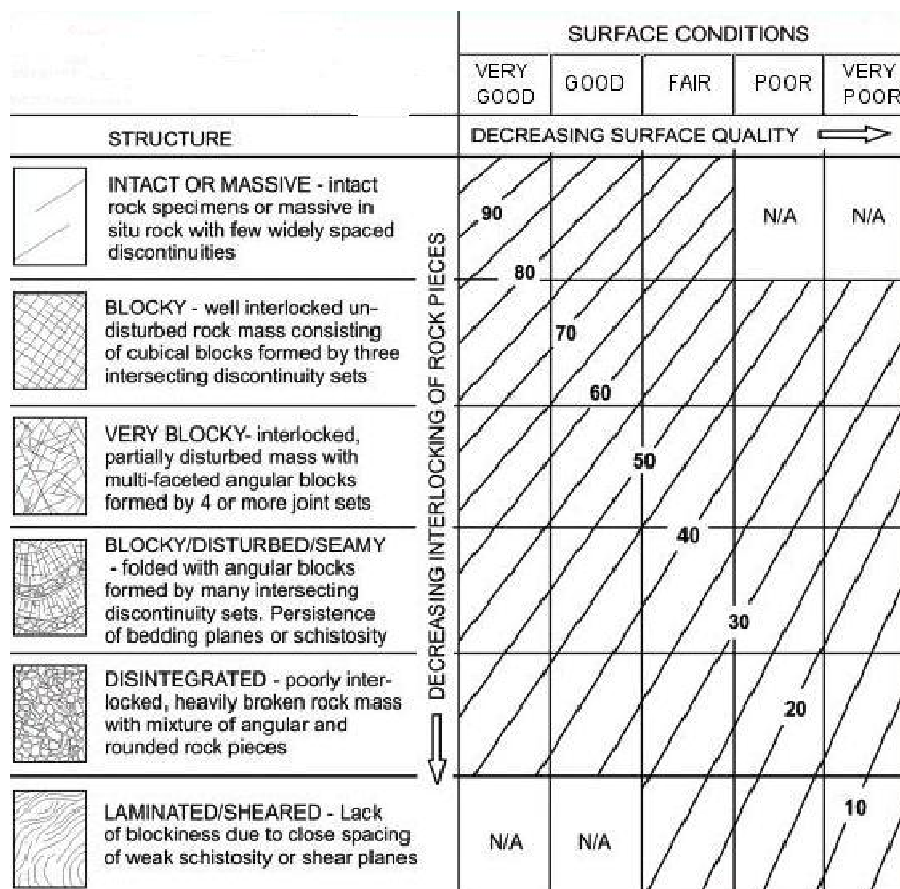


Figura 6-6: GSI Chart (da Marinos & Hoeh, 2002)

### 6.5.2 Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m_b \cdot \sigma_3' \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2}$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{14}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{6}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

GSI = Geological Strength Index

$m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta


$\sigma_1'$  = tensione principale efficace maggiore

$\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

$\sigma_c$  = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta ottenuta dalle prove di laboratorio.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. Per ogni litotipo il coefficiente  $m_i$  in generale verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI=100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 6-8

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

**Tabella 6-8: Coefficiente  $m_i$  relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)**

| Rocce sedimentarie | $m_i$ (-) |
|--------------------|-----------|
| Calcari            | 9 ÷ 15    |
| Arenaria           | 15 ÷ 17   |
| Siltiti            | 7 ÷ 9     |
| Marne - Argilliti  | 4 ÷ 6     |

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta è pari a  $1/m_i$ .
3. In accordo a Sjoberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
  - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" (D=0) rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
  - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" (D=1) rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura.

Sulla base di tali presupposti si opererà come segue:

- In analisi di stabilità condotte con i metodi dell'equilibrio limite, ove non è possibile riprodurre fenomeni di rottura progressiva, si darà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";
- In analisi di stabilità condotte con codici di calcolo FEM e modelli costitutivi che consentono di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Al fine di valutarne l'effettiva importanza, verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".

4. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$ . A tale proposito valgono le seguenti equazioni (Hoek & Brown, 1988; Hoek, 1990; Hoek, 1993):

$$h = 1 + \frac{16 \cdot (m_B \cdot \sigma_n^r + s \cdot \sigma_c)}{3 \cdot m_B^2 \cdot \sigma_c}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cdot \left( 90 + \arctan \frac{1}{\sqrt{h^2 - 1}} \right)$$

$$\phi_i^r = \arctan \left( \frac{1}{\sqrt{4 \cdot h \cdot \cos^2 \theta - 1}} \right)$$

$$\tau = (\cot \phi_i^r - \cos \phi_i^r) \cdot \frac{m_B \cdot \sigma_c}{8}$$

5. L'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$  verrà interrotto per valori di  $\sigma_n'$  negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di  $\sigma_n'$  negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

### 6.5.3 Caratteristiche di deformabilità

#### 6.5.3.1 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 del terreno in kN/m<sup>3</sup>

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole", "cross hole" e SCPTU.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 6.5.3.2 Moduli operativi


I moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  dell’ammasso roccioso possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 2000 \cdot GSI - 100000 \quad \text{per } GSI > 55$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_p}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

|   |  |                  |                  |                |                         |           |
|---|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
|  | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|   | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 7 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO

### 7.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Carta Geologica (Doc.Rif.[4]), nella Relazione Geologica (Doc.Rif.[3]) e nei profili geologici (Doc.Rif.[4]) le stratigrafie dei sondaggi disponibili confermano la presenza di depositi marini terrazzati, costituiti da sabbie limose e limi sabbiosi, di colore generalmente giallastro, poggianti sulle argille subappennine. In particolare, le verticali di sondaggio realizzate individuano il tetto di queste ultime a partire da profondità variabili tra 7÷16 m circa, con spessore variabile fino a 32-37m circa, prima di incontrare le calcareniti di Gravina. Nella parte più o meno centrale della tratta in esame sono presenti anche terreni di riporto in superficie.

In sostanza, da un punto di vista geologico e relativamente alle profondità investigate, lungo l'opera in progetto i terreni in sito, dall'alto verso il basso, possono essere così identificati:

- **Rilevato ferroviario esistente** (da p.c. fino a 1,2÷2,3 m circa di profondità da p.c.): costituito da ghiaia centimetrica, poligenica, angolare e/o arrotondata, in matrice sabbiosa, avana scura-grigiastra. E' stato individuato solamente nelle stratigrafie di sondaggio BH01 e BH02;
- **Depositi marini terrazzati** (da p.c. fino a 7÷16 m circa di profondità da p.c.): si tratta di sabbie limose e limi sabbiosi, debolmente argillosi, di colore giallastro, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore (**Q1s**), che passano gradualmente a sabbie argillose e argille grigio azzurrastre della sottostante formazione delle Argille Subappennine; spesso l'unità ha intercalati banchi arenacei e calcarenitici ben cementati (**Q1c**), costituenti la cosiddetta unità "panchina". (*Età: Pleistocene medio-superiore*);
- **F.ne delle Argille subappennine (ASP)** (da 7÷16 m circa di profondità sino a 32-37 m circa di profondità da p.c.): depositi marini di piattaforma e scarpata superiore, costituiti da argille limose, argille sabbiose ed argille marnose di color grigio-azzurro, talora giallastre, con orizzonti e lenti sabbiose, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela; la porzione al tetto di tale unità ha una colorazione grigio chiara per la presenza di una discreta quantità di sabbia e limo, che a volte si rinviene in livelletti e liste millimetriche ben individuabili e totalmente incoerenti. Tale porzione sommitale presenta uno spessore di circa 2÷6 m. Questi depositi non affiorano nell'area in esame, ma occupano vaste aree nel sottosuolo, costituendo il substrato impermeabile che sostiene l'acquifero superficiale della Piana di Brindisi. In tale area, le Argille subappennine presentano spessori alquanto variabili, che aumentano procedendo sia da Ovest verso Est che da Sud verso Nord. Lungo la costa, ad esempio, lo spessore



|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

passa da circa 20 m a 45 m, muovendosi dall'area di Cerano fino al Porto di Brindisi. (*Età: Pleistocene inferiore*);







- Calcareniti di Gravina (GRA)** (a partire dai 32÷37 m circa ed oltre di profondità da p.c.): si tratta di depositi calcarenitici e calciruditi bioclastici di ambiente litorale. La formazione è direttamente trasgressiva sui calcari cretaci. Sono localmente rappresentate da calcareniti e calciruditi passanti a materiali sabbiosi con inclusi ciottoli che si rinvergono in spessori molto esigui. Al contatto con i calcari spesso si trovano abbondanti affioramenti di materiali residuali rossastri (terre rosse), testimoni di una lunga fase di emersione che ha preceduto la trasgressione marina quaternaria. Nell'area tale formazione risulta non affiorante e costituisce la formazione al letto delle Argille Subappennine. (*Età: Pliocene superiore - Pleistocene inferiore*).

In genere, in superficie è da tenere in considerazione una copertura variabile dell'ordine di 50÷100 cm di terreno vegetale, costituito da limo sabbioso di colore marrone-nerastro.

## 7.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base dei risultati delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti sono state identificate le unità geotecniche di seguito descritte nella successione stratigrafica incontrata. In Tabella 7-1 si riporta la denominazione delle unità geotecniche individuate insieme alla rispettiva unità geologica di appartenenza, confermando per continuità e coerenza la nomenclatura già utilizzata per il progetto di Brindisi Aeroporto (Rif. [1]).

**Tabella 7-1: Corrispondenza tra unità geotecniche e geologiche (da legenda profilo geotecnico Doc.Rif.[4])**

| UNITA' GEOTECNICA  | DESCRIZIONE MATERIALE                           | UNITA' GEOLOGICA |
|--|---|------------------|
|  R                  | Rilevato ferroviario esistente                  | -                |
|  L <sub>S(ms)</sub> | Limo sabbioso argilloso                         | Q1s              |
|  S <sub>L</sub>     | Sabbia limosa e limo sabbioso argilloso         | Q1s              |
|  L <sub>S(ga)</sub> | Limo sabbioso o sabbia limosa o sabbia con limo | ASP              |
|  A <sub>L</sub>     | Argilla limosa o limo argilloso                 | ASP              |
|  Cal                | Depositi calcarenitici                          | GRA              |

Dal punto di vista geotecnico, la stratigrafia e le unità geotecniche individuate sono le seguenti:

- L<sub>S(ms)</sub>**: Da piano campagna ad una profondità variabile tra 2.0 e 7.0 m ca. è presente in tutti i sondaggi uno strato di limo sabbioso argilloso marrone scuro, talvolta con resti di apparati radicali e

con possibile presenza di clasti da millimetrici a centimetrici. Per tale strato, si dispone di 9 prove  $N_{SPT}$  e di 5 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio. L'unità è stata anche indagata dalle prove CPTu del Progetto relativo al collegamento Aeroporto del Salento – stazione di Brindisi (Rif.[1]), delle quali verrà richiamata in questa relazione la SCPTU2 per alcuni commenti e confronti.

L'unità geotecnica  $L_{S(mg)}$  rappresenta la porzione più superficiale dell'unità geologica Q1s. Tale unità geotecnica è ben distinguibile in quanto di colore marrone scuro e con contenuto di fine > 50% (valore desunto dalle analisi granulometriche su due campioni rimaneggiati).

- $S_{L/cal}$ : dal letto della formazione precedente e fino a profondità variabili tra 7.0 m (BH05) e 16.0 m (BH06) da pc, è presente in tutti i sondaggi uno strato costituito da sabbia limosa fine o sabbia fine con limo debolmente argillosa o limo sabbioso color avana. L'unità  $S_{L/cal}$  rappresenta la porzione più sabbiosa e meno superficiale dell'unità geologica Q1s. All'interno di questa unità geotecnica è stata inclusa anche l'unità geologica Q1c che risulta praticamente assente e/o trascurabile nella tratta in esame.
- $L_{S(ga)}$ : dalla base della formazione precedente è presente in tutti i sondaggi, con spessori variabili tra 2 e 5 m, uno strato costituito da limo sabbioso debolmente argilloso o sabbia limosa o con limo di colore grigio azzurro. È segnalata la presenza di frammenti di bioclasti e la presenza di concrezioni carbonatiche. I valori di  $N_{SPT}$  riferiti a questa formazione variano tra 13 e 45 colpi/30cm, mentre i valori di  $q_c$  misurati nella SCPTU2 pregressa (Rif.[1]) variano tra circa 3.0 e 5.0 MPa.

L'unità geotecnica  $L_{S(ga)}$  rappresenta la porzione di unità geologica ASP più superficiale e avente una più alta percentuale di materiale sabbioso e un contenuto di fine variabile tra 45% e 65%.

- $A_L$ : dalla base della formazione precedente e per ulteriori 20 metri circa di profondità, è presente l'argilla limosa debolmente sabbiosa o argilla con limo da grigio azzurro a grigio oliva. È segnalata la presenza di frammenti di bioclasti e la presenza di concrezioni carbonatiche. Dopo i 30 m è generalmente visibile una diminuzione della frazione sabbiosa. I valori di  $N_{SPT}$  riferiti a questa formazione variano tra 14 e 35 colpi/30cm.

L'unità geotecnica  $A_L$  rappresenta la porzione di unità geologica ASP avente una più alta percentuale di materiale fine. Il contenuto di fine ottenuto dalle prove di laboratorio risulta variabile tra 80% e 95%.

- **Cal**: Nei sondaggi BH04, BH05, BH07 e BH058 da 32÷38 m da pc e fino alle massime profondità investigate (50.0 m), è presente la formazione geologica Calcareniti di Gravina. Tale unità

geotecnica è descritta nei sondaggi come alternanza tra sabbie da fini a medio-fini limose e livelli di calcarenite frantumata.

Le tipologie di materiale sopra definite sono state utilizzate per classificare i terreni incontrati lungo le verticali d'indagine e procedere poi alla definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

La caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi prevalentemente sui risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) effettuate in corrispondenza dei fori di sondaggio e sui risultati delle prove di laboratorio (soprattutto prove di taglio diretto e prove triassiali) per valutare i parametri geotecnici di resistenza sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate. Si è tenuto in conto inoltre delle misurazioni della  $q_c$  eseguita nella SCPTU2 del Progetto relativo al collegamento Aeroporto del Salento – stazione di Brindisi (Rif.[1]) e a correlazioni ad essa associate, per alcuni confronti e valutazioni.

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle prove di laboratorio e in sito, interpretati sulla base di quanto discusso nel capitolo 6 a seconda della natura dei terreni incontrati.

### 8.1 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO E DELLE INDAGINI IN SITO

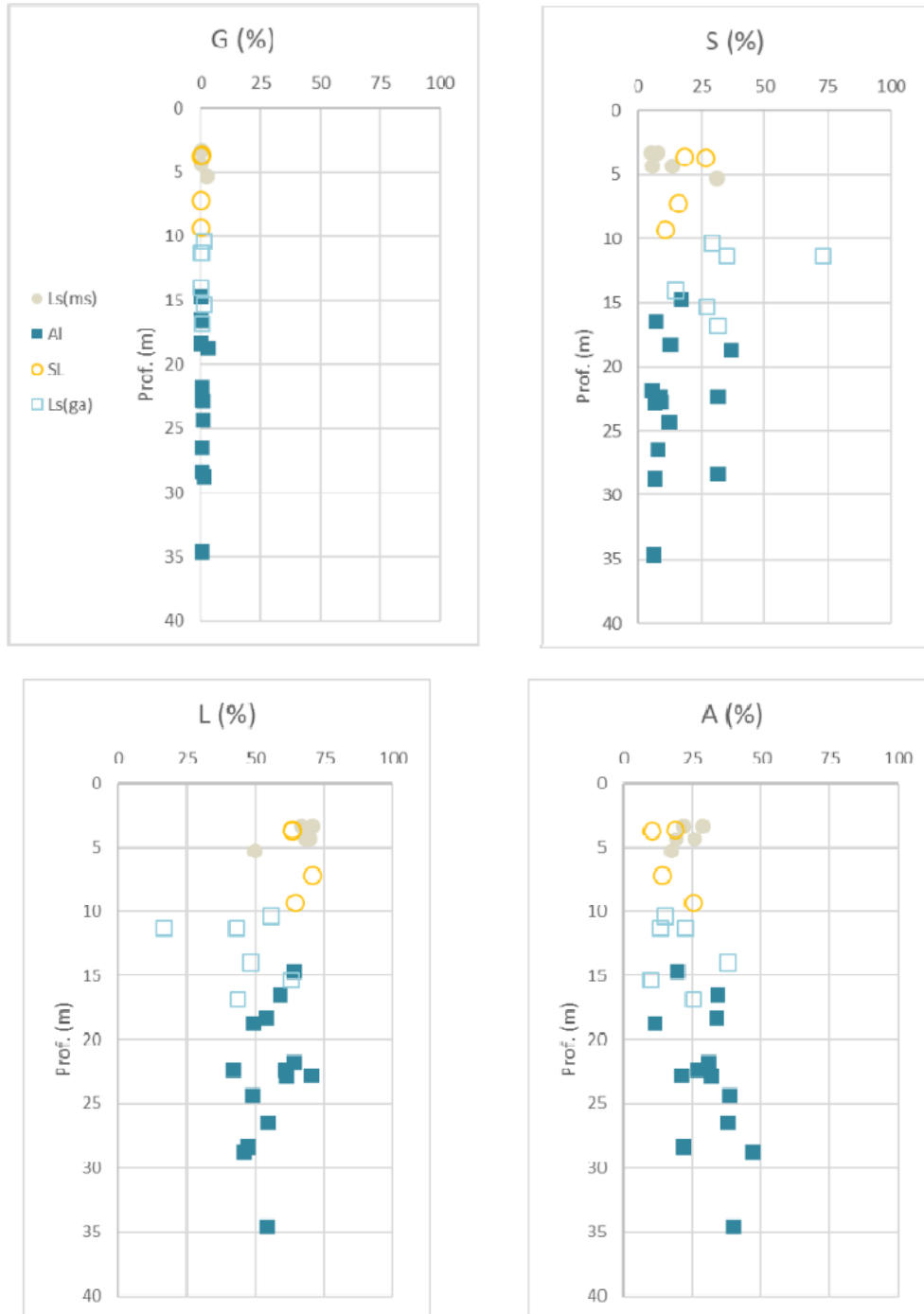
Nel seguito sono presentati i risultati delle prove condotte in laboratorio e dei dati ottenuti dalle indagini in sito, riportandone la loro interpretazione. I risultati sono presentati tenendo in conto della suddivisione dei campioni nelle unità geotecniche sopra descritte.

#### 8.1.1 Caratteristiche fisiche e parametri di stato

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e le relative proprietà indice sono riassunti nella Tabella 8-1, suddivisi per unità, campioni e profondità di prelievo. Nella Figura 8-1 successiva sono invece graficamente riportati gli andamenti delle percentuali di Ghiaia, Sabbia, Limo e Argilla ottenute dalle varie prove granulometriche eseguite.

**Tabella 8-1: Parametri fisici e proprietà indice ottenute da prove di laboratorio**

| Sondaggio/<br>Campione | Litotipo | Prof. Media<br>(m) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | G<br>(%) | S<br>(%) | L<br>(%) | A<br>(%) | L+A<br>(%) | Wn   | WL<br>(%) | I <sub>p</sub><br>(%) | I <sub>c</sub> | e <sub>0</sub> |
|------------------------|----------|--------------------|----------------------------------|----------|----------|----------|----------|------------|------|-----------|-----------------------|----------------|----------------|
| BH01_C1                | Ls(ms)   | 5,3                | 19,1                             | 2        | 31       | 50       | 17       | 67         | 26,0 |           |                       |                | 0,78           |
| BH02_C1                | Ls(ms)   | 4,3                | 19,4                             | 0        | 13       | 68       | 19       | 87         | 19,8 | 29        | 3                     | 3,1            | 0,69           |
| BH03_C1                | Ls(ms)   | 3,3                | 18,8                             | 0        | 8        | 70       | 22       | 92         | 20,3 | 40        | 17                    | 1,2            | 0,58           |
| BH04_C1                | Ls(ms)   | 3,3                | 19,3                             | 0        | 5        | 67       | 28       | 95         | 22,1 | 38        | 15                    | 1,1            | 0,69           |
| BH06_C1                | Ls(ms)   | 4,3                | 19,2                             | 0        | 5        | 69       | 26       | 95         | 26,4 | 36        | 13                    | 0,7            | 0,75           |
| BH03_C2                | SL       | 7,2                | 19,0                             | 0        | 15       | 71       | 14       | 85         | 27,6 | 28        | 3                     | 0,1            | 0,9            |
| BH04_C2                | SL       | 9,3                | 20,2                             | 0        | 11       | 64       | 25       | 89         | 25,2 | 31        | 9                     | 0,6            |                |
| BH05_C1                | SL       | 3,6                | 20,1                             | 0        | 18       | 63       | 18       | 82         | 25,2 | 36        | 11                    | 1,0            | 0,69           |
| BH06_C                 | SL       | 3,7                | 18,7                             | 0        | 27       | 63       | 10       | 73         | 29,3 |           |                       |                |                |
| BH01_C2                | Ls(ga)   | 11,3               | 20,5                             | 0        | 73       | 16       | 13       | 10         | 20,2 | 18        |                       |                |                |
| BH02_C2                | Ls(ga)   | 10,3               | 18,8                             | 1        | 29       | 55       | 15       | 70         | 28,8 |           |                       |                | 1,01           |
| BH03_C3                | Ls(ga)   | 14                 | 19,5                             | 0        | 14       | 48       | 38       | 86         | 26,8 | 50        | 24                    | 1,0            | 0,76           |
| BH04_C3                | Ls(ga)   | 15,3               | 18,6                             | 1        | 27       | 63       | 10       | 72         | 33,2 |           |                       |                |                |
| BH05_C2                | Ls(ga)   | 11,3               | 20,2                             | 0        | 35       | 43       | 22       | 65         | 24,4 | 29        | 6                     | 0,8            | 0,77           |
| BH06_C3                | Ls(ga)   | 16,8               | 19,1                             | 0        | 31       | 43       | 25       | 69         | 24,9 | 27        | 5                     | 0,4            |                |
| BH01_C3                | Al       | 18,3               | 19,2                             | 0        | 12       | 54       | 34       | 88         | 24,8 | 38        | 16                    | 0,8            |                |
| BH01_C4                | Al       | 24,3               | 19,3                             | 1        | 12       | 49       | 39       | 87         | 29,8 | 47        | 22                    | 0,8            |                |
| BH02_C3                | Al       | 14,7               | 20,8                             | 0        | 17       | 64       | 19       | 83         | 19,4 | 32        | 11                    | 1,1            |                |
| BH02_C4                | Al       | 18,7               | 19,9                             | 3        | 37       | 49       | 11       | 61         | 25,2 | 30        | 8                     | 0,6            |                |
| BH03_C4                | Al       | 22,7               | 20,1                             | 0        | 9        | 70       | 21       | 91         | 24,1 | 38        | 15                    | 0,9            |                |
| BH04_C4                | Al       | 22,3               | 19,8                             | 0        | 9        | 61       | 31       | 91         | 23,3 | 36        | 14                    | 0,9            |                |
| BH04_C5                | Al       | 28,3               | 19,5                             | 0        | 31       | 47       | 22       | 69         | 23,1 | 27        | 6                     | 0,7            |                |
| BH04_C6                | Al       | 34,6               | 18,8                             | 0        | 6        | 54       | 40       | 94         | 29,3 | 52        | 25                    | 0,9            |                |
| BH05_C3                | Al       | 16,5               | 20,1                             | 0        | 7        | 59       | 34       | 93         | 23,6 | 38        | 17                    | 0,8            | 0,62           |
| BH05_C4                | Al       | 22,3               | 19,8                             | 0        | 32       | 42       | 27       | 68         | 23,5 | 29        | 8                     | 0,7            |                |
| BH05_C5                | Al       | 28,7               | 19                               | 1        | 6        | 46       | 47       | 93         | 27,4 | 50        | 26                    | 0,9            |                |
| BH06_C4                | Al       | 21,8               | 20,3                             | 0        | 5        | 64       | 31       | 95         | 23,3 | 36        | 12                    | 1,1            |                |
| BH07_C1                | Al       | 26,4               | 19,5                             | 0        | 8        | 54       | 38       | 92         | 29,0 | 48        | 24                    | 0,8            | 0,79           |
| BH08_C1                | Al       | 22,8               | 20                               | 1        | 7        | 61       | 32       | 93         | 23,3 | 39        | 16                    | 1,0            | 0,71           |



**Figura 8-1: Distribuzione granulometrica: presenza in termini percentuali di Ghiaia, Sabbia, Limo e Argilla**

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

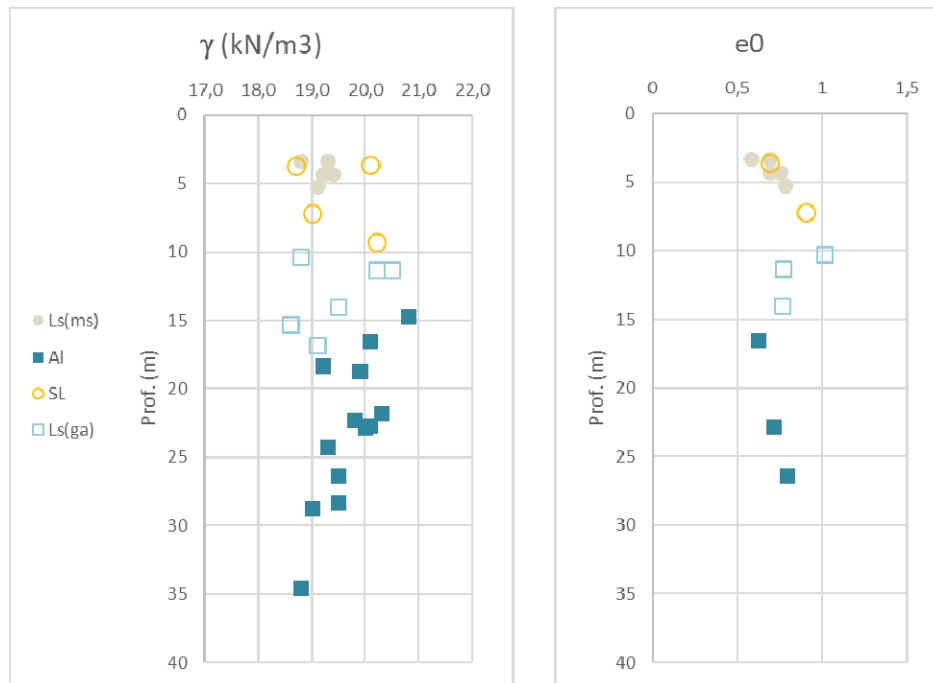
Le distribuzioni granulometriche risultano tutte relative a terreni con prevalenza limosa, tra il 45% e il 70%, con ghiaia sostanzialmente assente. Le unità **Ls(ms)** e **SL** sono quelle a cui corrisponde generalmente il limite superiore di limo e si differenziano per una presenza leggermente maggiore di sabbie in **SL** (15-25%) rispetto al 5-10% di **Ls(ms)** che, di contro, presenta un contenuto in argilla lievemente superiore (con valori percentuali inversi rispetto alla sabbia).

I materiali più profondi risultano comunque abbondanti in limo (45-60%), ma con contenuto in argilla crescente con la profondità, soprattutto nell'unità **AI**, variando da circa il 25%, fino a circa il 50%. I campioni dell'unità **Ls(ga)** hanno dato riscontro di percentuale sabbiosa di circa il 25%, non dissimile dalle unità superiori.

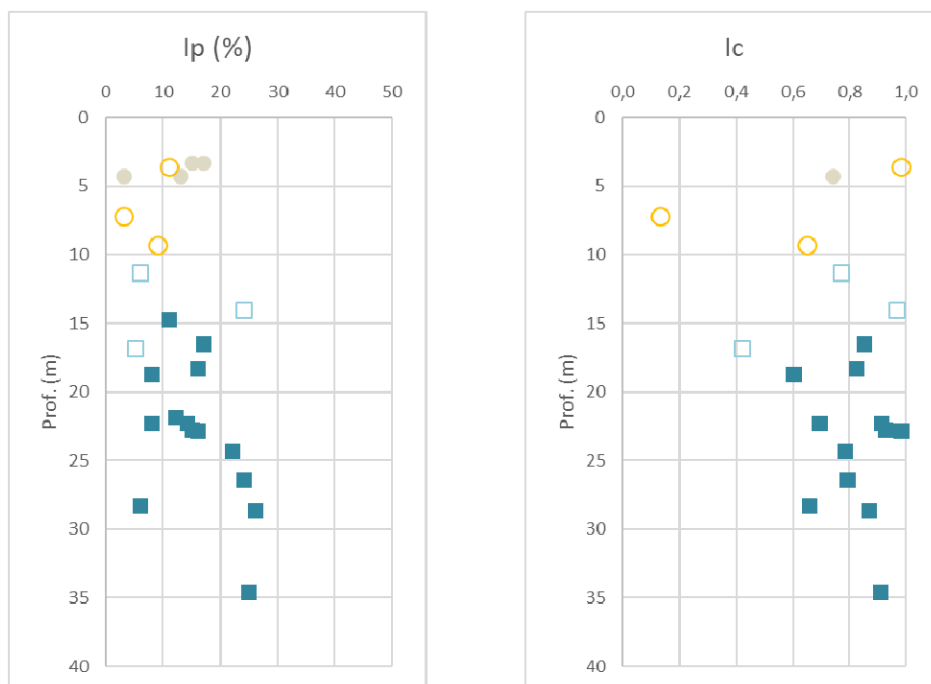
Con riferimento i grafici di Figura 8-2, I pesi dell'unità di volume presentano una certa variabilità per le unità **Ls(ms)**, **SL** e **Ls(ga)** che si riduce con la profondità nella **AI**. Mediamente si possono individuare valori rispettivi di 19, 19, 19.5 e 20 kN/m<sup>3</sup>. L'indice dei vuoti è stranamente crescente con la profondità in **Ls(ms)** è **SL**, con valori medi di 0.6-0.75, e può essere assunto mediamente pari a 0.8 e 0.7 rispettivamente per **Ls(ga)** e **AI**.

L'andamento dell'indice di plasticità di Figura 8-3 indica una condizione tra NON PLASTICA ( $0 < I_p < 5$ ) e POCO PLASTICA ( $5 < I_p < 15$ ) per tutti i terreni, a meno della parte più profonda (più argillosa) dell'unità **AI** alla quale può essere attribuito una condizione PLASTICA ( $15 < I_p < 40$ ).

La consistenza è generalmente SOLIDO-PLASTICA, come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza ( $0.75 < I_c < 1$ ) riportati nel grafico della stessa figura, con maggiore evidenza nel caso delle argille di base **AI**.



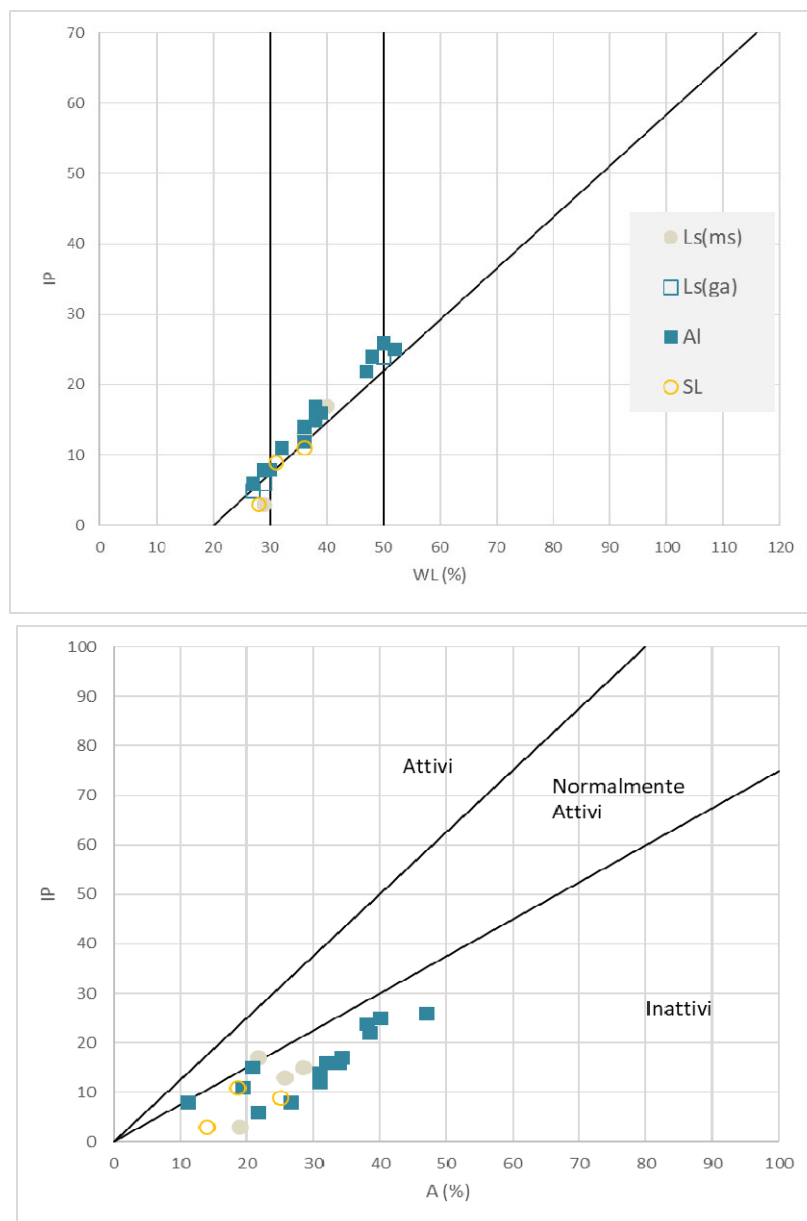
**Figura 8-2: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume e dell'indice dei vuoti**



**Figura 8-3: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza**

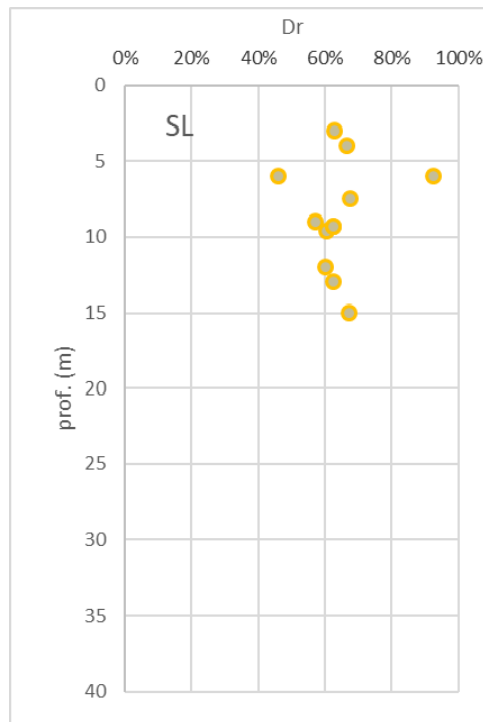


La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 8-4) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici, anche se molto prossimi alla retta A e a conferma della grande percentuale di limo presente. Le unità risultano comunque di di bassa e media plasticità e, solo in rari casi, tendenti all'alta plasticità. Per quanto riguarda la carta di Attività i terreni sono tutti classificabili come INATTIVI.



**Figura 8-4: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)**

Per quanto riguarda l'unità più sabbiosa **S<sub>L</sub>**, il parametro di stato più rappresentativo della reale condizione in sito può essere individuato nella Densità Relativa di cui alla Figura 8-5, il cui andamento individuano uno stato tra mediamente addensato e denso.

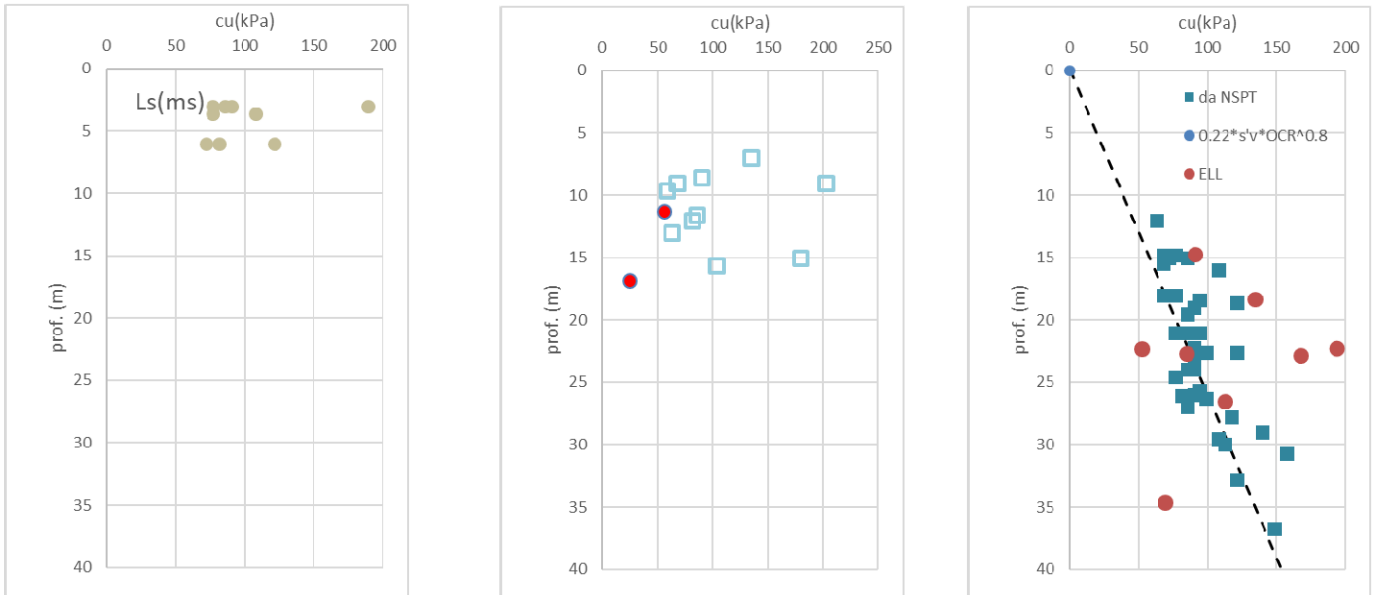


**Figura 8-5: unità S<sub>L</sub>: Densità relativa da correlazioni con N<sub>SPT</sub>**

## 8.1.2 Caratteristiche di Resistenza

### 8.1.2.1 Coesione non drenata

Partendo dalle unità prevalentemente a grana fina (**Ls(ms)**, **Ls(ga)** e **Al**), si riportano in Figura 8-6 gli andamenti della coesione non drenata  $c_u$  con la profondità, ottenuti per le tre unità dalle correlazioni con  $N_{SPT}$  e, dove disponibili, confrontati con i risultati scaturiti dalle prove di laboratorio di tipo ELL. I grafici mostrano  $c_u$  variabili tra circa 70 e 120 kPa per **Ls(ga)**, intervallo che si amplia leggermente a 50-130 kPa per l'unità **Ls(ms)**, mentre l'unità **Al** mostra un *trend* molto ben rappresentato dalla legge lineare di Koutsoftas and Ladd (1985) con  $OCR=2$ , rappresentativo quindi di una lieve sovraconsolidazione. I dati ottenuti da ELL su questa unità risultano abbastanza sparsi, ma con andamento medio comunque ben rappresentato dalla citata funzione.



**Figura 8-6: unità S<sub>L</sub>: Andamenti di c<sub>u</sub> con la profondità per le unità Ls(ms), Ls(ga), AI (rispettivamente da sx verso dx)**

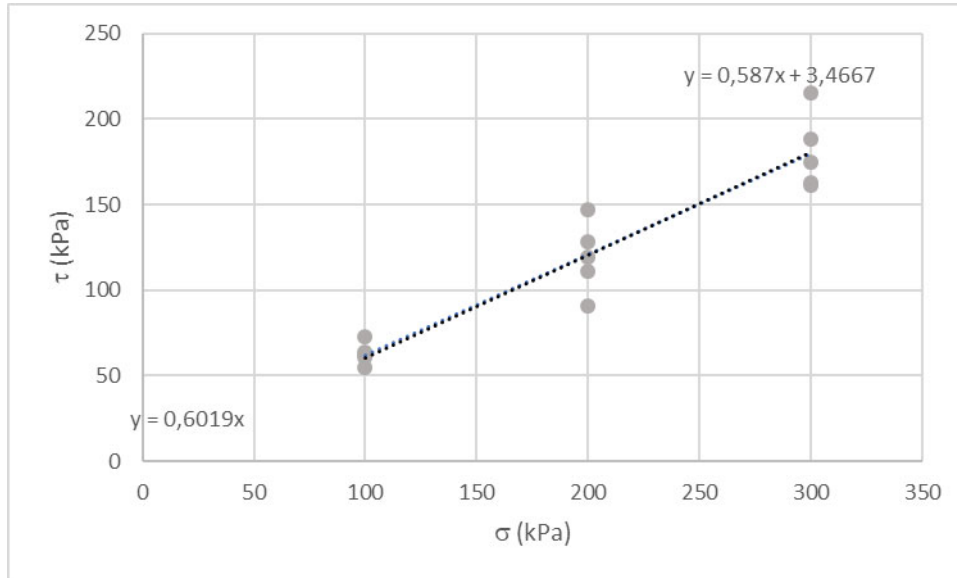
#### 8.1.2.2 Parametri di resistenza drenati

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto effettuati sulle varie unità oggetto di caratterizzazione. I dati sono stati cumulati per ciascuna unità, in modo da ottenere una regressione su più prove per ciascun litotipo. I valori ottenuti saranno direttamente considerati rappresentativi per i terreni coesivi **Ls(ms)**, **Ls(ga)** e **AI**, mentre per l'unità più sabbiosa **S<sub>L</sub>**, quanto ottenuto dalle prove di laboratorio (presumibilmente da riferire alla sola componente limoso-argillosa dell'unità), sarà confrontata con i risultati di caratterizzazione propri dei terreni incoerenti (correlazioni con N<sub>SPT</sub>).

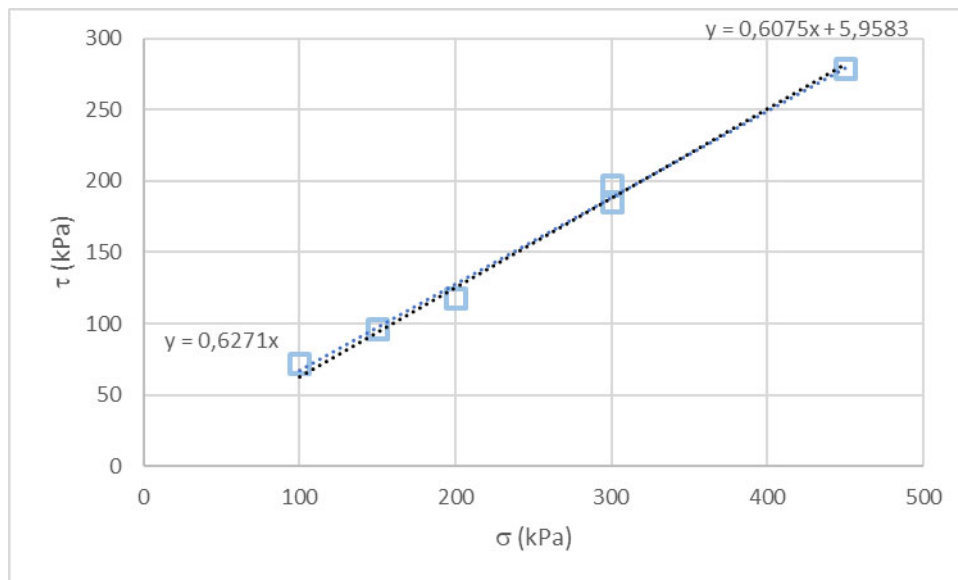
Come riscontrabile dalla Figura 8-7 e dalla Figura 8-8, le prove di taglio diretto effettuate sui campioni delle unità **Ls(ms)** e **Ls(gs)** forniscono i seguenti valori di angolo di attrito e coesione:

- Unità **Ls(ms)**:  $\varphi'=30.4^\circ$  –  $c'=3.5$  kPa; il valore dell'angolo di attrito nel caso di intercetta di coesione forzata sul valore nullo sarebbe  $\varphi'=31^\circ$ ;
- Unità **Ls(gs)**:  $\varphi'=31.3^\circ$  –  $c'=6.0$  kPa; il valore dell'angolo di attrito nel caso di intercetta di coesione forzata sul valore nullo sarebbe  $\varphi'=32^\circ$ .

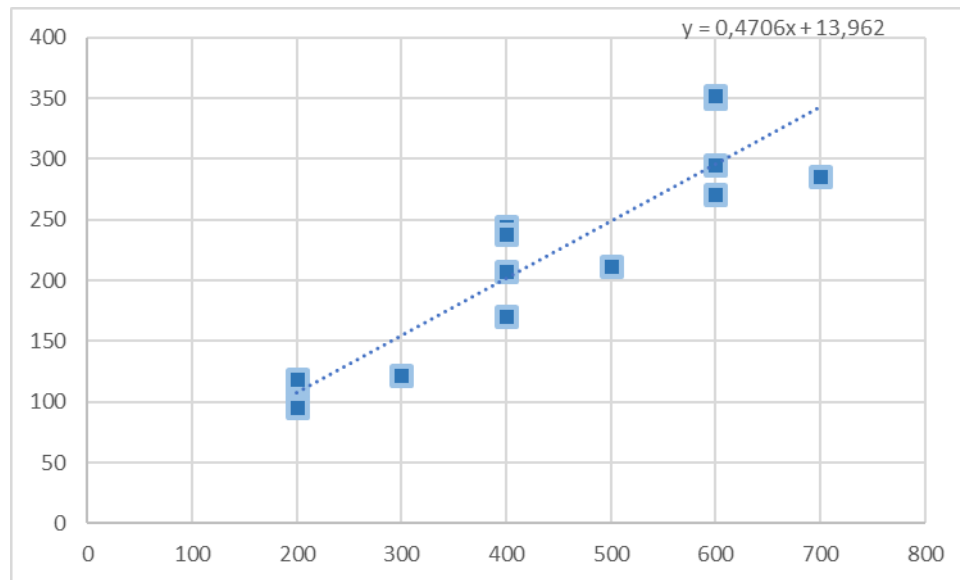
Per quanto riguarda le argille di base (A1), i dati riportati nel grafico di Figura 8-9 restituiscono, invece:  $\varphi'=25.2^\circ - c'=14 \text{ kPa}$



**Figura 8-7 – Unità Ls(ms) - interpretazione delle prove di taglio diretto**



**Figura 8-8: Unità Ls(ms) - interpretazione delle prove di taglio diretto**



**Figura 8-9: Unità AI - interpretazione delle prove di taglio diretto**

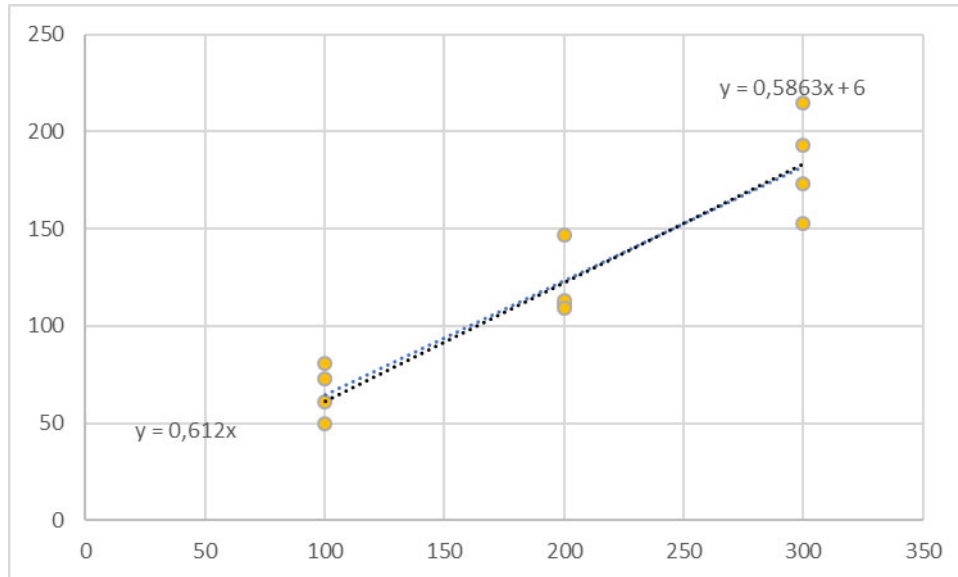
I campioni riferibili all'unità  $S_L$ , invece, hanno fornito i risultati richiamati nella Figura 8-10, da cui è possibile ricavare i seguenti valori:

- $\varphi' = 30.3^\circ$  –  $c' = 6.0$  kPa
- $\varphi' = 32^\circ$  nel caso di intercetta di coesione forzata a zero.

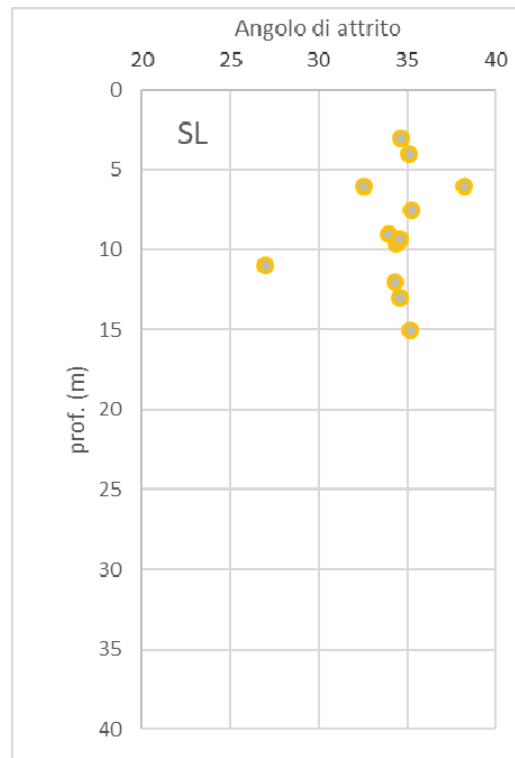
Come già anticipato, però, i valori sopra riportati sono riferibili alla parte più limosa dell'unità considerata, cioè quella più facilmente campionabile in fase di perforazione e che non necessariamente è da intendersi come quella più rappresentativa dell'intero strato, la cui componente sabbiosa è in qualche modo trascurata nelle prove di taglio diretto.

Per tale motivo, in aggiunta alla sopra riportata caratterizzazione da prove di laboratorio, nella Figura 8-10 sono anche indicati i valori dell'angolo di attrito ottenuti da correlazioni con prove in sito tipo  $N_{SPT}$ , nella fattispecie ricorrendo alla formulazione di Bolton (1965).

Ne è derivato un angolo di attrito medio  $\varphi' = 35^\circ$ .



**Figura 8-10: Unità S<sub>L</sub> - interpretazione delle prove di taglio diretto**



**Figura 8-11: Unità S<sub>L</sub> - valori dell'angolo di attrito da correlazione con N<sub>SPT</sub> (Bolton, 1965)**

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

### 8.1.3 Caratteristiche di deformabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità delle unità che caratterizzano la tratta oggetto di studio, considerando la sostanziale corrispondenza litologica, si è ritenuto opportuno operare in continuità con quanto riportato nel progetto del collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi (Rif.[1]), nel quale i valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai dati di  $G_0$  ottenuti dai valori di  $V_s$ , a loro volta ricavati da correlazioni con prove  $N_{SPT}$ , a valle di alcuni confronti e critiche interpretazioni.

Al fine di confermare tale approccio, si è pertanto proceduto a verificarne l'applicabilità al presente progetto.

In primo luogo, si è proceduto ad una valutazione integrativa basata sui dati del progetto precedente, attraverso un confronto tra i moduli di Young ricavabili dalla SCPTU2 già disponibile dalla campagna indagini pregressa, con quelli proposti dal progetto stesso.

In particolare, sono stati dapprima calcolati i moduli edometrici dalle correlazioni con  $q_c$ , distinguendo sulla base del profilo dell'indice di comportamento se il materiale attraversato fosse associabile a *sand-like* ( $I_c < 2.6$ ) o *clay-like* ( $I_c > 2.6$ ). Nel caso specifico, come riportato in Figura 8-12, la prova penetrometrica considerata individua il secondo caso da circa 14 m di profondità in poi.

Per il caso *sand-like* è stata applicata la seguente formulazione di Lunne e Christoffersen (1983),

$$E_{ed} = 4q_c \quad q_c < 10 \text{ MPa}$$

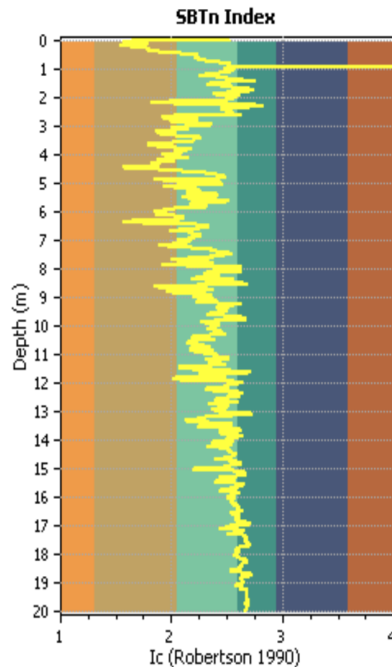
$$E_{ed} = 2q_c + 20 \quad 10 \text{ MPa} < q_c < 20 \text{ MPa}$$

$$E_{ed} = 120 \quad q_c > 20 \text{ MPa}$$

mentre per *clay-like*, quella di Kulhawy e Mayne (1990) sotto riportata

$$E_{ed} = 8.25(q_t - \sigma'_{v0})$$

Il passaggio da modulo edometrico e modulo di Young è stato poi effettuato attraverso le note formule dell'elasticità.

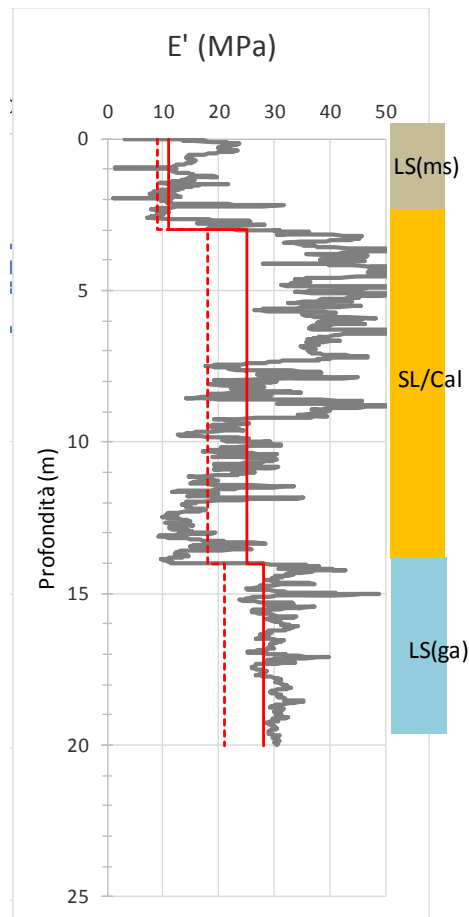


**Figura 8-12: SCPTU2 del progetto (Rif.[1]) – Profilo dell'indice di comportamento  $I_c$**

Nella Figura 8-13, quindi, i valori dei moduli derivanti dalla CPTU sono messi a confronto con gli andamenti minimi e massimi proposti nel progetto (Rif.[1]) per le unità intercettate, i quali sostanzialmente confermano i profili ottenuti dalle penetrometriche, a meno di una sottostima (comunque cautelativa) nella parte più sabbiosa dell'unità  $S_L$ .

L'ulteriore confronto qui discusso, infine, conferma l'adeguatezza della caratterizzazione proposta, in termini di moduli, quindi sostanzialmente di  $G_0$ .

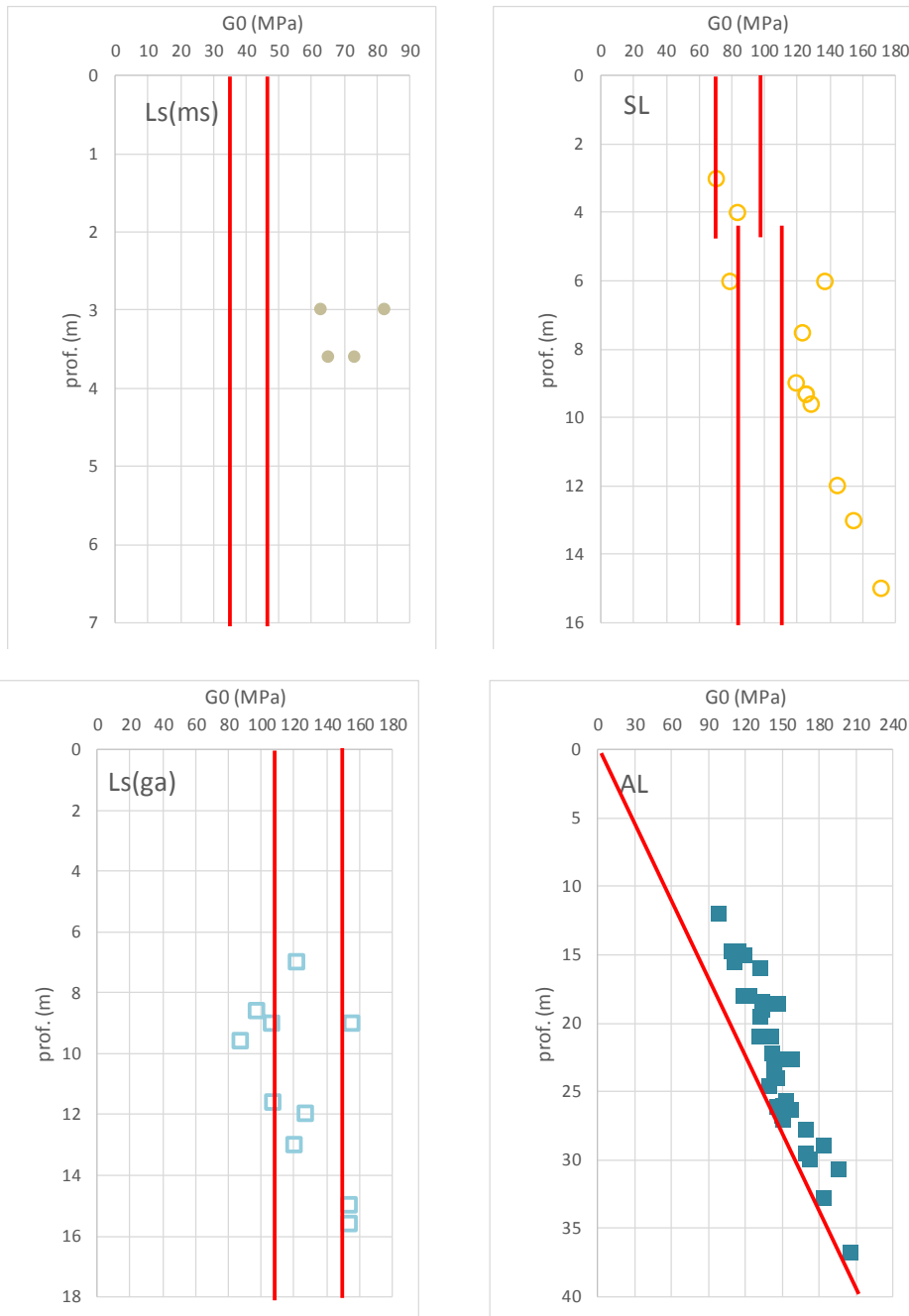




**Figura 8-13: Confronto tra profili di  $E'$  ottenuto a partire da correlazioni con CPTU e andamenti proposti nel progetto (Rif.[1])**

Avendo verificato anche tramite correlazioni con CPTU la sostanziale adeguatezza della stima di  $E_{op}$  già proposta e fondata su  $G_0$  (ricavato da  $V_s$ , con  $V_s$  calcolate con Otha&Goto da  $N_{SPT}$ ), per confermare tali stime anche per il progetto qui discusso, basta verificare che i valori di  $G_0$  proposti siano coerenti anche con i dati specifici della tratta in esame.

A tal fine, nei grafici di Figura 8-14, sono stati confrontati gli intervalli di  $G_0$  proposti nel progetto (Rif.[1]), con i valori di  $G_0$  ricavati da  $V_s=f(N_{SPT})$  della campagna di indagini attuale. A meno della sottostima nel caso **Ls(ms)**, comunque cautelativa, il confronto risulta molto soddisfacente, anche e soprattutto nel caso dell'andamento crescente con la profondità nelle argille **AI** di base. Si può concludere che la caratterizzazione proposta può essere confermata al caso qui discusso.



**Figura 8-14: Confronto tra valori di  $G_0$  ottenuti da  $V_s=f(N_{SPT})$  e andamenti proposti nel progetto precedente (Rif.[1])**

#### 8.1.4 Elaborazione delle prove edometriche

A completamento di quanto fin qui osservato è opportuno riportare anche alcune considerazioni sulla elaborazione delle prove edometriche, con riferimento al sommario riportato nella Tabella 8-2.

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

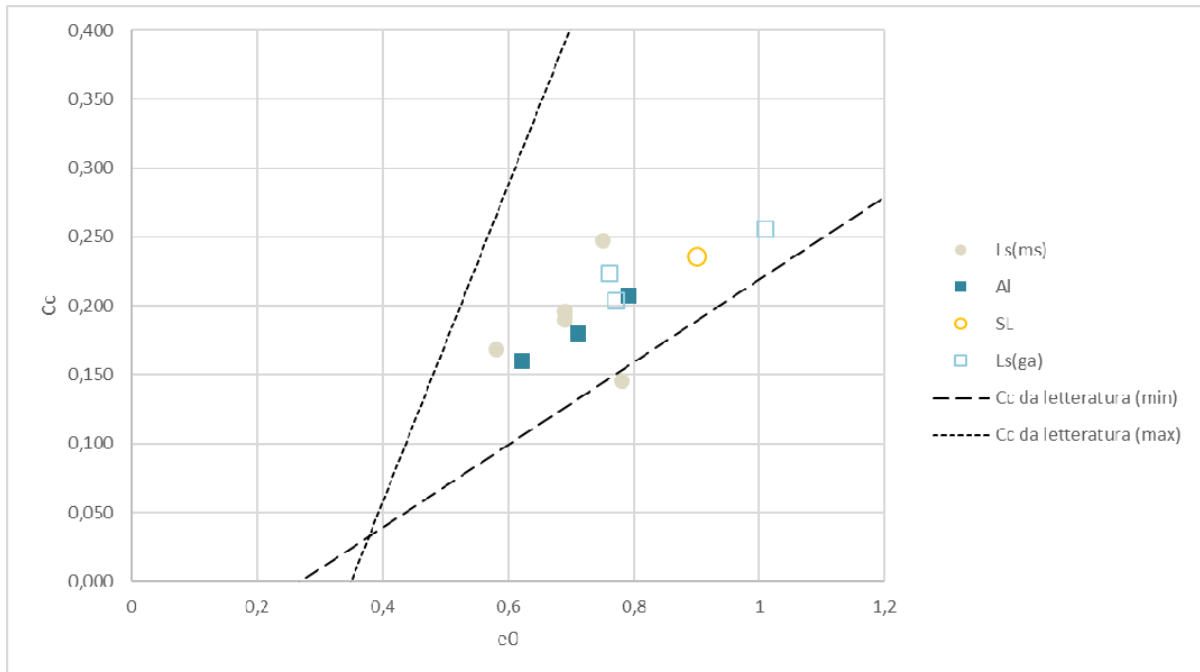
| Sondaggio/<br>Campione | Litotipo | Prof. Media<br>(m) | $e_0$ | OCR    | da Edometriche |       |           | medie |       |           |
|------------------------|----------|--------------------|-------|--------|----------------|-------|-----------|-------|-------|-----------|
|                        |          |                    |       |        | $C_c$          | $C_s$ | $C_s/C_c$ | $C_c$ | $C_s$ | $C_s/C_c$ |
| BH01_C1                | Ls(ms)   | 5,3                | 0,78  | 1,9    | 0,146          | 0,017 | 12%       | 0,190 | 0,035 | 18,16%    |
| BH02_C1                | Ls(ms)   | 4,3                | 0,69  | 3,6    | 0,196          | 0,028 | 14%       |       |       |           |
| BH03_C1                | Ls(ms)   | 3,3                | 0,58  | 5,2    | 0,169          | 0,041 | 24%       |       |       |           |
| BH04_C1                | Ls(ms)   | 3,3                | 0,69  | 4,7    | 0,190          | 0,045 | 24%       |       |       |           |
| BH06_C1                | Ls(ms)   | 4,3                | 0,75  | 5,0    | 0,248          | 0,042 | 17%       |       |       |           |
| BH02_C2                | Ls(ga)   | 10,3               | 1,01  | 1,6323 | 0,256          | 0,020 | 8%        | 0,228 | 0,036 | 16,122%   |
| BH03_C3                | Ls(ga)   | 14                 | 0,76  | 1,6783 | 0,224          | 0,059 | 26%       |       |       |           |
| BH05_C2                | Ls(ga)   | 11,3               | 0,77  | 2,3836 | 0,204          | 0,029 | 14%       |       |       |           |
| BH05_C3                | Al       | 16,5               | 0,62  | 1,0039 | 0,160          | 0,037 | 23%       | 0,183 | 0,045 | 24,50%    |
| BH07_C1                | Al       | 26,4               | 0,79  | 1,4522 | 0,208          | 0,062 | 30%       |       |       |           |
| BH08_C1                | Al       | 22,8               | 0,71  | 1,287  | 0,180          | 0,037 | 21%       |       |       |           |

Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casgrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione; 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 8-15, 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.

Dalle prove edometriche sono stati anche ricavati i coefficienti di consolidazione secondaria, come già riportato nello specifico paragrafo.

È opportuno evidenziare che i moduli edometrici che si ricavano dai parametri ottenuti dalle specifiche prove (tenendo conto dello stato di sovra-consolidazione) sono risultati sempre circa il 50% di quelli ottenuti secondo la procedura descritta nel paragrafo precedente. Questo non è da considerarsi sorprendente dal momento che non è inusuale che le prove edometriche forniscano una sensibile sottostima dei moduli, spesso dovuta a fattori di disturbo durante il campionamento e/o all'effettiva rappresentatività dei provini sottoposti a prova rispetto al generale comportamento atteso in sito.



**Figura 8-15: Valori di Cc calcolati per le diverse unità e confronto con indicazioni di letteratura (Lancellotta,2009)**

## 8.2 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SULLA CALCARENITE DI GRAVINA

Nei sondaggi BH04, BH05, BH07 e BH08 da circa 32÷36 m da pc e fino alle massime profondità investigate (50.0 m), è presente la formazione geologica Calcareniti di Gravina. Tale unità geotecnica è descritta nei sondaggi come alternanza tra sabbie da fini a medio-fini limose e livelli di calcarenite frantumata o intensamente fratturata.

Sono state eseguite n.4 prove di Point Load Test sui campioni di roccia prelevati nei sondaggi BH07 e BH08. I risultati riportati in Tabella 8-3 confermano in generale i valori ottenuti dallo stesso tipo di prove sui campioni analizzati in ambito del progetto del collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi (Rif.[1]).

**Tabella 8-3: Point Load Strenght**

| CAMPIONE                         | Profondità | Is(50) <sub>axial</sub> | UCS <sup>(1)</sup> |
|----------------------------------|------------|-------------------------|--------------------|
| [-]                              | [m da pc]  | [MPa]                   | [MPa]              |
| BH07 – CR1                       | 34.8÷35.0  | 0.629                   | 15.09              |
| BH07 – CR2                       | 36.0÷36.2  | 0.427                   | 10.25              |
| BH08 – C12                       | 43.0-43.3  | 0.393                   | 9.43               |
| BH08 – C12                       | 44.2-44.5  | 0.322                   | 7.72               |
| <sup>(1)</sup> UCS = 24 · Is(50) |            |                         |                    |

Considerando che nel citato progetto è stata riscontrata una sensibile sovrastima della resistenza a compressione ottenuta da Point Load Test (4.8÷9.4 MPa) rispetto a quella misurata dalle compressioni uniassiali (0.52÷1.86 MPa) e che sono stati assunti i valori più cautelativi ed affidabili riferibili a queste ultime, in questa sede si è deciso di procedere in coerenza e continuità con quanto già effettuato.

### 8.2.1 Caratteristiche di resistenza

Nella definizione degli involuppi di rottura è stato utilizzato il software Roclab 1.0 della Rocscience inc.; tale programma implementa il criterio di rottura di Hoek e Brown (2002).

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati tenendo conto:

- dei risultati Point Load Test e della correlazione riscontrata con le resistenze ottenute da prove di compressione uniassiali dei progetti pregressi;
- dei valori della resistenza alla compressione semplice  $\sigma_c$ , ricavati dalle prove di laboratorio. Nello specifico è stato assunto  $\sigma_c = 1.0$  MPa come da progetto del collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi (Rif.[1]);
- dei valori GSI stimati da Figura 6-6. Dato che nei sondaggi è stato recuperato materiale completamente fratturato e dalla forte componente sabbiosa, nella caratterizzazione del materiale è stata fatta un'assunzione cautelativa. Si è assunto pertanto un valore di GSI =22;
- Nel caso in oggetto il fattore di disturbo è assunto pari a D=0 in quanto tale formazione compare solo a profondità importanti e la caratterizzazione ha come scopo l'individuazione dei parametri geotecnici da attribuire per il calcolo delle curve di capacità portante dei pali;

I parametri dell'involuppo di rottura risultano pari a (si veda anche Figura 8-16):

- $m_b = 0.370$ ;
- $s = 0.0002$ ;
- $a = 0.538$ .

Nella Figura 8-17 è riportato l'involuppo di rottura secondo il criterio di Hoek e Brown nel piano di Mohr, che per le tensioni considerate fornisce una caratterizzazione generale con  $\varphi=24.3^\circ$  e  $c'=13$  kPa. A fronte dell'analisi visiva delle cassette e dei modesti valori di resistenza a compressione monoassiale ottenuti, però, si è scelto di equiparare, in termini di parametri geotecnici equivalenti, l'ammasso roccioso in oggetto a un terreno dal comportamento puramente attritivo. Imponendo che l'involuppo di rottura alla Mohr-Coulomb abbia intercetta pressochè nulla (coesione efficace  $c'=0$ ), si ottiene un valore di angolo d'attrito pari a  $\varphi=35^\circ$

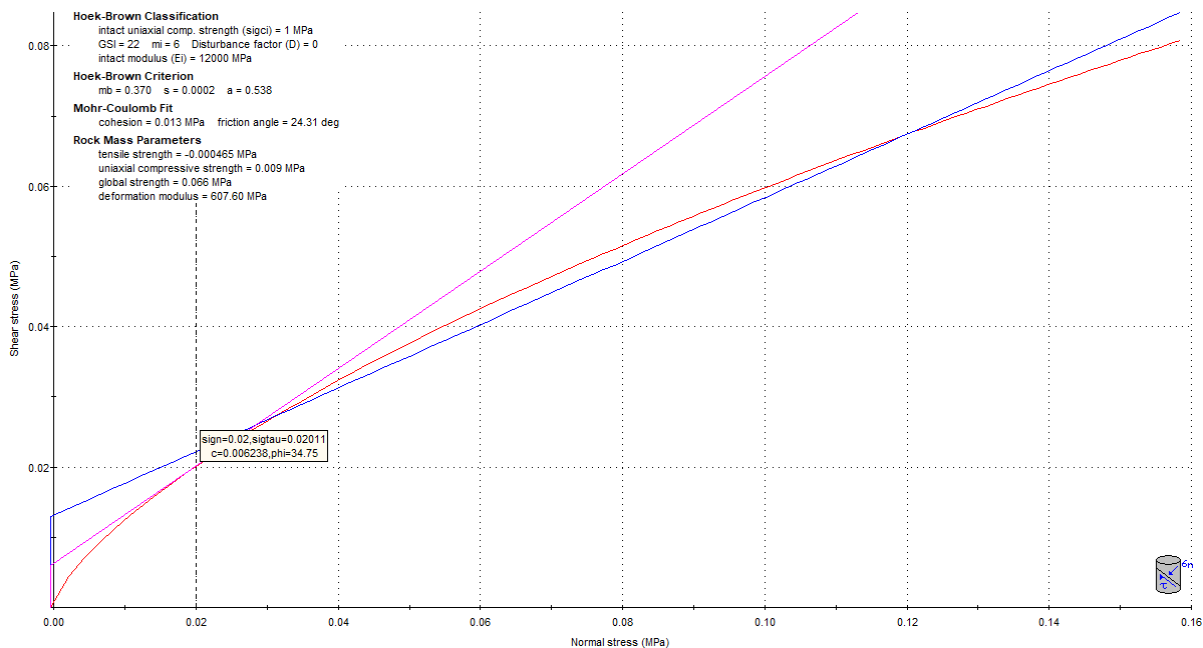
**Hoek-Brown Classification**

intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 1 MPa  
GSI = 22  $m_i = 6$  Disturbance factor (D) = 0  
intact modulus ( $E_i$ ) = 21000 MPa

**Hoek-Brown Criterion**

$m_b = 0.370$   $s = 0.0002$   $a = 0.538$

**Figura 8-16: Definizione dei parametri dell'involuppo di rottura (RocLab V.1.031)**



**Figura 8-17: Involuppo di rottura (RocLab V.1.031)**

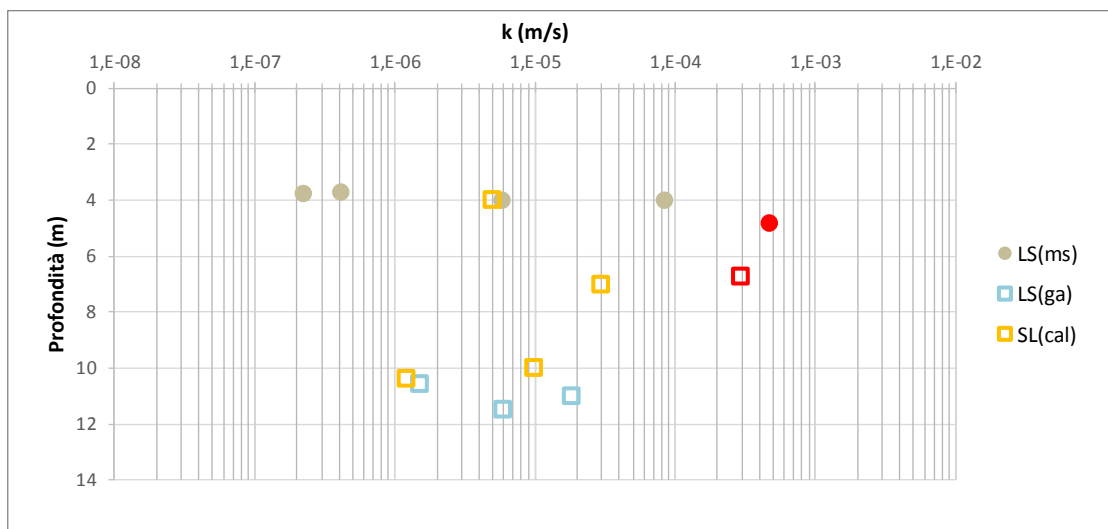
### 8.2.2 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base del valore di GSI definito sopra il modulo dell'ammasso è stato stimato pari a circa 100 MPa.

### 8.3 PERMEABILITA'

Nell'ambito della campagna d'indagine di PD sono state eseguite diverse prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. In Figura 8-18 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità  $K_h$  ottenuti dalle prove.

I valori dei coefficienti di permeabilità di progetto sono stati stimati sulla base dei risultati delle prove Lefranc e sulla base dei riferimenti bibliografici considerando la litologia del materiale (si veda Tabella 6-7). I valori di progetto sono riportati nel paragrafo 8.4.



**Figura 8-18: Permeabilità  $k_h$  da prove Lefranc (in rosso i dati considerati anomali)**

### 8.4 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO

Dall'analisi delle prove ad oggi disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, sono stati determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche, come riportato nella successiva Tabella 8-4. Per quanto riguarda il rilevato esistente (R), in assenza di informazioni di dettaglio sulle caratteristiche e sulle modalità esecutive, sono stati assunti valori più cautelativi rispetto a quelli indicati dal Manuale di Progettazione (Doc.rif[[11]]).

L'andamento della falda assunto nei calcoli è quello riportato nel profilo geotecnico (Rif.[8]) e ricostruito sulla base di quanto già discusso nel par. 5.

**Tabella 8-4: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche**

| Unità         | $\gamma$          | $\phi'$ | $c'$  | $c_u$   | OCR     | Cs    | Cc    | $G_0$   | $E_{op}$  | $k_v$ |
|---------------|-------------------|---------|-------|---|---------|-------|-------|---|---|-------|
|               | kN/m <sup>3</sup> | (°)     | (kPa) | (kPa)   |         |       |       | (MPa)   | (MPa)   |       |
| <b>R</b>      | 20                | 33-35   | 0     | -   | -       | -     | -     | -   | 20  | -     |
| <b>Ls(ms)</b> | 19                | 26÷30   | 0÷5   | 60÷120  | 3,0     | 0,035 | 0,190 | 35÷45   | 9÷11  | 1E-07 |
| <b>SL</b>     | 19                | 32÷35   | 0     | -   | 1,0     | -     | -     | 0 ÷ 100<br>fino a 4.5 m da pc<br><br>85 ÷ 110<br>oltre 4.5 m da pc        | 18 ÷ 25<br>fino a 4.5 m da pc<br><br>21 ÷ 28<br>oltre 4.5 m da pc | 1E-06 |
| <b>LS(ga)</b> | 19.5              | 28÷30   | 5÷10  | 50÷100  | 2,0÷3,0 | 0,036 | 0,228 | 110÷150   | 28÷38   | 1E-07 |
| <b>AL</b>     | 20                | 24÷28   | 10÷20 | $0,22 \frac{c_u}{\sigma'_v}$<br>OCR <sup>0.8</sup><br>(OCR=2) | 1,0÷2,0 | 0,045 | 0,183 | $G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$<br>(falda considerata al p.c.) | $(2.5 \cdot G_0) / 10$  | 1E-09 |
| <b>Cal</b>    | 21                | 32÷35   | 0     | -   | -       | -     | -     | -   | 100   | 1E-06 |



|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 9 ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

### 9.1 PREMESSA

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - 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 suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

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 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, 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 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.

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione.

### 9.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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;

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

- $V_N \geq 100$  anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, per quanto riguarda il Viadotto su Fiume Grande (VI02), sottovia, tombini, scatolari, corpo ferroviario tutto, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif.[3]):

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

mentre per il Viadotto su SS613 (VI01) e fabbricati tecnologici, si assumerà:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

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 (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif.[3]):

- VI02 (Viadotto su Fiume Grande), sottovia, tombini, scatolari, corpo ferroviario tutto:
  - Classe d'uso III ( $C_U = 1.5$ )
- VI01 (Viadotto su SS613), fabbricati tecnologici:
  - Classe d'uso IV ( $C_U = 2.0$ )

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

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

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni (VI02, sottovia, tombini, scatolari, corpo ferroviario tutto);}$$

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 2.0 = 150 \text{ anni (V01 e fabbricati tecnologici).}$$

### 9.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità  $P_{VR}$  di realizzarsi nel periodo di riferimento  $V_R$  sopra definito.

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 rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- 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.

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.
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento  $V_R$  ed alla probabilità di superamento  $P_{VR}$  dalla relazione:

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

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d'uso delle strutture sono riportati in Tabella 9-1.

**Tabella 9-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite.**

|              | VI02, sottovia, tombini, scatolari, corpo ferroviario tutto | V01 e fabbricati tecnologici |
|--------------|---|------------------------------|
| STATO LIMITE | $T_R$ , anni  |                              |
| SLO          | 68  | 90                           |
| SLD          | 113   | 151                          |
| SLV          | 1068  | 1424                         |
| SLC          | 2193  | 2475                         |

#### 9.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

In allegato alle NTC2008, 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, è stata selezionata l'opzione di scelta "per comune" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009), nel quale è stato indicato il Comune di Brindisi. I valori del parametro  $a_g$  calcolati per diversi tempi di ritorno sono riportati nella Tabella 9-2.

**Tabella 9-2: Valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , per il comune di Brindisi (Spettri-NTC ver.1.0.3.xls, CSLPP (2009)).**

| $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_0$ | $T_c^*$ |
|--------------|-----------|-------|---------|
| 30           | 0,013     | 2,339 | 0,150   |
| 50           | 0,018     | 2,275 | 0,195   |
| 72           | 0,021     | 2,321 | 0,242   |
| 101          | 0,025     | 2,298 | 0,312   |
| 140          | 0,029     | 2,372 | 0,341   |
| 201          | 0,033     | 2,429 | 0,370   |
| 475          | 0,044     | 2,511 | 0,450   |
| 975          | 0,055     | 2,582 | 0,518   |
| 2475         | 0,070     | 2,744 | 0,540   |

## 9.5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle 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:

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

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 VS non inferiore a 800 m/s.

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N. 2 profili MASW e N. 2 Down-Hole) hanno tutti individuato una classe di sottosuolo tipo C, come riassunto nella Tabella 9-3 estratta dal par. 11.1 della relazione geologica (Rif. [3]).

**Tabella 9-3: Categoria di sottosuolo da valori di  $V_{s30}$  (m/s).**

| ID PROVA    | $V_{s30}$ (m/s) | Categoria di suolo |
|-------------|-----------------|--------------------|
| MASW1/HVSR1 | $V_{s30} = 282$ | C                  |
| MASW2/HVSR2 | $V_{s30} = 307$ | C                  |
| DH BH_07    | $V_{s30} = 334$ | C                  |
| DH BH_08    | $V_{s30} = 321$ | C                  |

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif. [3]), 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 pari a:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito  $S$  e l'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  ottenuti per i diversi periodi di ritorno e tipologia di opere sono riportati in Tabella 9-4 e Tabella 9-5.

**Tabella 9-4: Valori di  $a_g$  e dei coefficienti di sito  $S$  e dell'accelerazione di progetto  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento ( $V_R = 75$  anni). VI02 (Viadotto su Fiume Grande), sottovia, tombini, scatolari, corpo ferroviario tutto (Categoria di sottosuolo C).**

| SL  | $T_R$ (anni) | $a_g$ (g) | $S$ (-) | $a_{max}$ (g) |
|-----|--------------|-----------|---------|---------------|
| SLO | 68           | 0,021     | 1,5     | 0,031         |
| SLD | 113          | 0,027     | 1,5     | 0,040         |
| SLV | 1068         | 0,056     | 1,5     | 0,084         |
| SLC | 2193         | 0,066     | 1,5     | 0,100         |

**Tabella 9-5: Valori di  $a_g$  e dei coefficienti di sito  $S$  e dell'accelerazione di progetto  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento ( $V_R = 75$  anni VI01 (Viadotto su SS613), fabbricati tecnologici (Categoria di sottosuolo C).**

| SL  | $T_R$ (anni) | $a_g$ (g) | $S$ (-) | $a_{max}$ (g) |
|-----|--------------|-----------|---------|---------------|
| SLO | 90           | 0,024     | 1,5     | 0,036         |
| SLD | 151          | 0,030     | 1,5     | 0,045         |
| SLV | 1424         | 0,060     | 1,5     | 0,090         |
| SLC | 2475         | 0,068     | 1,5     | 0,103         |

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 10 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

### 10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto 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.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

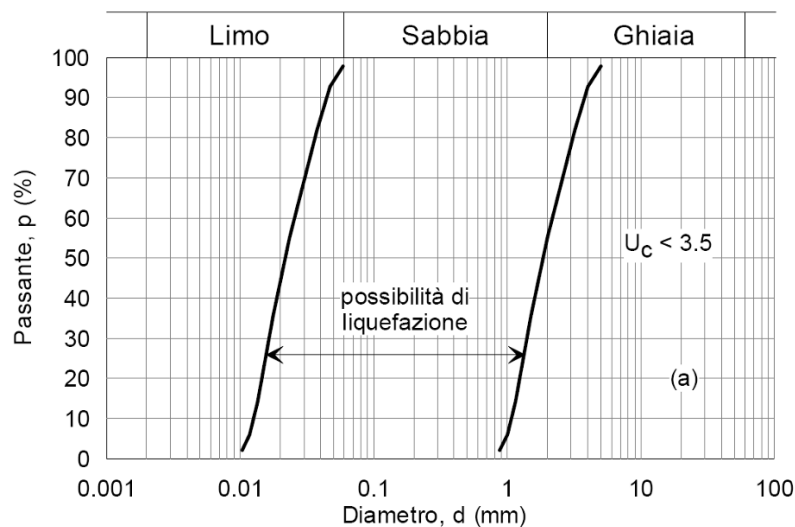
Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

### 10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

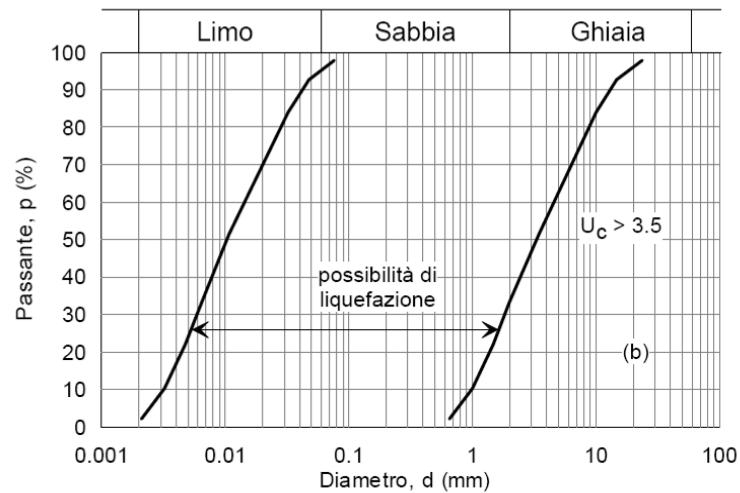
Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr.  $a_{max}$ ) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- 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 ( $U_c > 3.5$ ).**

Sulla base dei valori di pericolosità sopra determinati, la verifica a liquefazione può essere omessa poiché per tutto il tracciato non sono attese accelerazioni massime superiori a 0.1g per tutti i tempi di ritorno inerenti allo stato limite SLV.

|  |  |                  |                  |                |                         |           |
|--|--|------------------|------------------|----------------|-------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                  |                  |                |                         |           |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br>IA7L | LOTTO<br>00 D 10 | CODIFICA<br>GE | DOCUMENTO<br>GE0006 001 | REV.<br>B |

## 11 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto del collegamento dell'area industriale retro-portuale di Brindisi con infrastruttura ferroviaria nazionale sono riconducibili a:

- valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati;
- dimensionamento e verifica delle fondazioni dei viadotti;
- dimensionamento e verifica delle opere provvisorie a presidio degli scavi provvisori;
- valutazione della compatibilità degli interventi inclusi in progetto con le aree mappate a rischio geomorfologico.

I risultati delle analisi effettuate, contenute negli elaborati di progetto, evidenziano la compatibilità delle opere progettate sia con i limiti imposti dalla Normativa, sia con i vincoli prescritti dal Manuale di Progettazione RFI.

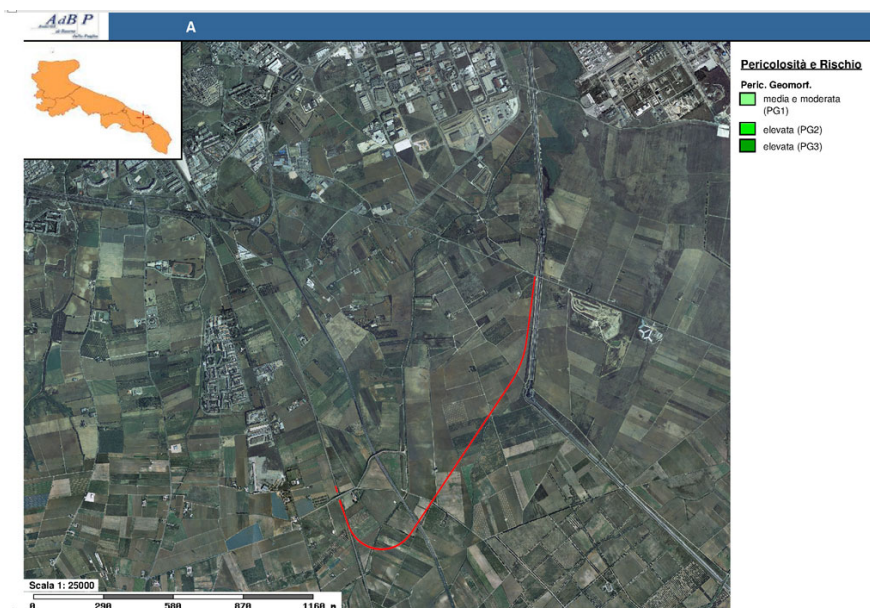
La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato, sia alle condizioni stratigrafiche locali. Le analisi sviluppate sono contenute nell'elaborato "IA7L00D10CLGE0006001A – Relazione di calcolo dei rilevati".

Le spalle dei due viadotti ferroviari prevedono fondazioni su n°12 pali di grande diametro (D1500) aventi lunghezza di 35 m per entrambe le opere. La specifica relazione geotecnica ed il calcolo relativo al dimensionamento delle fondazioni sono riportati nei documenti IA7L00D09RHVI0103001A e IA7L00D09RHVI0203001A del presente Progetto Definitivo. Per la realizzazione dei plinti di fondazione si prevede l'esecuzione di scavi a cielo aperto in quanto risultano assenti interferenze significative con opere esistenti. La stabilità dello scavo più gravoso (inteso come connubio tra massima quota di scavo, pari a 3.2 m, e massimo battente idrico, pari a 1.6 m da fondo scavo), è stata coerentemente verificata nell'appendice della relazione IA7L00D09RHVI0203001A.

|  |  |                         |                         |                       |                                |                  |
|--|--|-------------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>NODO INTERMODALE DI BRINDISI</b><br><b>INFRASTRUTTURA DI COLLEGAMENTO DELL'AREA INDUSTRIALE RETRO-PORTUALE DI BRINDISI CON INFRASTRUTTURA FERROVIARIA NAZIONALE</b><br><b>PROGETTO DEFINITIVO</b> |                         |                         |                       |                                |                  |
|  | <b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>   | COMMESSA<br><b>IA7L</b> | LOTTO<br><b>00 D 10</b> | CODIFICA<br><b>GE</b> | DOCUMENTO<br><b>GE0006 001</b> | REV.<br><b>B</b> |

Per la realizzazione di alcune opere idrauliche, quali canali, vasche di prima pioggia, etc, incluse nel progetto, sono stati previsti scavi a cielo aperto e opere provvisorie, le cui analisi sono riportate nell'elaborato "IA7L00D10CLIN0009001A".

Relativamente alla valutazione della compatibilità degli interventi inclusi in progetto con le aree mappate a rischio geomorfologico, si osserva che il tracciato si sviluppa in un territorio a topografia sub-pianeggiante ed esente pertanto da potenziali rischi connessi alle dinamiche di versante, con particolare riferimento alle fenomenologie di tipo gravitativo. Ai fini della verifica delle condizioni di assetto geomorfologico locale è stata eseguita la verifica della pericolosità geomorfologica dell'area in esame attraverso la consultazione della "Carta della pericolosità geomorfologica" del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico" dell'Autorità di Bacino della Puglia (elab. IA7L01D69RGGE0001002A). Ne è derivato che le opere in progetto non interferiscono con aree perimetrate a pericolosità geomorfologica, come evidenziato anche nello stralcio cartografico riportato nella seguente Figura 11-1.



**Figura 11-1: P.A.I. Puglia - stralcio della carta della pericolosità geomorfologica con individuazione (linea rossa) del tracciato in progetto**