

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

**NODO DI BARI
BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE**

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

IADR 00 D 28 GE GE00000 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	M.Botta	31/07/2023	L.Giannini	31/07/2023	G.Dimaggio	31/07/2023	L.Berardi 31/10/2023
B	Emissione per ODI	M.Botta	31/10/2023	L.Giannini	31/10/2023	G.Dimaggio	31/10/2023	

File: IADR00D28GE000001B

n. Elab.: X

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	7
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	9
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	11
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	11
3.2	INQUADRAMENTO SISMICO	13
3.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	14
3.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno</i>	16
3.2.3	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido</i>	17
3.2.4	<i>Risposta Sismica Locale</i>	20
3.2.5	<i>Considerazioni sulla liquefazione</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
4	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	23
5	CARATTERISTICHE DELLA FALDA ACQUIFERA	31
6	UNITÀ GEOTECNICHE.....	33
6.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	33
6.2	CONSIDERAZIONI SULLA BASE DELLE PROVE GEOFISICHE.....	34
6.3	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	38
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	39
7.1	TERRENI GRANULARI	39
7.1.1	<i>Caratteristiche fisiche e parametri di stato</i>	39
7.1.1.1	Peso di volume.....	39
7.1.1.2	Densità relativa da correlazioni con N_{SPT}	39
7.1.2	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	40
7.1.2.1	Correlazione con densità relativa	40
7.1.2.2	Correlazione da SPT	41

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	3 di 115

7.1.3	Parametri di rigidezza	41
7.1.3.1	Modulo elastico operativo a basse deformazioni	41
7.1.3.2	Modulo elastico operativo da colpi SPT	42
7.1.4	Permeabilità	43
7.2	TERRENI COESIVI	43
7.2.1	Caratteristiche di resistenza	43
7.2.2	Caratteristiche di deformabilità	43
7.3	FORMAZIONI ROCCIOSE	44
7.3.1	Parametri della roccia intatta	44
7.3.2	Parametri dell'ammasso roccioso e stima del Geological Strength Index (GSI)	46
7.3.3	Resistenza dell'ammasso roccioso	47
7.3.4	Caratteristiche di deformabilità	48
7.3.4.1	Moduli elastici iniziali	48
7.3.4.2	Moduli operativi	49
7.3.5	Permeabilità	50
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	51
8.1	UNITÀ TC	51
8.2	UNITÀ CAL E CALT	52
8.2.1	Caratteristiche fisiche e parametri di stato	53
8.2.2	Caratteristiche di Resistenza	54
8.2.3	Caratteristiche di Deformabilità	55
8.2.4	Permeabilità	56
8.3	UNITÀ LA	57
8.3.1	Caratteristiche fisiche e parametri di stato	57
8.3.2	Caratteristiche di Resistenza	58
8.3.3	Caratteristiche di Deformabilità	59
8.3.4	Permeabilità	60
8.4	UNITÀ C1 E C2	61

8.4.1	Parametri della roccia intatta	61
8.4.2	Parametri dell'ammasso roccioso e stima del GSI	69
8.4.2.1	Rock Quality Design (RQD).....	69
8.4.2.2	Spaziatura media.....	70
8.4.2.3	Condizione delle Discontinuità.....	72
8.4.2.4	Geological Strength Index (GSI)	75
8.4.3	Resistenza dell'ammasso roccioso.....	82
8.4.4	Caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso.....	92
8.4.5	Permeabilità.....	94
9	ANALISI DEI DATI DELLE STAZIONI GEOMECCANICHE	97
10	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA.....	105
11	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	107
11.1	GENERALITÀ	ERRORE. IL SEGNA LIBRO NON È DEFINITO.
11.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	107
11.3	DATI DI INPUT E VERIFICA A LIQUEFAZIONE	109
12	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI	114

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico svolto nell'ambito del Progetto Definitivo della "Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito", parte di un più vasto complesso progettuale relativo all'evoluzione del Nodo ferroviario di Bari.

L'area interessata dal progetto ricade nella zona a nord - ovest della città di Bari, nell'area compresa tra l'aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.



Figura 1-1: planimetria del tracciato in progetto - Google Earth.

Il documento si articola come segue:

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



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	6 di 115

- nel capitolo 7 sono descritti criteri e correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 8 sono definiti i valori caratteristici dei parametri meccanici associati alle unità geotecniche;
- nel capitolo 9 è riportata l'analisi delle stazioni geomeccaniche;
- nel capitolo 10 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici e dei livelli di falda assunti;
- nel capitolo 11 si riporta la verifica di suscettibilità alla liquefazione;
- nel capitolo 12 è riportata una sintesi dei principali aspetti progettuali geotecnici affrontati.

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

2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2023 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2023- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [7] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [8] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.2 **BIBLIOGRAFIA**

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

- [12] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [13] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- [14] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [15] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- [16] Marinos, P., Hoek, E., 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation, GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
- [17] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [18] 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.
- [19] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [20] 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.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	9 di 115

2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [21] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Relazione Geologica e Idrogeologica (Doc. IAY100R69RGGE0001001)
- [22] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Planimetria ubicativa sondaggio XIA32D003 (Doc. IAY100R78P5GE0001001)
- [23] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Indagini geognostiche e prove in situ (Doc. IA7X00R69SGGE0005001)
- [24] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Indagini geofisiche (Doc. IA7X00R69IGGE0005001)
- [25] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Schede di rilevamento degli stop geologici e geomeccanici (Doc. IA7X00R69RHGE0005001)
- [26] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Prove geotecniche di laboratorio (Doc. IA7X00R69PRGE0005001)
- [27] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. A7X00R69RGGE0001001)
- [28] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Carta e profilo geologico (Doc. IA7X00R69NZGE0001001)
- [29] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Carta e profilo idrogeologico (Doc. IA7X00R69NZGE0002001)
- [30] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 1 (Doc. IADR00D28L6GE0000001)
- [31] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 2 (Doc. IADR00D28L6GE0000002)
- [32] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 3 (Doc. IADR00D28L6GE0000003)
- [33] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 4 (Doc. IADR00D28L6GE0000004)



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	10 di 115

[34] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –
Profilo geotecnico - tav. 5 (Doc. IADR00D28L6GE0000005)

[35] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –
Profilo geotecnico - tav. 6 (Doc. IADR00D28L6GE0000006)

[36] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –
Profilo geotecnico - tav. 7 (Doc. IADR00D28L6GE0000007)

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Con riferimento alla Relazione Geologica (doc. [27]) viene qui richiamato un breve inquadramento geologico e sismico dell'area oggetto di studio.

Il territorio ove si colloca il progetto occupa circa 11 km della costa adriatica, attraversando il territorio delle Murge. La tratta si estende quasi totalmente sul calcare di Bari (CBA); l'ultimo tratto a sud est intercetta la calcarenite di Gravina (GRA); nell'area di progetto sono presenti depositi alluvionali recenti (b), non interessanti però direttamente il tracciato.

Le unità geologiche menzionate vengono brevemente riportate nel seguito. Si riporta la descrizione estrapolata dalla Relazione Geologica, procedendo dalla più recente alla più antica.

<u>Depositi alluvionali recenti ed attuali</u>	
b	Ghiaie formate da clasti calcarei subarrotondati in matrice siltoso-terrosa rossastra, con rare intercalazioni di silt argillosi. Spessore massimo di 10 m vicino al mare. Pleistocene sup. - Olocene
<u>Unità della Fossa Bradanica</u>	
Calcarenite di Gravina	
GRA	Calcarenite e calciruditi bioclastiche caratterizzate in alcuni casi da depositi siltoso sabbiosi alla base. Spessore massimo 20 m. Pleistocene inf.
<u>Unità della Piattaforma carbonatica apula</u>	
Calcarea di Bari	
CBA	Calcarei detritici a grana fine, di colore bianco o nocciola, generalmente in strati o in banchi decimetrici e metrici. Frequenti intercalazioni di calcari dolomitici e dolomie. Spessore affiorante di 470 m. Cretacico sup.

Figura 2 Legenda unità geologiche.

Depositi recenti:

- *Deposito alluvionale recente e attuale (b)*: Si tratta di sedimenti di origine alluvionale che occupano il fondo di numerosi solchi erosivi e ampie aree a ridosso del sistema di San Pasquale e del sistema di San Girolamo. Sono costituiti da ghiaie formate da clasti calcarei subarrotondati in matrice siltoso-terrosa rossastra, con rare intercalazioni di silt argillosi. Il loro spessore varia notevolmente da luogo a luogo, raggiungendo nelle zone più prossime al mare i 10 m. L'età è riferibile al Pleistocene superiore-Olocene.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	12 di 115

Unità della Fossa Bradanica

- *Calcarenite di Gravina (GRA)*: la calcarenite di Gravina affiora in lembi più o meno estesi sia nella fascia costiera che nelle zone più elevate del foglio 438 "Bari". Lo spessore massimo affiorante è molto variabile, da pochi decimetri fino a un massimo di circa 20 m. Comprende calcareniti bianche o giallastre, più o meno cementate, con frammenti di Coralli, Echini, Ostreidi e Pettinidi. Le facies tipiche della Calcarenite di Gravina sono costituite da calcareniti e calciruditi litobioclastiche che, tranne eccezioni rappresentate da sedimenti siltoso-sabbiosi a luoghi presenti alla base, poggiano direttamente sui calcari cretaci. In questo caso il contatto è rappresentato da una superficie di abrasione marina, frequentemente marcata da discordanza angolare. Il contatto trasgressivo è ovunque ben evidente per il contrasto litologico fra i sottostanti calcari micritici del Cretacico e la soprastante unità calcarenitica, dovuto ai diversi caratteri tessiturali e al diverso grado di cementazione. Lo spessore massimo affiorante è di circa 20 m. L'età è riferibile al Pleistocene inferiore.

Unità della Piattaforma carbonatica apula

- *Calcarea di Bari (CBA)*: la successione del Calcarea di Bari affiora estesamente in tutta l'area del Foglio 438 "Bari" e rappresenta il substrato sedimentari su cui poggiano tutte le unità più recenti. È rappresentata da calcari detritici a grana fine, di colore bianco o nocciola, generalmente in strati o in banchi. Il Calcarea di Bari è costituito da calcari microfossiliferi bianchi e grigio chiari in strati di spessore decimetrico e metrico costituiti da litofacies a tessitura prevalentemente fango-sostenuta (*mudstone/wackestone* biopeloidali e *bindstone* stromatolitici) e subordinatamente granulo-sostenuta (*packstone/grainstone* bioclastici e biopeloidali) a luoghi interessati da diagenesi meteorica e/o da pedogenesi (*floatstone/rudstone* intraclastici in matrice argillosa residuale) con frequenti intercalazioni di calcari dolomitici e di dolomie grigie. Nella parte inferiore ed intermedia della successione si intercalano bancate massive di calcari dolomitici grigi e di dolomie grigio scuro con tessitura dolomicritica e dolosparitica. Inoltre, nella parte inferiore e superiore del Calcarea di Bari, sono stati riconosciuti calcari microfossiliferi a molluschi (prevalentemente rudiste); si tratta di gruppi di strati costituiti da accumuli conchigliari autoctoni o paraautoctoni con tessitura prevalente di tipo *floatstone/rudstone*, corrispondenti, dal più antico al più recente, al "livello Palese", al "livello Sannicandro" e al "livello Toritto". Tali livelli rappresentano alcuni dei noti "livelli guida" dell'intera successione del Calcarea di Bari affiorante nel

territorio delle Murge e sono da intendersi, più propriamente, come gruppi di strati in cui la medesima litofacies (*floatstone/rudstone* a rudiste) si ripete, mostrando continuamente gli stessi caratteri e la stessa associazione di specie, per spessori variabili da pochi metri a poche decine di metri intercalandosi anche ciclicamente ad altre facies carbonatiche di piattaforma. L'assetto generale degli strati del calcare di Bari è quello di una monoclinale complicata da faglie e pieghe che immerge verso i quadranti meridionali. (Cretacico superiore).

3.2 INQUADRAMENTO SISMICO

Richiamando quanto già riportato nella Relazione Geologica, Geomorfologica e Sismica (doc. [27]), nel presente paragrafo vengono riassunti gli aspetti principali relativi alla sismicità dell'area oggetto di studio.

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 sottosuolo 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 (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

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

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno (T_R) corrispondenti dell'azione

sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

3.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

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

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

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, concordemente a quanto riportato nel Manuale di progettazione RFI 2021 (sezione Ponti e Strutture) per opere nuove su infrastrutture a velocità $V < 250$ km/h, si considera $V_N = 75$ 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:

- Per la linea (eccetto punti singoli specificati successivamente) e le interferenze minori: Classe d'Uso III ($C_U = 1.5$);
- Per opere relative all'interferenza con SS16 e i fabbricati di pertinenza RFI: Classe d'Uso IV ($C_U = 2.0$).

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

- $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni per la linea (eccetto punti singoli specificati successivamente), e interferenze minori;
- $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 2 = 150$ anni per l'interferenza con SS16 e i fabbricati di pertinenza RFI.

	NODO DI BARI BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IADR	REL 00	CODIFICA D 28 GE	DOCUMENTO GE 00 00 001	REV. B

3.2.2 Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno

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

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

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

Stato Limite Ultimo (SLU)

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

Stato limite di Esercizio (SLE)

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

Considerando i periodi di riferimento assunti ($V_R=112.5$ anni e $V_R=150$ anni), ai quattro stati limite sopra descritti corrispondono i tempi di ritorno T_R riportati in Tabella 3-1.

Tabella 3-1: periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alla VR assunta in progetto.

STATO LIMITE	T_R (anni)	
	$V_R = 112.5$ anni	$V_R = 150$ anni
SLO	68	90
SLD	113	151
SLV	1068	1424
SLC	2193	2475

3.2.3 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, sono stati scelti 3 punti di riferimento (P1, P2 e P3) in corrispondenza dell'inizio, della metà e della fine dell'intervento (Tabella 3-2).

Tabella 3-2: nodi del reticolo di riferimento nell'intorno dei tracciati oggetto di studio. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

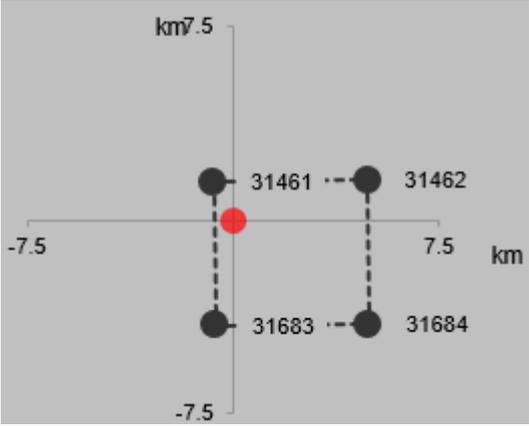
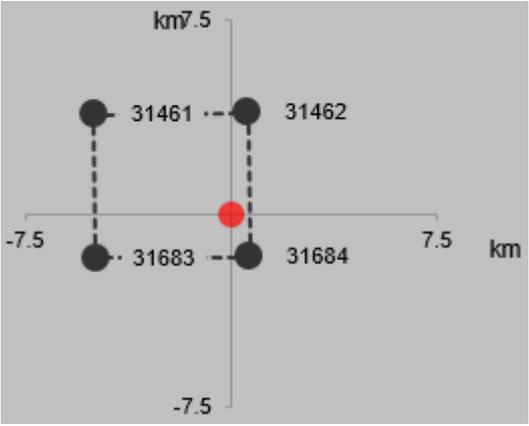
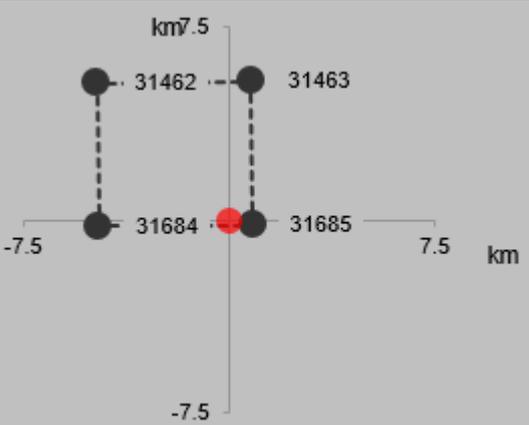
TRATTO DI INTERESSE	LONGITUDINE	LATITUDINE	LOCALIZZAZIONE PUNTI DI GRIGLIA
P1 (inizio tracciato)	16.687340°	41.176847°	
P2 (metà tracciato)	16.736656°	41.153669°	
P3 (fine tracciato)	16.799857°	41.138622°	

Tabella 3-3: valori di a_g per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri- NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per $V_R = 112.5$ anni (la linea ferroviaria).

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)		
		P1	P2	P3
SLO	68	0.040	0.038	0.037
SLD	113	0.049	0.047	0.044
SLV	1068	0.121	0.111	0.101
SLC	2193	0.160	0.142	0.127

Sono stati quindi individuati due tratti della linea per la definizione della pericolosità sismica di progetto lungo il tracciato:

- Il tratto A1 da P1 a P2 con il punto P1 preso come punto di riferimento;
- Il tratto A2 da P2 a P3 con il punto P2 preso come punto di riferimento.

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a_g , F_o e T_c^* per i due tratti individuati è riportato in Tabella 3-4.

Tabella 3-4: valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per gli stati limite di riferimento per i due tratti lungo la linea ferroviaria e per le diverse V_R delle opere.

TRATTO	V_R (anni)	STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
A1	112.5	SLO	68	0.040	2.488	0.317
		SLD	113	0.049	2.517	0.357
		SLV	1068	0.121	2.626	0.521
		SLC	2193	0.160	2.616	0.515
	150	SLO	90	0.045	2.486	0.344
		SLD	151	0.055	2.586	0.374
		SLV	1424	0.135	2.622	0.519
		SLC	2475	0.167	2.614	0.515
A2	112.5	SLO	68	0.038	2.478	0.316
		SLD	113	0.047	2.485	0.368
		SLV	1068	0.111	2.649	0.539
		SLC	2193	0.142	2.682	0.536
	150	SLO	90	0.043	2.492	0.343
		SLD	151	0.053	2.490	0.401
		SLV	1424	0.123	2.662	0.538
		SLC	2475	0.148	2.687	0.535

3.2.4 Risposta Sismica Locale

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

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

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

dove:

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

Nel caso in esame, si considera la categoria di sottosuolo riportata nella Relazione Geologica (Doc. [27]), individuata a partire dalle evidenze delle prove Down-Hole e Masw. Vista l'eterogeneità dei materiali rocciosi lungo il tracciato di interesse, in via cautelativa è stata assunta lungo tutto il tracciato di interesse come categoria di suolo B per le opere sotto il piano campagna (GA, Muri ad U profondi e trincee profonde) e categoria di suolo E per le restanti opere.

I coefficienti SS per la categoria di sottosuolo B ed E si ottengono dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.20$$

$$S_s = 1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.60$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. [27]), il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta $S_T = 1$.

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno e categoria di suolo sono riportati in Tabella 3-5.

Tabella 3-5: valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} .

TRATTO	V_R (anni)	STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	S (-) Suolo E	a_{max} (g)	S (-) Suolo B	a_{max} (g)
A1	112.5	SLO	68	0.040	1.600	0.064	1.200	0.048
		SLD	113	0.049	1.600	0.079	1.200	0.059
		SLV	1068	0.121	1.600	0.194	1.200	0.145
		SLC	2193	0.160	1.541	0.246	1.200	0.192
	150	SLO	90	0.045	1.600	0.072	1.200	0.054
		SLD	151	0.055	1.600	0.088	1.200	0.066
		SLV	1424	0.135	1.600	0.217	1.200	0.162
		SLC	2475	0.167	0.159	0.254	1.200	0.200
A2	112.5	SLO	68	0.038	1.600	0.061	1.200	0.046
		SLD	113	0.047	1.600	0.075	1.200	0.056
		SLV	1068	0.111	1.600	0.177	1.200	0.133
		SLC	2193	0.142	1.580	0.225	1.200	0.170
	150	SLO	90	0.043	1.600	0.069	1.200	0.052
		SLD	151	0.053	1.600	0.084	1.200	0.064
		SLV	1424	0.123	1.600	0.196	1.200	0.148
		SLC	2475	0.148	1.561	0.232	1.200	0.178

4 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e geotecniche di laboratorio della campagna eseguita da Italferr nel 2020/2021 in sede di Progetto Preliminare e nel 2023 nell'ambito del presente progetto.

In particolare, la campagna svolta tra dicembre 2020 e febbraio 2021 ha previsto:

- n. 11 sondaggi geognostici spinti sino alla profondità massima di 40.0 m dal p.c., con esecuzione di prove in foro SPT, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prove dilatometriche, installazione di piezometri a "tubo aperto" per il monitoraggio della falda e di tubi in PVC per l'esecuzione di prove geofisiche di tipo Down-Hole (Tabella 4-1);
- n. 2 prove geofisiche MASW 2D, n.2 sezioni sismiche a rifrazione, n.2 sezioni sismiche a riflessione, n.2 sezioni Georadar e n.12 Tomografie Elettriche.

Tabella 4-1: sondaggi a carotaggio continuo relativi alla campagna ITALFERR del 2020-2021.

		TR01_20_PZ	GA01_25_PZ	TR04_1_30_DH	TR04_3_20_PZ	GA02_30_PZ	GA03_30_DH
QUOTA (m s.l.m.)		9.613	20.437	22.395	14.384	30.076	33.811
COORDINATE UTM	E	642370.092	642975.630	643516.099	645206.062	645351.749	645905.063
	N	4559432.172	4558674.350	4558299.569	4558468.483	4557394.067	4557148.099
PROFONDITÀ (m)		20	25	30	20	30	30
CAMPIONI RIMANEGGIATI		-	-	1	-	-	-
CAMPIONI LITOIDI		4	4	4	-	4	4
PROVE SPT		-	-	-	-	-	-
PROVE DILATOMETRICHE		1	1	1	-	1	1
PROVE PERMEABILITÀ	LUGEON	2	2	1	-	3	3
	LEFRANC	-	-	-	-	-	-
ATTREZZATURA		T.A. 3"	T.A. 3"	D.H.	T.A. 2.5"	T.A. 2.5"	D.H.

		GA04_40_PZ	TR07_14	GA05_1_30_DH	GA05_2_30_PZ	TR08_20_PZ
QUOTA (m s.l.m.)		38.750	39.071	29.097	13.959	11.269
COORDINATE UTM	E	646478.406	647032.160	649034.288	649977.094	650080.728
	N	4556884.914	4556529.306	4556411.277	4556302.513	4556288.870
PROFONDITÀ (m)		40	14	30	30	20
CAMPIONI RIMANEGGIATI		-	-	1	1	-
CAMPIONI LITOIDI		6	4	5	7	7
PROVE SPT		-	-	1	1	-
PROVE DILATOMETRICHE		1	1	2	2	1
PROVE PERMEABILITÀ	LUGEON	3	2	2	2	2
	LEFRANC	-	-	1	-	-
ATTREZZATURA		T.A. 3"		D.H	T.A. 2.5"	T.A. 2.5"

In Tabella 4-2 sono riportati gli identificativi dei campioni prelevati all'interno dei suddetti sondaggi e le relative profondità di prelievo (i colori corrispondono alle unità geotecniche descritte successivamente al paragrafo 6.3)

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

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ	
		da	a
TR01-20-PZ	CL1	3.20	3.50
	CL2	8.25	8.50
	CL3	11.50	11.95
	CL4	17.50	17.75
GA01-25-PZ	CL1	4.80	5.00
	CL2	10.00	10.35
	CL3	15.30	15.60
	CL4	21.20	21.50
TR04-30-1-DH	CL1	4.10	4.50
	CL2	9.00	9.20
	CL3	14.00	14.30
	CL4	19.50	19.65
	CR1	10.00	10.20
GA02-30-PZ	CL1	6.50	6.80
	CL2	11.00	11.30
	CL3	15.80	16.00
	CL4	26.0	26.30
GA03-30-DH	CL1	5.60	5.95
	CL2	7.50	7.85
	CL3	13.50	13.90
	CL4	18.05	18.35
GA04-40-PZ	CL1	4.40	4.80
	CL2	8.25	8.60
	CL3	10.50	10.80
	CL4	19.30	19.60
	CL5	23.20	23.40
	CL6	32.30	32.50

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ	
		da	a
TR07-14	CL1	3.05	3.20
	CL2	5.50	5.80
	CL3	8.30	8.50
	CL4	12.40	12.70
GA05-1-30-DH	CL1	4.00	4.30
	CL2	7.70	8.00
	CL3	8.40	8.80
	CL4	14.20	14.40
	CL5	17.10	17.40
	CR1	1.20	1.50
SPT1	1.50	1.73	
GA05-2-30-PZ	CL1	3.10	3.40
	CL2	5.40	5.70
	CL3	9.00	9.30
	CL4	13.40	13.70
	CL5	18.00	18.30
	CL6	24.00	24.30
	CL7	29.40	29.70
	CR1	1.20	1.50
	SPT1	2.00	2.45
TR08-20-PZ	CL1	2.40	2.70
	CL2	4.00	4.30
	CL3	6.30	7.00
	CL4	10.70	11.00
	CL5	14.00	14.30
	CL6	16.40	16.70
	CL7	19.40	19.70

Inoltre sono stati utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e geotecniche di laboratorio della campagna eseguita da Italferr a Luglio 2023, ovvero:

- n. 7 sondaggi geognostici spinti sino alla profondità massima di 42.0 m dal p.c., con esecuzione di prove in foro SPT, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, installazione di piezometri a “tubo aperto” per il monitoraggio della falda e di tubi in PVC per l’esecuzione di prove geofisiche di tipo Down-Hole (Tabella 4-3);
- n. 4 prove geofisiche MASW 2D, n. 4 prove geofisiche DH, n.1 sezioni sismiche a rifrazione e n.10 Tomografie Elettriche.

Tabella 4-3: sondaggi a carotaggio continuo relativi alla campagna ITALFERR del 2023.

		S101_DH	S103_PZ	S104_DH	S105_DH	S106_DH	S107_PZ	S108
QUOTA (m s.l.m.)		24.159	40.451	44.574	31.233	20.162	1.302	22.499
COORDINATE UTM	E	643565.53	647730.09	646315.64	648575.09	649243.51	651562.69	646058.35
	N	4558212.74	4556286.36	4556984.48	4556284.24	4556444.00	4555733.39	4557977.14
PROFONDITÀ (m)		30	42	30	30	30	15	10
CAMPIONI RIMANEGGIATI		1	2	3	-	1	3	3
CAMPIONI LITOIDI		6	7	4	6	7	-	1
PROVE SPT		-	-	1	-	-	3	1
PROVE DILATOMETRICHE		-	-	-	-	-	-	-
PROVE PERMEABILITÀ	LUGEON	1	1	1	1	1	-	-
	LEFRANC	1	1	1	1	1	1	1
ATTREZZATURA		D.H	T.A. 3"	D.H.	D.H.	D.H	T.A. 3"	-

In Tabella 4-4 sono riportati gli identificativi dei campioni prelevati all’interno dei suddetti sondaggi e le relative profondità di prelievo (i colori corrispondono alle unità geotecniche descritte successivamente al paragrafo 6.3)

Tabella 4-4: identificativi dei campioni prelevati e relative profondità di prelievo.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ	
		DA m	A m
SI01_DH	CL1	1.60	1.85
	CL2	4.40	4.60
	CL3	8.20	8.35
	CL4	11.70	12.00
	CL5	17.40	17.70
	CR1	22.50	23.00
	CL6	29.17	29.36
SI03_PZ	CR1	1.20	1.50
	CL1	4.50	5.00
	CR2	7.00	7.50
	CL2	14.80	14.90
	CL3	18.30	18.65
	CL4	23.40	23.70
	CL5	29.80	30.00
	CL6	33.00	33.45
SI04_DH	CR1	1.30	1.70
	CR2	3.30	3.80
	CR3	7.00	7.50
	CL1	10.70	10.90
	CL2	16.40	16.55
	CL3	21.75	22.00
	CL4	25.22	25.43

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ	
		DA m	A m
SI05_DH	CL1	3.00	3.30
	CL2	5.50	5.70
	CL3	9.55	9.80
	CL4	15.37	15.68
	CL5	22.68	23.00
	CL6	26.45	26.80
SI06_DH	CR1	1.25	1.60
	CL1	4.15	4.40
	CL2	6.40	6.70
	CL3	9.30	9.50
	CL4	14.06	14.23
	CL5	19.18	19.50
	CL6	24.00	24.32
SI08	CL7	29.65	29.91
	CR1	1.20	1.50
	CL1	3.00	3.45
	CL2	7.05	7.37
SI07	CL3	9.05	9.35
	CR1	1.70	2.00
	CI1	4.70	5.30
	CR2	8.50	9.00

L'ubicazione dei sondaggi è riportata in Figura 4-1. Per il dettaglio delle prove si rimanda agli specifici elaborati (Doc. [23]).

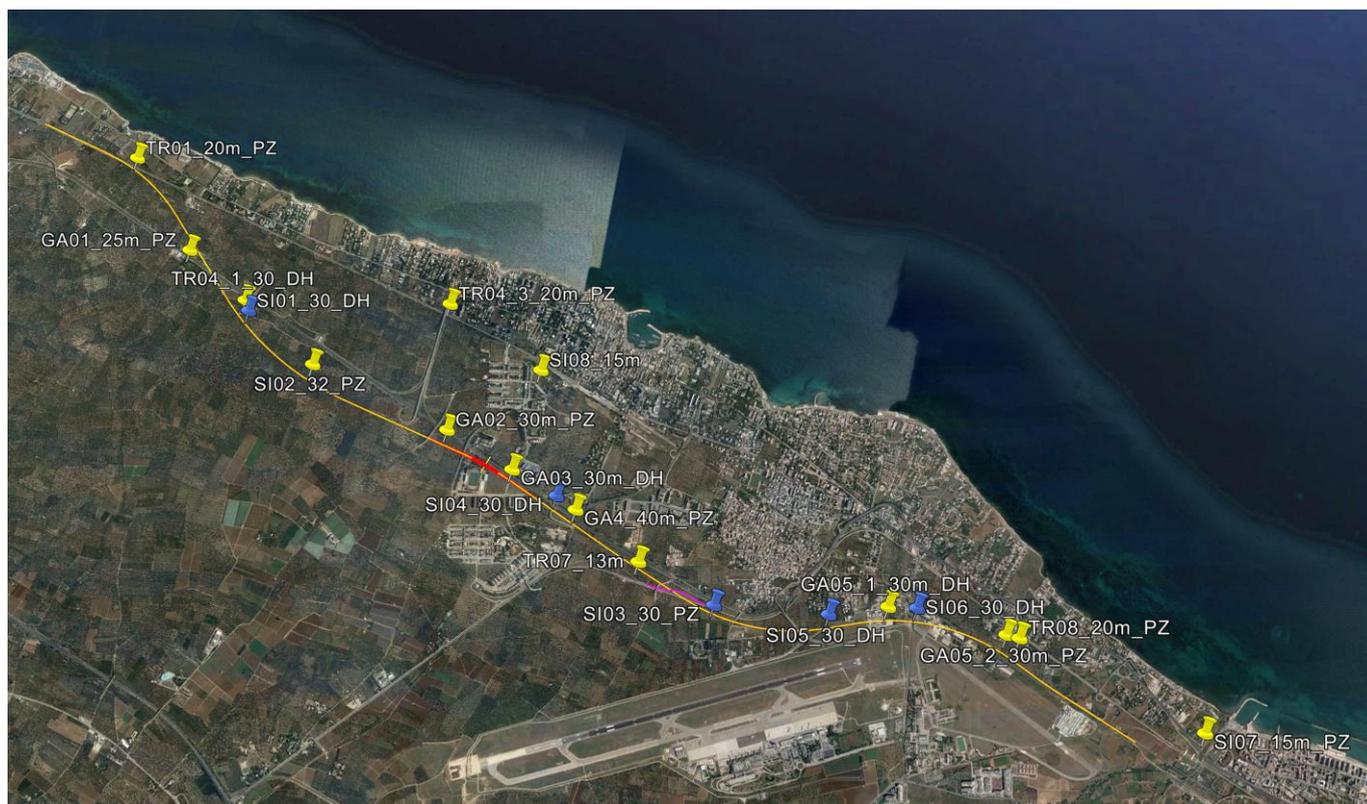


Figura 4-1: ubicazione sondaggi - Google Earth.

Si è fatto inoltre riferimento a quanto emerso anche dai sondaggi XIA32D003 e BH_V02_DH, entrambi posti in corrispondenza della parte più a sud del tracciato in esame ((si veda doc.[22]), effettuati nel corso di una precedente campagna di indagini relativa, rispettivamente, al Progetto Preliminare del Riassetto del Nodo Ferroviario di Bari e al Progetto di fattibilità tecnico economica del nuovo impianto merci di Bari Lamasinata.

Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico delle tomografie elettriche eseguite:

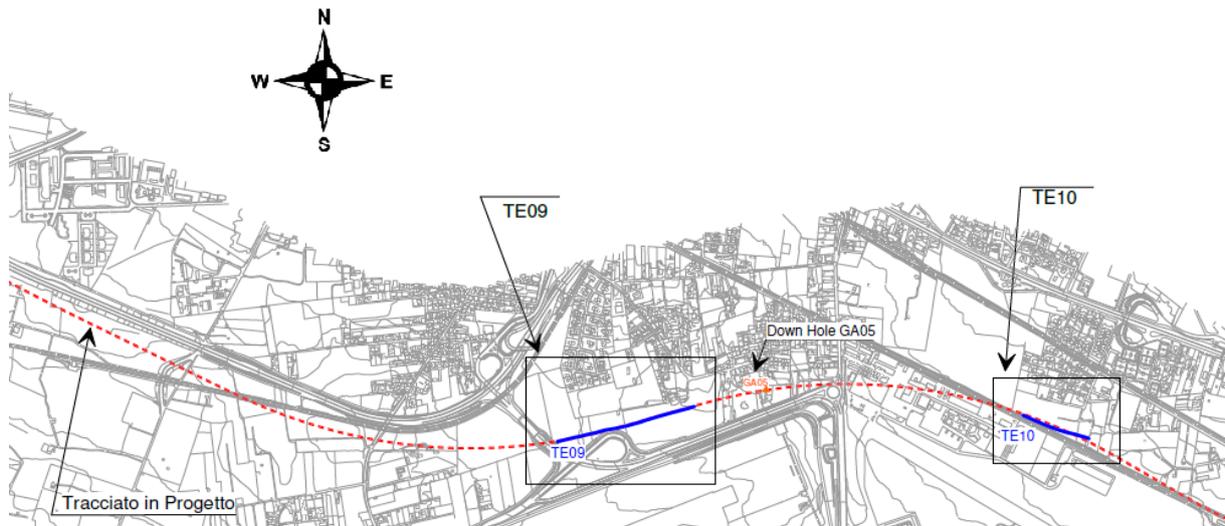
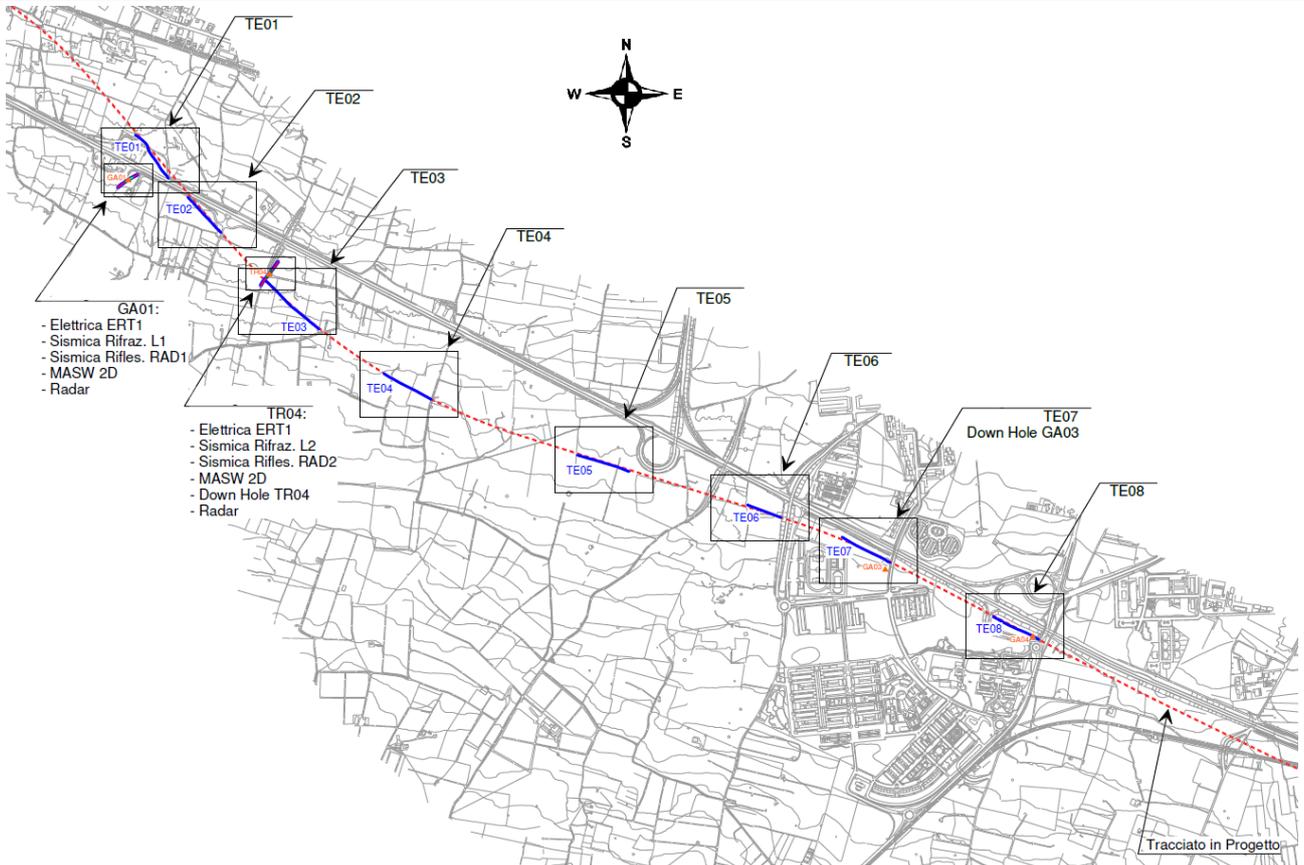




Figura 4-2: corografia indagini geofisiche.

5 CARATTERISTICHE DELLA FALDA ACQUIFERA

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

I livelli di falda sono stati definiti in primo luogo sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito della campagna Italferr 2020/2021 e 2023. Ove possibile si è fatto riferimento anche a sondaggi disponibili da altri progetti nell'area in esame.

In particolare, la Tabella 5-1 contiene una sintesi dei dati raccolti durante le operazioni di perforazione e in corrispondenza di successive misurazioni. I valori dei livelli di falda z_w sono espressi in metri come soggiacenza della stessa dal piano campagna. In tutti i piezometri la falda è risultata trovarsi a circa 0 m s.l.m. e pertanto non interferente con le profondità di scavo previste in progetto.

Tabella 5-1: letture piezometriche – sondaggi.

SONDAGGIO	QUOTA (m s.l.m.)	TRATTO FENESTRATO (m da p.c.)	SOGGIACENZA FALDA FREATICA (m da p.c.)
TR01_20_PZ	9.613	8.00-20.00	9.60
GA01_25_PZ	20.437	15.00-25.00	21.00
TR04_3_20_PZ	14.384	10.00-20.00	14.20
GA02_30_PZ	30.076	24.00-30.00	28.80
GA04_40_PZ	38.750	31.00-40.00	38.60
GA05_2_30_PZ	13.959	12.00-30.00	13.80
TR08_20_PZ	11.269	7.00-20.00	11.30
SI03_PZ	40.451	33.00-42.00	39.30
SI07_PZ	1.302	0.00-15.00	-

Sono inoltre state eseguite delle misure in due piezometri S4 e S9 già esistenti (installati nel 2017) e distanti circa 1 km dalla linea in progetto. Anche in questi casi la falda è stata rilevata a circa 0 m s.l.m..

Tabella 5-2: letture piezometriche – piezometri esistenti.

SONDAGGIO	QUOTA (m s.l.m.)	SOGGIACENZA FALDA FREATICA (m da p.c.)
S4	15.00	14.70
S9	22.00	22.90



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	33 di 115

6 UNITÀ GEOTECNICHE

6.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

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

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

Al di sotto di uno strato di terreno vegetale, di spessore medio di circa 0.5m, i Calcari di Bari sono risultati presenti in tutti i sondaggi eseguiti lungo il tracciato e sono stati analizzati dunque sia tramite gli esiti delle indagini in sito, sia tramite le risultanze delle prove di laboratorio, sia nelle porzioni in affioramento lungo la trincea della Strada Statale SS16 (nei pressi del cavalcavia dell'intersezione con via Modugno), con sei stazioni geomeccaniche effettuate in prossimità del sondaggio TR07,.

Al di sotto del terreno vegetale, la parte più superficiale dei calcari, costituita da una fascia molto alterata e allentata e avente mediamente spessore di 1m, è stata invece assimilata a un terreno granulare di buone caratteristiche meccaniche.

La restante formazione dei calcari di Bari, sulla base di quanto emerso dalla campagna di indagini effettuata, è stata suddivisa in 2 sub-unità geotecniche (C1 e C2): C1, definito *calcare alterato*, più superficiale e C2, definito *calcare moderatamente alterato*, presente più in profondità. La suddivisione è stata effettuata sia tramite l'analisi delle indagini geofisiche svolte, commentate al par. 6.3., sia sulla base delle evidenze dei parametri meccanici e dei valori di GSI riportati al capitolo 8, che individuano i calcari C1 fino a circa 8m da pc, aventi buone caratteristiche meccaniche, e i calcari C2 a partire da - 8m da pc, aventi caratteristiche meccaniche significativamente migliori.

Si osserva che, nel tratto più a sud del tracciato ferroviario (pk 8+400÷8+700 ca, 9100÷9575 ca, 10500÷fine tracciato), è inoltre emersa la presenza discontinua, al di sotto della copertura di terreno vegetale, di uno strato di calcarenite di spessore massimo non superiore a 2 m, assimilabile nel comportamento meccanico ad un terreno a grana grossa.

I criteri e le correlazioni utilizzate per la interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 7 e 8.

6.2 CONSIDERAZIONI SULLA BASE DELLE PROVE GEOFISICHE

Nel corso della campagna di indagine sono state svolte numerose prove geofisiche i cui risultati sono riportati nell'elaborato specifico (doc. [24]). Nel dettaglio, le indagini eseguite e i risultati, utili anche all'individuazione del modello geotecnico generale, sono sintetizzati nella seguente Tabella 6-1.

Tabella 6-1: dettaglio prove geofisiche.

PROVA	RISULTATI
12+10 Tomografie elettriche	definizione di struttura, stratificazione ed eventuali cavità/aree vacuolate
2+1 Sismica a Rifrazione	stima dei moduli elastici dinamici a partire dalle velocità V_p e V_s
2 Sismica a Riflessione	Individuazione di eventuali cavità/aree vacuolate
2 sezioni Georadar	Individuazione di eventuali cavità superficiali/aree vacuolate
2+4 MASW 2D	Individuazione di eventuali cavità/aree vacuolate; stima di $V_{s,eq}$ e della categoria di sottosuolo
3+4 Down Hole	Individuazione di eventuali cavità/aree vacuolate; stima di $V_{s,eq}$ e della categoria di sottosuolo

In particolare, per analizzare la possibile presenza di cavità all'interno dei calcari micritici della formazione dei Calcari di Bari sono state realizzate in totale n.22 tomografie elettriche circa in asse al tracciato di progetto della nuova linea ferroviaria per una lunghezza complessiva di circa 4.900 metri lineari, descritte negli elaborati IADR00D69IGGE0005001A (indagini geofisiche 2021) e IADR00D69IGGE0005002A (indagini geofisiche 2023).

Le tomografie elettriche, misurando la resistività del sottosuolo, hanno consentito di identificare:

- aree interessate da anomalie a bassa resistività potenzialmente riferibili a cavità riempite con materiali fini (limi argillosi) derivanti dalla dissoluzione carsica e dal disfacimento dei calcari oppure riferibili ad un calcare intensamente fratturato in presenza di acqua (al di sotto del livello di falda).

- aree interessate dalla presenza di calcare compatto e/o asciutto fortemente resistivo.

- Aree interessate da anomalie ad alta resistività, potenzialmente riferibili a calcare con fratturazione aperta o interessato da carsismo di bassa entità (aree vacuolate), caratterizzate da anomalie con resistività comprese tra 1000 Ohm*m e 1250 Ohm*m.

Anomalie a bassa resistività potenzialmente riconducibili a cavità riempite con materiale fine sono state riscontrate:

- nella sezione TE01 nel tratto compreso tra gli elettrodi e17 ed e29 ad una profondità di circa 10 m da piano campagna;
- nella sezione TR04_ERT2 nei tratti tra gli elettrodi e10 - e16 ed e20 – e 35 ad una profondità di circa 9 – 12 m da piano campagna. In questo caso la presenza di una cavità riempita con materiale fine è confermata dal sondaggio geognostico TR04_DH dal quale è emersa la presenza di limi intorno a 10-12 m dal piano campagna. In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è riportato l'andamento delle velocità delle onde di taglio determinate con la prova Down – Hole che, in linea con quanto detto, mostra una sensibile riduzione intorno a 9-12 m di profondità;
- nella sezione TE03 è presente un'ampia area a bassa resistività individuata come "anomalia" nei tratti tra gli elettrodi e19 – e68, a partire da una profondità di -5m da pc
- nella sezione TE08 è presente una fascia a bassa resistività in quasi tutta la sezione ad una profondità tra i 3m ai 7 m dal piano campagna.
- nella sezione TE_I_05 mostra valori di resistività notevolmente alti, tuttavia, a inizio tomografia si riscontra la presenza di un'area dalla geometria più o meno circolare e dai valori di resistività che non superano i 25 $\Omega \cdot m$. Tale area, trovandosi in un contesto calcareo, potrebbe essere dovuta alla presenza di calcare particolarmente fratturato con all'interno limi argillosi. Dimensioni 8x5m posta ad una quota tra 12 e 18 m s.l.m.
- nella sezione TE_I_06.2 ad inizio tomografia è stata segnalata un'anomalia A4 con valori di resistività sotto i 12 $\Omega \cdot m$ e d è caratterizzata da una geometria abbastanza circoscritta, nonostante risulti ubicata sotto falda, risulta probabilmente causata dalla presenza di limi argillosi. Dimensioni 5x2.5m posta ad una quota tra 5 a 7.5 m s.l.m.

Le sezioni TE04 e TE06 presentano nel complesso una resistività molto più bassa rispetto alle restanti sezioni acquisite. Tale differenza può coincidere con una maggiore fratturazione nei calcari micritici di questi siti, che riempite di materiali fini di disfacimento del calcare rendono l'ammasso roccioso molto più conduttivo.

Nella figura seguente è riportato un esempio di sezione che ha intercettato una cavità riempita di materiale fine, evidenziata sia dalla tomografia elettrica che dalla Down-Hole ivi eseguita.

File = 1982-19 - Sezione elettrica TR04-ERT2.srf

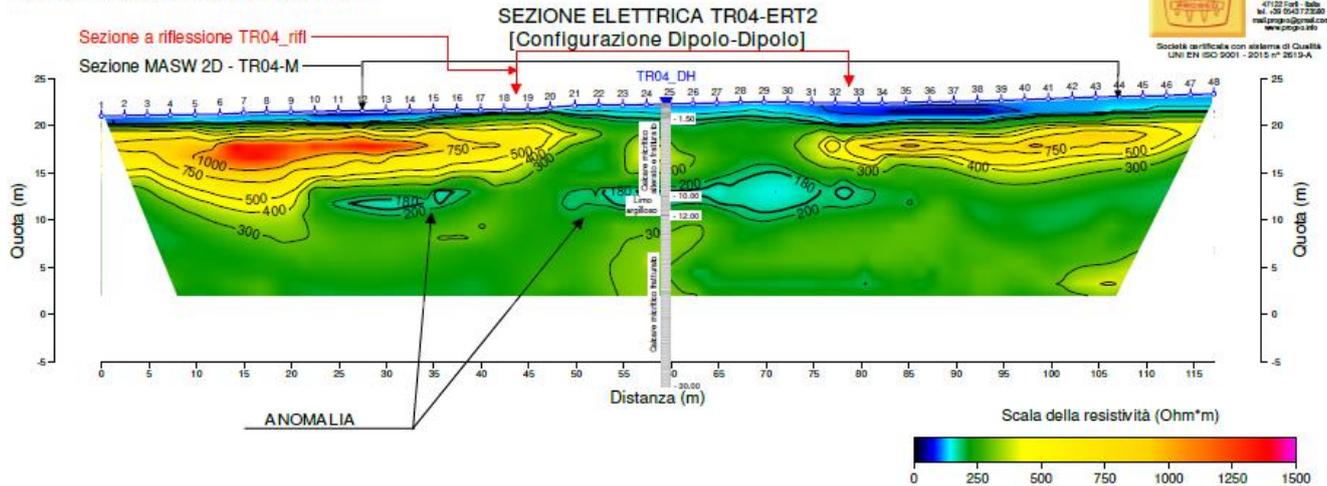


Figura 6-1: tomografia elettrica TR04.

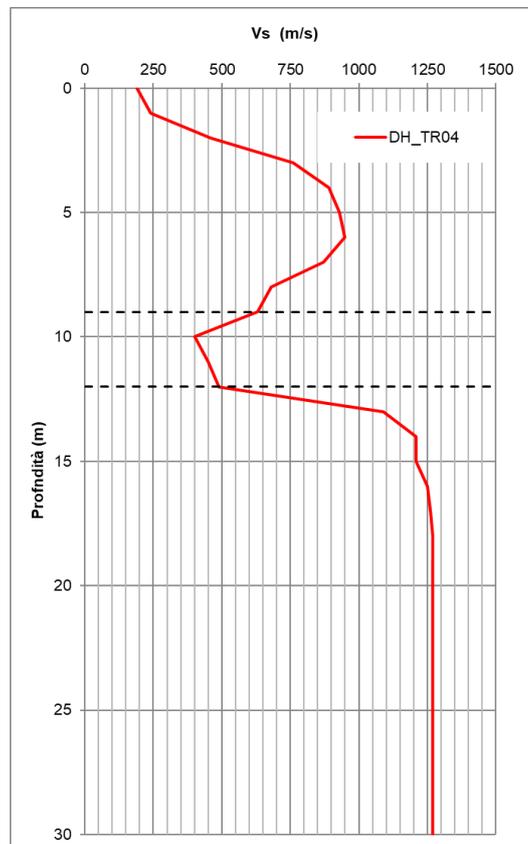


Figura 6-2: TR04-DH velocità onde di taglio.

Anomalie a bassa resistività potenzialmente riferibili ad un calcare intensamente fratturato in presenza di acqua (al di sotto del livello di falda) sono state riscontrate:

- nella sezione TE_I_06.1, settore nord-ovest, è stata evidenziata, al di sotto della falda acquifera, un'area caratterizzata da una serie di anomalie basso resistive (A2, A3 e A4) che corrono da inizio tomografia a fine tomografia. La forma e la dimensione delle stesse, nonché la loro ubicazione immediatamente sotto la falda, farebbe escludere la presenza di vuoti riempiti da limo argilloso. Tali bassi valori di resistività sono probabilmente dovuti a calcare fratturato con presenza di acqua.

Anomalie ad alta resistività potenzialmente riconducibili a zone calcaree vacuolate sono state riscontrate:

- nella sezione TR04_ERT2 nel tratto compreso tra gli elettrodi e5 ed e15 ad una profondità di circa 5 m da piano campagna;
- nella sezione TE09 nei tratti compresi tra gli elettrodi e58 -e70, e74-e81, e124-e126, rispettivamente ad una profondità media di circa 1 m, 20m, 5m da piano campagna.

Alcune cavità vuote sono state individuate anche dai sondaggi realizzati per il presente progetto. Tuttavia, la dimensione di queste cavità è risultata di modesta entità, ovvero da centimetrica a decimetrica.

A tal proposito, come già evidenziato al par. 8.4 della relazione geologica, dallo studio delle tomografie elettriche non si riscontrano valori di resistività assimilabili all'eventuale presenza di grandi cavità vuote.

Le anomalie evidenziate dalle prove geofisiche sono state riportate negli elaborati dei profili geotecnici (Doc [30]-[36]).

6.3 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Le **unità geotecniche** individuate sono di seguito elencate:

- **unità geotecnica TC:** Terreni di copertura corrispondenti ai materiali di riporto e al terreno vegetale presenti nel profilo geologico;
- **unità geotecnica CAL / Calt:** calcarenite e calcari alterati assimilati ad un terreno a comportamento granulare. Corrispondono rispettivamente all' unità geologica **GRA** e alla parte estremamente superficiale (fino a circa 1.5m da pc) e alterata dell'unità geologica **CBA**. Nonostante siano unità geologiche diverse, si è ritenuto opportuno accorparle in un'unica unità geotecnica vista l'omogeneità in termini di comportamento geotecnico tra queste due formazioni geologiche. Per la caratterizzazione geotecnica di tale unità si fa riferimento ai dati disponibili per le calcarenite dell'unità geologica GRA, riscontrate nella parte terminale del tracciato;
- **unità geotecnica C:** calcari corrispondenti all' unità geologica denominata **CBA**. Tale unità è stata suddivisa in due sottounità **C1** e **C2**, per quanto detto all'inizio del cap. 6.

Solo nella parte terminale del tracciato, ove la linea è su sedime esistente, è individuata la seguente unità geotecnica:

- **unità geotecnica LA:** Limi argillosi corrispondenti all' unità geologica appartenente ai depositi alluvionali recenti ed attuali denominata **b**.

In Figura 6-3 si riporta uno schema riassuntivo delle unità geotecniche individuate: l'assetto stratigrafico è illustrato nei profili geotecnici (Doc. [30][31][32][33][34][35]).

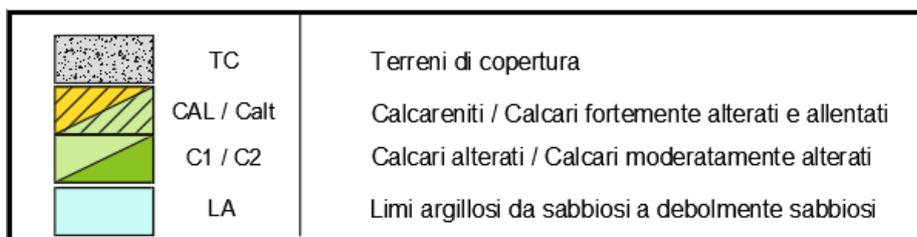


Figura 6-3: schema riassuntivo delle unità geotecniche.

7 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 TERRENI GRANULARI

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

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

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

caratteristiche fisiche e parametri di stato del deposito;
parametri di resistenza al taglio;
parametri di deformabilità;
coefficienti di permeabilità.

7.1.1 Caratteristiche fisiche e parametri di stato

7.1.1.1 Peso di volume

Per la valutazione del peso di volume si fa riferimento ai risultati delle specifiche prove di laboratorio ove disponibili.

7.1.1.2 Densità relativa da correlazioni con N_{SPT}

In accordo a quanto indicato da 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 7-1;

- σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm²);
- 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 (-).

Tabella 7-1: 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	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

7.1.2 Angolo di resistenza al taglio

7.1.2.1 Correlazione con densità relativa

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

- ϕ (°) = 28 + 0.14·D_R sabbia fine uniforme
- ϕ (°) = 31.5 + 0.115·D_R sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata
- ϕ (°) = 34.5 + 0.10·D_R sabbia grossa uniforme e sabbia media ben gradata
- ϕ (°) = 38 + 0.08·D_R Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa

7.1.2.2 Correlazione da SPT

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

$$\varphi (^{\circ}) = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

con:

- $C_N = 2 / (1 + \sigma'_{vo}/p_a)$ per sabbie fini
- $C_N = 3 / (2 + \sigma'_{vo}/p_a)$ per sabbie grosse

7.1.3 Parametri di rigidezza

7.1.3.1 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

I criteri per la stima del modulo elastico a basse deformazioni sono riferiti al calcolo di E_0 e G_0 a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s .

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

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

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie 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:

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

essendo:

- $C = 67.3$;
- z = profondità dal p.c. in metri;
- f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 7-2), nel caso in esame assunto pari a 1.3;
- f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 7-3), nel caso in esame assunto pari a 1.15 per l'unità CAL.

Tabella 7-2: relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito).

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 7-3: 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	1.09	1.07

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:

- ρ = Densità del materiale.

7.1.3.2 Modulo elastico operativo da colpi SPT

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

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

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

Tabella 7-4: parametri metodo di Denver.

Tipo di terreno	S ₁	S ₂
Sabbie argillose	0,316	1,58
Sabbie sature	0,478	7,17
Sabbie NC	0,756	18,75
Sabbie OC	1,04	36,79

7.1.4 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 della letteratura disponibile.

7.2 TERRENI COESIVI

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica viene fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito anche dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati.

7.2.1 Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci e totali dei depositi coesivi ci si è basati sui risultati delle prove di laboratorio che sono prove:

- Taglio diretto;
- Triassiali non consolidate non drenate TxUU;

Per le prove SPT, la resistenza al taglio non drenata è stata valutata con la seguente relazione:

$$C_u = 4.5 \div 5.5 N_{SPT}$$

dove N_{spt} è il valore del numero dei colpi della prova SPT.

7.2.2 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati, analogamente a quanto fatto per i depositi incoerenti, sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (Down Hole) oppure da correlazioni di letteratura.

Nel caso dei terreni coesivi i moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/20 di quello iniziale (E_0).

7.3 FORMAZIONI ROCCIOSE

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

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

7.3.1 Parametri della roccia intatta

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

- la densità;
- la resistenza a compressione;
- i moduli di rigidezza.

Per la definizione dei valori da assegnare alle sopra elencate grandezze si fa riferimento generalmente ai risultati delle prove di laboratorio disponibili (prove uniassiali, prove triassiali, *Point-Load test*, prove soniche, ecc.) In particolare la resistenza a compressione è stata ricavata da prove di compressione monoassiale e da point load. In quest'ultimo caso, come riportato nel doc. [26], σ_c è stata ottenuta attraverso la relazione $\sigma_c = 24 I_{s50}$.

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

A titolo di esempio si riportano in Figura 7-1 i grafici di Deere e Miller (1996) che forniscono utili indicazioni sul "rapporto di modulo", definito come il rapporto tra la resistenza a compressione (σ_t) ed il modulo tangente (E_t), per vari tipi di rocce.

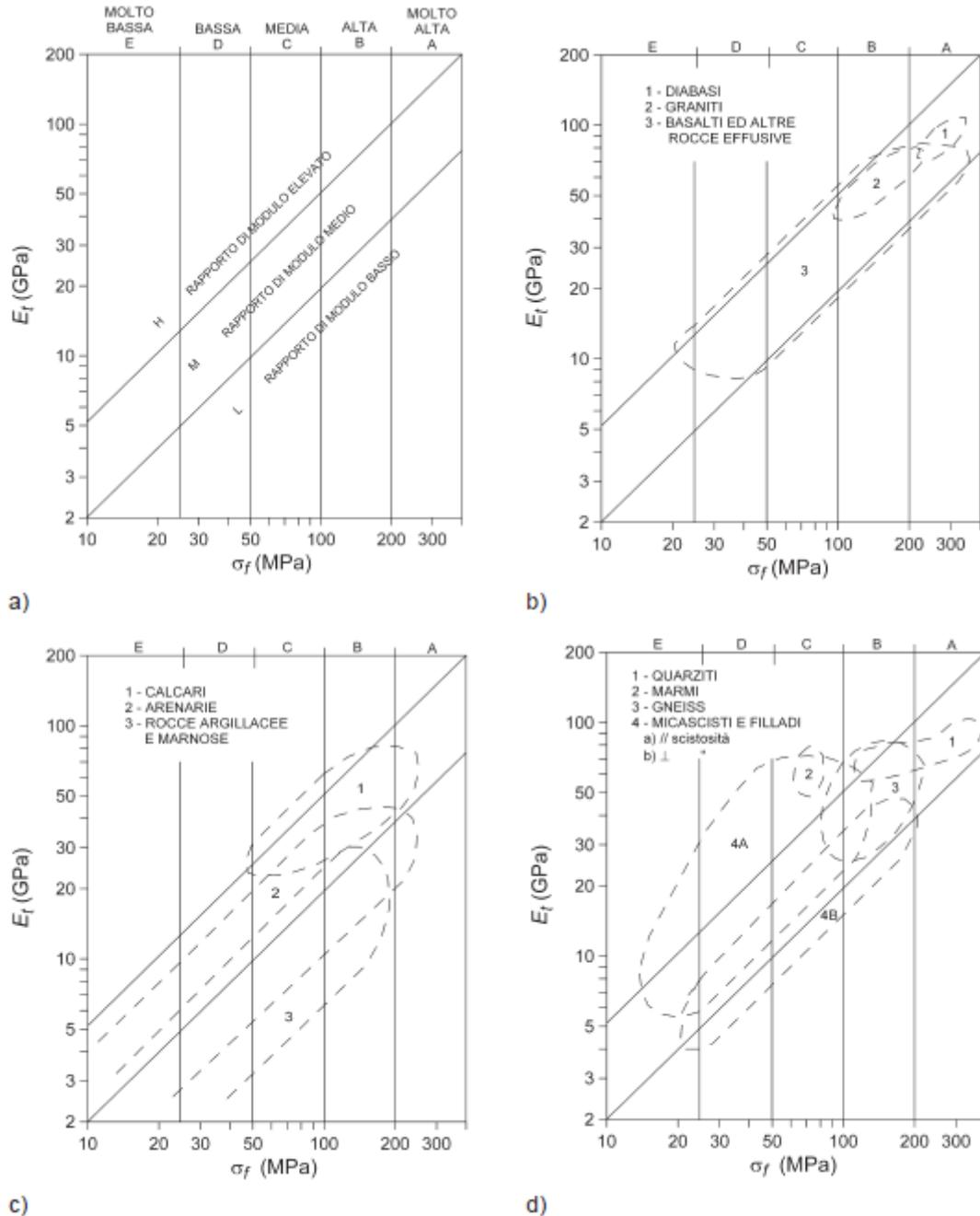


Figura 1.2. Classificazione dei materiali rocciosi [Deere & Miller 1966, modificata].
Il modulo di Young tangente è il valore per un carico pari al 50 % di quello di rottura.

Figura 7-1: classificazione materiali rocciosi.

7.3.2 Parametri dell'ammasso roccioso e stima del Geological Strength Index (GSI)

La valutazione del parametro GSI viene qui effettuata sulla base dello schema suggerito da Hoek et al. (1995), utilizzando i dati a disposizione dalle prove di laboratorio e i valori di RQD, di spaziatura, condizione delle discontinuità e condizioni idrauliche dai rilievi geomeccanici.

A partire dai valori dei vari parametri di interesse vengono quindi attribuiti i rispettivi indici parziali in modo da poter ottenere il GSI come somma degli stessi.

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

Figura 7-2: schema per la valutazione degli indici parziali del sistema di classificazione GSI (da Hoek et al, 1995 modificata).

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

7.3.3 Resistenza dell'ammasso roccioso

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

La formulazione del citato criterio è:

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

in cui

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

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

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

con

- GSI = Geological Strength Index (par. 6.4.1);
- m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta;
- σ_1 = tensione principale efficace maggiore;
- σ_3 = tensione principale efficace minore;
- σ_{ci} = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta ottenuta dalle prove di laboratorio;
- D= fattore di disturbo.

Per ogni litotipo il coefficiente m_i in generale viene valutato sulla base dei risultati di prove uniassiali e triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso,

con GSI=100 (cioè applicabile per roccia intatta). In mancanza di dati sperimentali si fa riferimento a valori da bibliografia (Tabella 7-5).

Tabella 7-5: Valori tipici e campo di parametri di resistenza secondo il criterio di Hoek-Brown per vari tipi di rocce

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

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

Ai fini applicativi, come da pratica comune, il criterio curvilineo precedentemente descritto viene approssimato con la relazione lineare di Mohr-Coulomb nell'intervallo di pressione di confinamento correlato al problema in esame. Tale criterio diviene, nel piano σ_1 - σ_3 ,

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

In cui c' e ϕ' sono rispettivamente la coesione e l'angolo di attrito attribuiti all'ammasso roccioso per le condizioni assunte.

7.3.4 Caratteristiche di deformabilità

7.3.4.1 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:

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

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale della roccia in kN/m³;

ν' = rapporto di Poisson;

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

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

7.3.4.2 *Moduli operativi*

Per i moduli di Young “operativi” si fa riferimento a quanto disponibile dalle prove dilatometriche, in particolare facendo riferimento al secondo ciclo di carico.

Inoltre i moduli di Young “operativi” $E_{op}=E_{rm}$ dell’ammasso roccioso possono essere stimati per confronto anche sulla base della seguente espressione (Hoek and Diederichs, 2006) in funzione del GSI:

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

In cui E_i è il modulo relativo alla roccia intatta.

Per un ulteriore confronto sono stati valutati inoltre i valori dinamici dei moduli derivanti dalle prove down-hole. Negli ammassi rocciosi fratturati i moduli statici sono sempre più bassi dei moduli dinamici. Misure effettuate in Italia in numerosi siti, evidenziano che vi è una notevole dispersione dei valori dei rapporti tra modulo statico e dinamico e pertanto risulta complesso determinare il modulo statico a partire da quello dinamico. Pertanto nella caratterizzazione si è fatto riferimento solamente ai valori ricavati dai primi due metodi enunciati (moduli da dilatometriche e da GSI).

7.3.5 Permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità (es: *Lugeon*) in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base dei valori disponibili in letteratura, come da esempi in Figura 7-3.

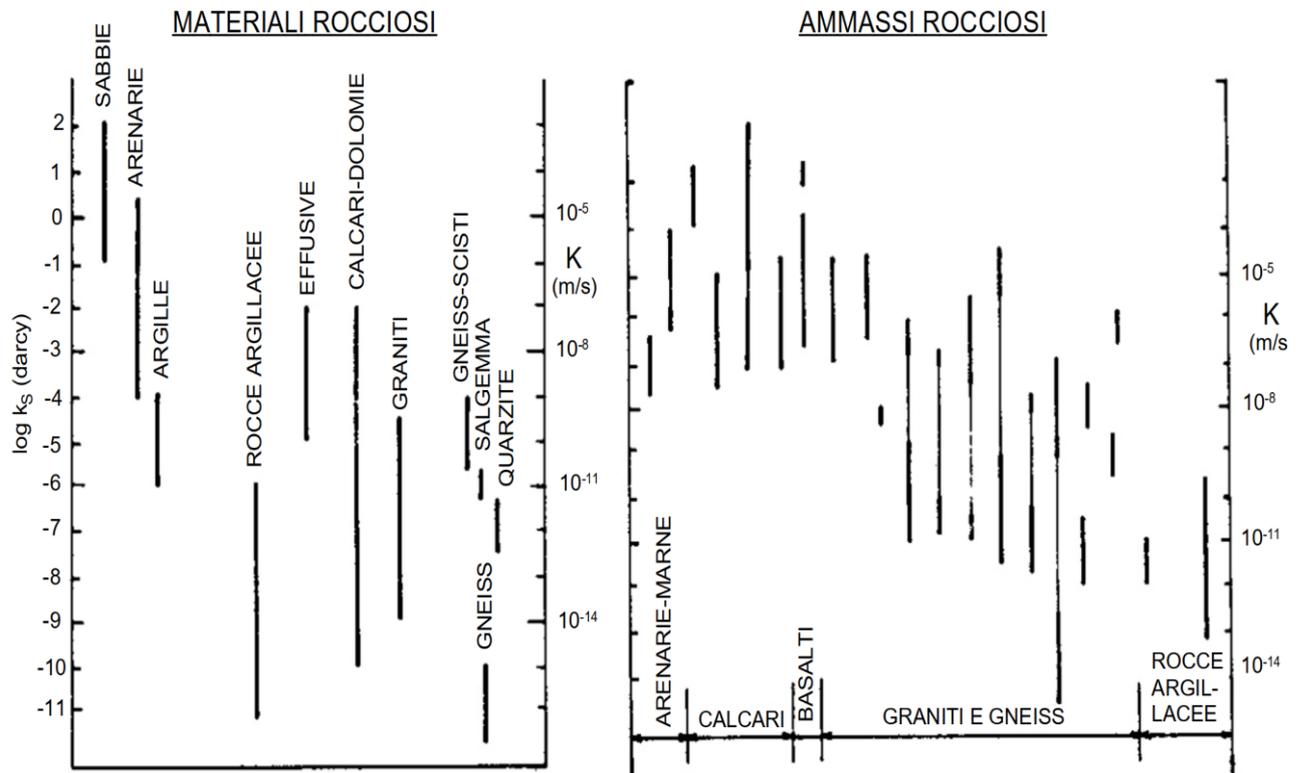


Figura 7-3: valori di riferimento della permeabilità per ammassi rocciosi (Brace, 1980).

8 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

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

La presente relazione descrive la caratterizzazione geotecnica generale corrispondente alla stima dei range dei valori caratteristici dei parametri meccanici associati alle unità geotecniche rappresentate nel modello geotecnico generale (cfr profilo geotecnico da [30] a [36]). Si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo incluse in progetto per la descrizione dei singoli modelli geotecnici definiti per lo studio di specifici aspetti progettuali.

8.1 UNITÀ TC

Dalla campagna di indagini effettuata nell'ambito del presente progetto non sono disponibili dati a disposizione per la caratterizzazione dei terreni di copertura. Data la natura prettamente superficiale di tale unità e i modesti spessori, si considerano cautelativamente i seguenti parametri, considerati tipici per tali terreni:

- Peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\varphi' = 28^\circ - 30^\circ$
- Coesione efficace $c' = 0 - 5 \text{ kPa}$
- Modulo di Young $E = 10 \text{ MPa}$

Tali valori sono in linea con quanto emerso nel corso di un'altra campagna di indagini effettuata nel corso del Progetto Preliminare del Riassetto del Nodo Ferroviario di Bari. In tale occasione infatti era stato effettuato, tra gli altri, un sondaggio, denominato XIA32D003, sito in corrispondenza della parte più a sud del tracciato in esame ((si veda doc.[22]). A seguire si riporta uno stralcio della Relazione Geologia e Idrogeologia (doc. [21]) del suddetto progetto.

"... in corrispondenza del sondaggio XIA32D003 viene riscontrata la presenza di una sottile copertura di terreno sabbioso-limoso, identificabile con la formazione trasgressiva dei "depositi marini terrazzati".

All'interno di questo deposito è stato possibile effettuare, ad una profondità compresa tra m 1.50 e m 1.95, una prova SPT (7-10-9) che ha fornito un valore normalizzato di N_{SPT} pari a 10 (valutato secondo la formula di Liao e Whitman), il quale ha permesso di conferire a tale orizzonte sabbioso-ghiaioso, in base a delle relazioni empiriche del tipo $E' = 600 * (NSPT + 6)$ (Bowles, 1998: Fondazioni – p. 278 – Ed. Mc Graw-Hill) di uso comune nella pratica geotecnica, un parametro delle caratteristiche deformative piuttosto scadenti e quantificabile in circa 10 MPa.”

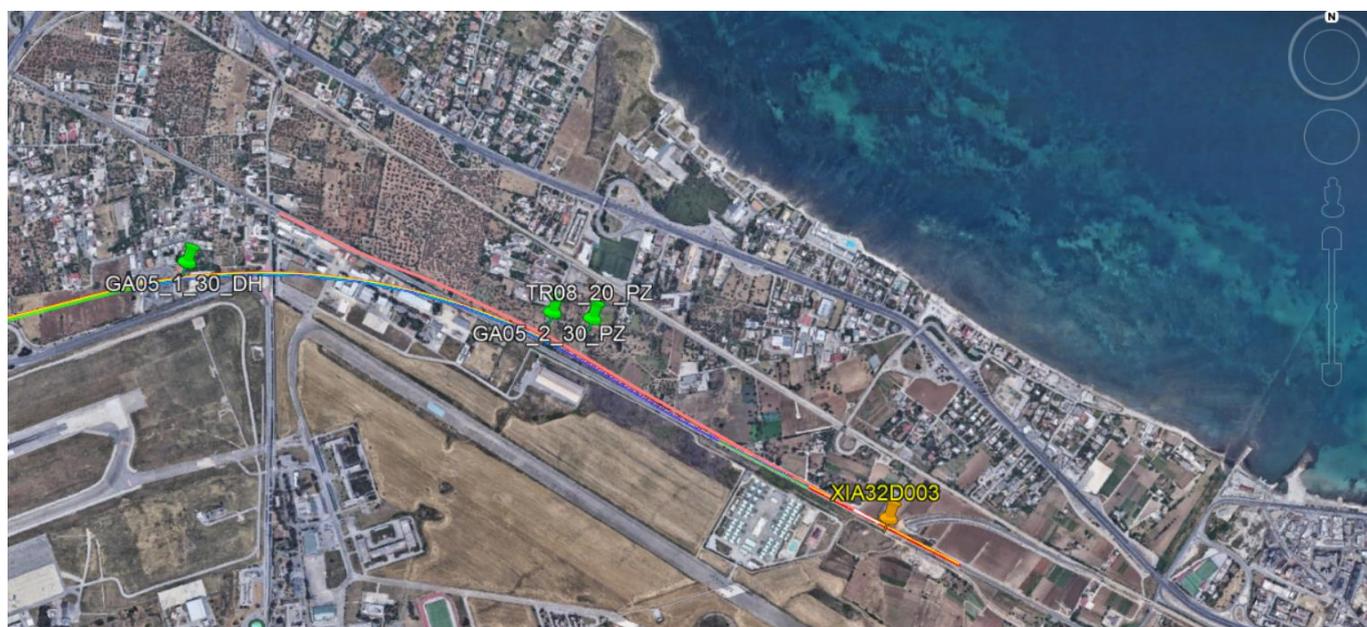


Figura 8-1: ubicazione sondaggio XIA32D003 - Google Earth.

8.2 UNITÀ CAL E CALT

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione delle unità in questione, con riferimento ai pochi dati disponibili (prove SPT) per la calcarenite (identificata come CAL). A tali valori si fa riferimento, in assenza di indagini, anche per i calcari alterati (identificati come Calt) assumendo che calcareniti e calcari alterati abbiano un comportamento geotecnico omogeneo.

8.2.1 Caratteristiche fisiche e parametri di stato

In Figura 8-2 sono riportate le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla ottenute dalle analisi granulometriche eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati all'interno dell'unità CAL. Ne risulta una presenza di ghiaia + sabbia superiore al 60% con una percentuale di argilla pari a circa il 6%.

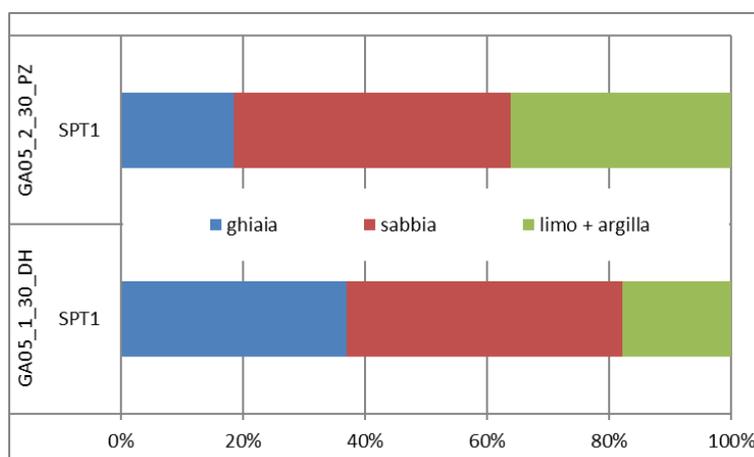


Figura 8-2: unità CAL - distribuzione granulometrica.

La densità relativa (Figura 8-3) è stata ricavata in accordo con quanto indicato da Skempton (1986), come indicato al 7.1.1, assumendo i valori di A e B per le sabbie grosse normalmente consolidate. Delle due prove SPT effettuate, una ha dato esito "rifiuto" (con $N_{SPT} = 100$ si indica appunto che la prova è andata a rifiuto). Dall'altro valore di N_{SPT} disponibile è stato ricavato un valore di D_r pari a 98%.

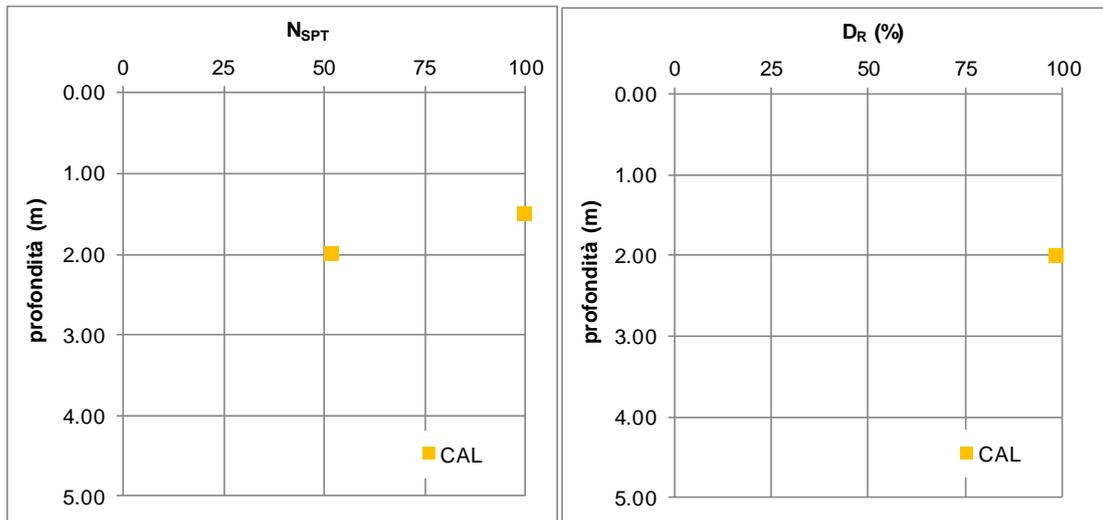


Figura 8-3: unità CAL - densità relativa da correlazioni con N_{SPT}.

8.2.2 Caratteristiche di Resistenza

In Figura 8-4 è riportato il valore dell'angolo di attrito ottenuto, a partire dal valore di N_{SPT}, ricorrendo alla formulazione di Schmertmann e Wolff come indicato al 7.1.2. Ne è derivato un angolo di attrito $\varphi'=44^\circ$. Dati i pochi valori disponibili e l'elevato grado di fratturazione e alterazione riscontrati, cautelativamente si assume $\varphi'=35^\circ - 37^\circ$.

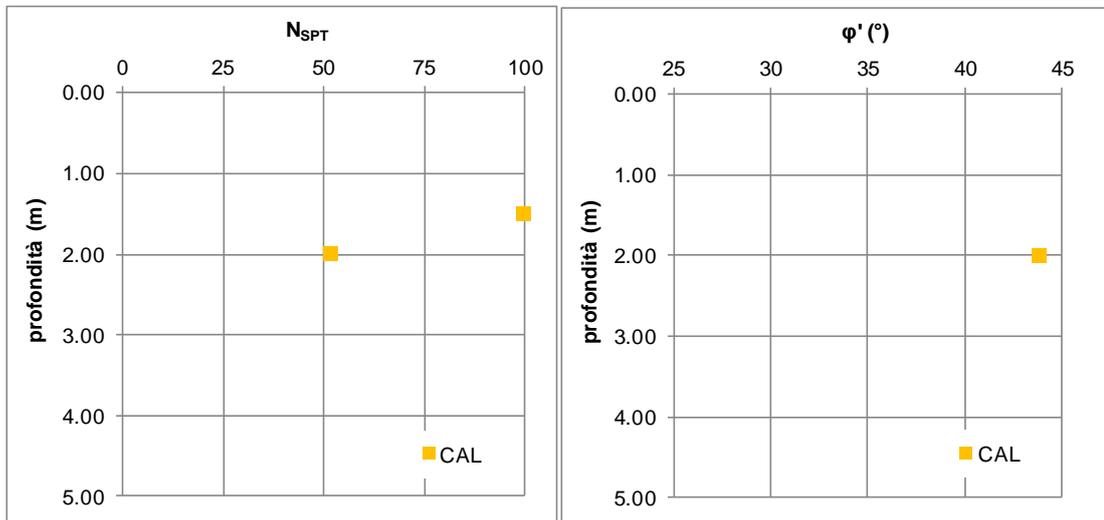


Figura 8-4: unità CAL- angolo di attrito da correlazione con N_{SPT} .

8.2.3 Caratteristiche di Deformabilità

I valori dei moduli operativi sono stati sia ricavati direttamente dalle prove SPT, attraverso la correlazione proposta da Denver, sia estratti a partire dai dati di G_0 ottenuti dai valori di V_s (determinati con le correlazioni da N_{SPT}).

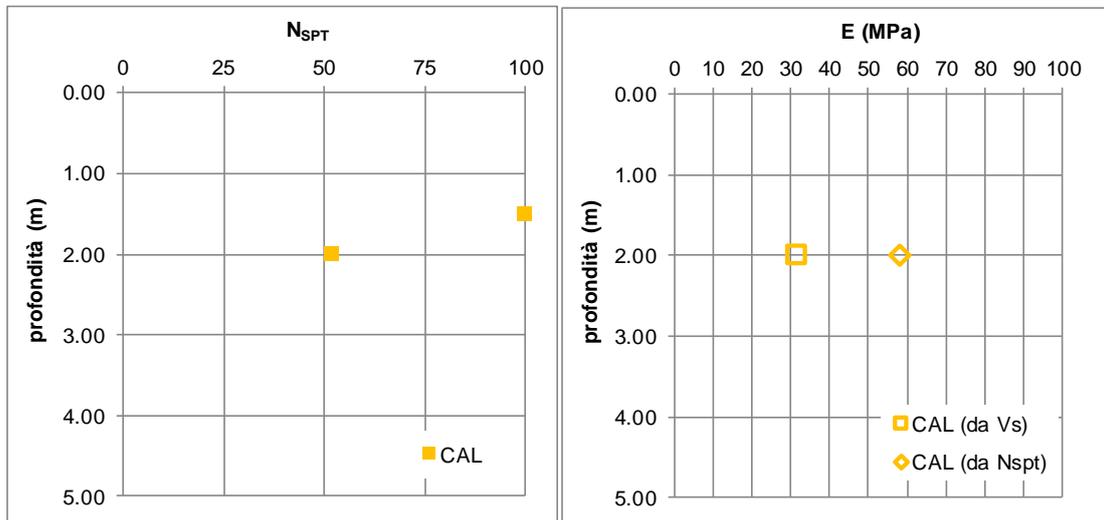


Figura 8-5: valori di E.

8.2.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine all'interno delle calcareniti è stata eseguita una prova di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile i cui risultati sono riportati in Tabella 8-1.

Tabella 8-1: risultati delle prove Lefranc.

sondaggio	Prof. (m)	Unità	k (m/s)
GA05_1_DH	1.5 - 3.0	CAL	1.62E-03

In ogni caso, come evidenziato dalla carta idrogeologica (doc. [29]), a tale unità può esser attribuita una permeabilità compresa tra 10^{-3} m/s e 10^{-5} m/s.

8.3 UNITÀ LA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione delle unità in questione, con riferimento ai pochi dati disponibili da prove in sito (prove SPT) e di laboratorio.

Tabella 8-2: Valori N_{SPT} unità LA

Sondaggio	Campione	Profondità	N_{SPT}
SI07_PZ	SPT2	5.30	15
BH_V02	SPT1	1.00	10
BH_V02	SPT2	3.00	4
BH_V02	SPT3	5.00	3

8.3.1 Caratteristiche fisiche e parametri di stato

In Figura 8-6 sono riportate le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla ottenute dalle analisi granulometriche eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati all'interno dell'unità LA. Ne risulta una presenza di Limo + argilla superiore al 70% con una percentuale di sabbia pari a circa il 16%.

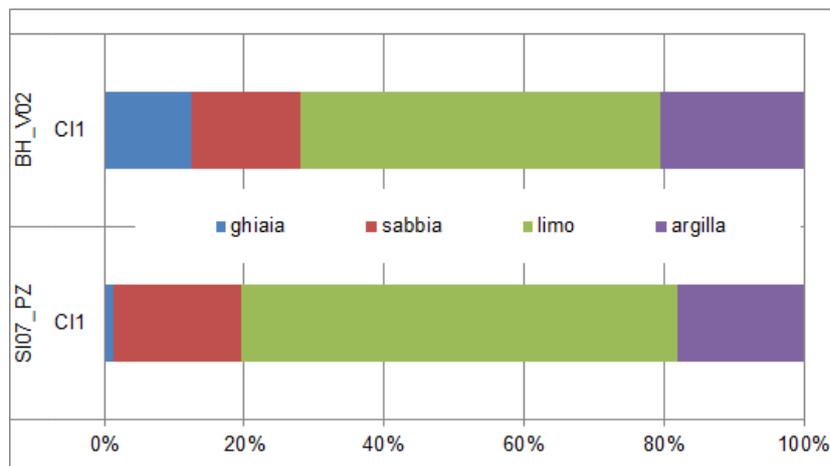


Figura 8-6: unità LA - distribuzione granulometrica.

8.3.2 Caratteristiche di Resistenza

In Figura 8-7 è riportato il valore dell'angolo di attrito ottenuto, a partire dal valore di N_{SPT} , ricorrendo alla formulazione di Wolff come indicato al 7.1.2. Dalla prova di taglio diretto ne è derivato un angolo di attrito $\varphi'=26.2^\circ$ ed una coesione efficace $c'=28.3$ kPa. Dati i pochi valori disponibili cautelativamente si assume, dando un peso maggiore alla prova di taglio diretto, $\varphi'=24^\circ - 28^\circ$ e $c'=10-20$ kPa.

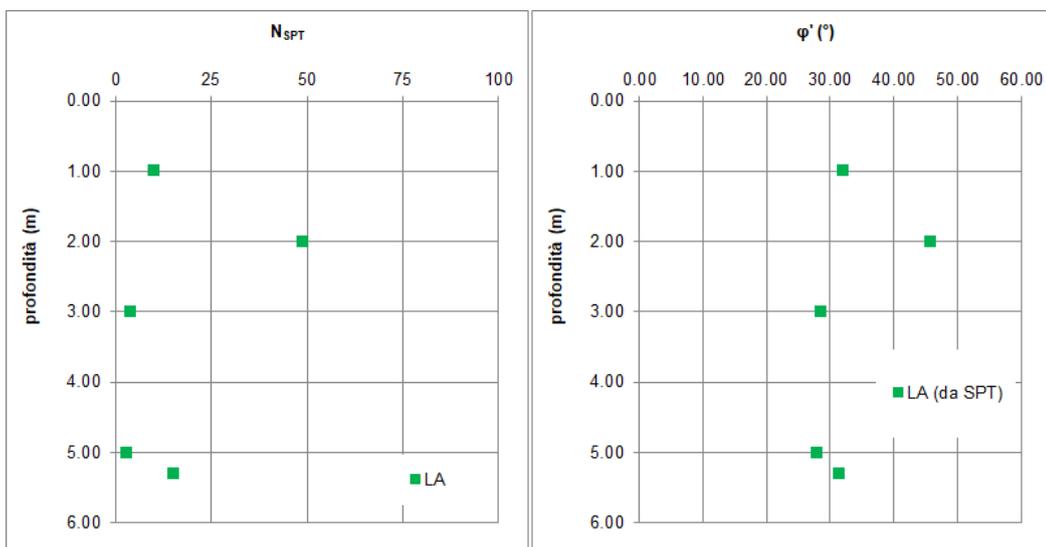


Figura 8-7: unità LA- angolo di attrito da correlazione con N_{SPT} .

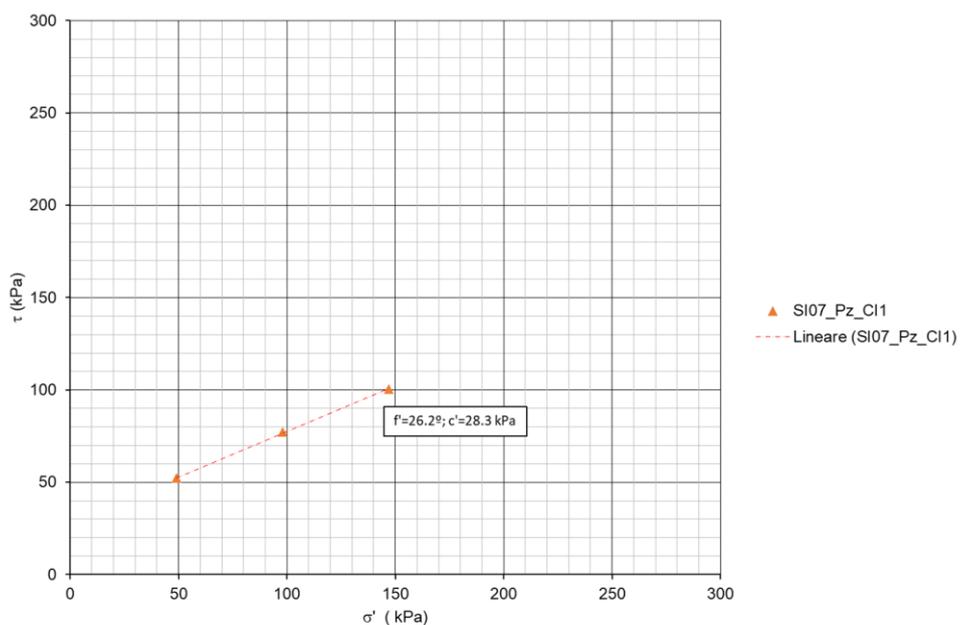


Figura 8-8: unità LA- parametri geotecnici da prove di taglio diretto.

In Figura 8-9 è riportato il valore della coesione non drenata ottenuto a partire dal valore di N_{SPT} e da prove Pocket, Vane test e prova triassiale TxUU. In particolare, da quest'ultima ne è derivata una coesione non drenata C_u pari a 35.1 e 43 kPa. Dati i pochi valori disponibili cautelativamente si assume $C_u = 20 - 50$ kPa.

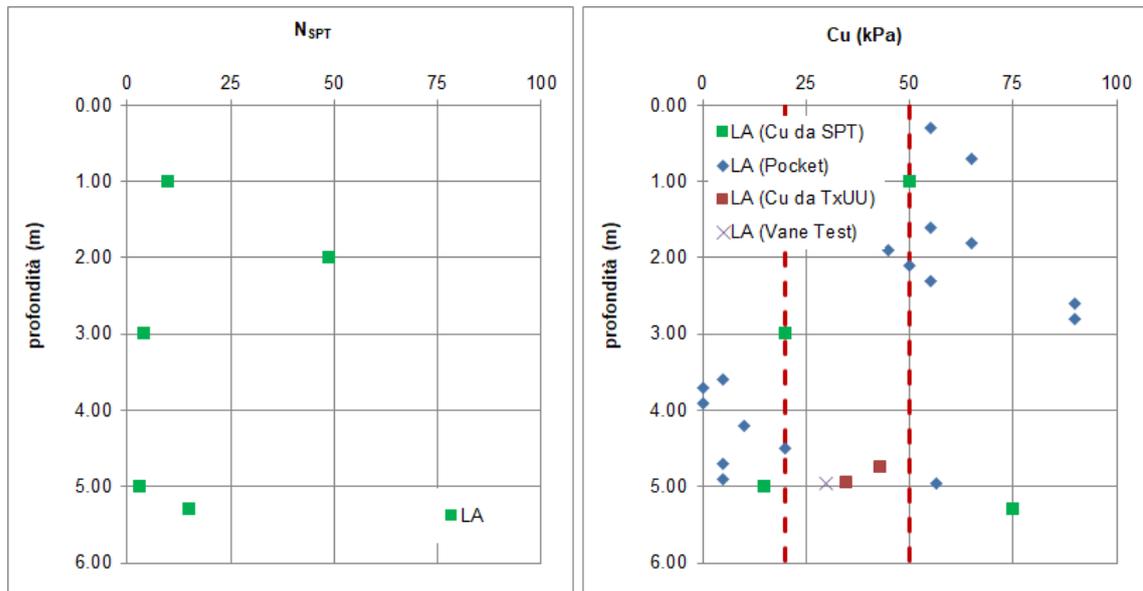


Figura 8-9: unità LA - C_u da correlazione con N_{SPT} e prove di laboratorio e in sito.

8.3.3 Caratteristiche di Deformabilità

I valori dei moduli operativi sono stati sia ricavati direttamente dalle prove SPT, attraverso la correlazione proposta da Denver, sia estratti a partire dai dati di G_0 ottenuti dai valori di V_s (determinati da prove DH) assumendo $E=E_0/20$. Dati i pochi valori disponibili cautelativamente si assume $E=5 - 15$ MPa.

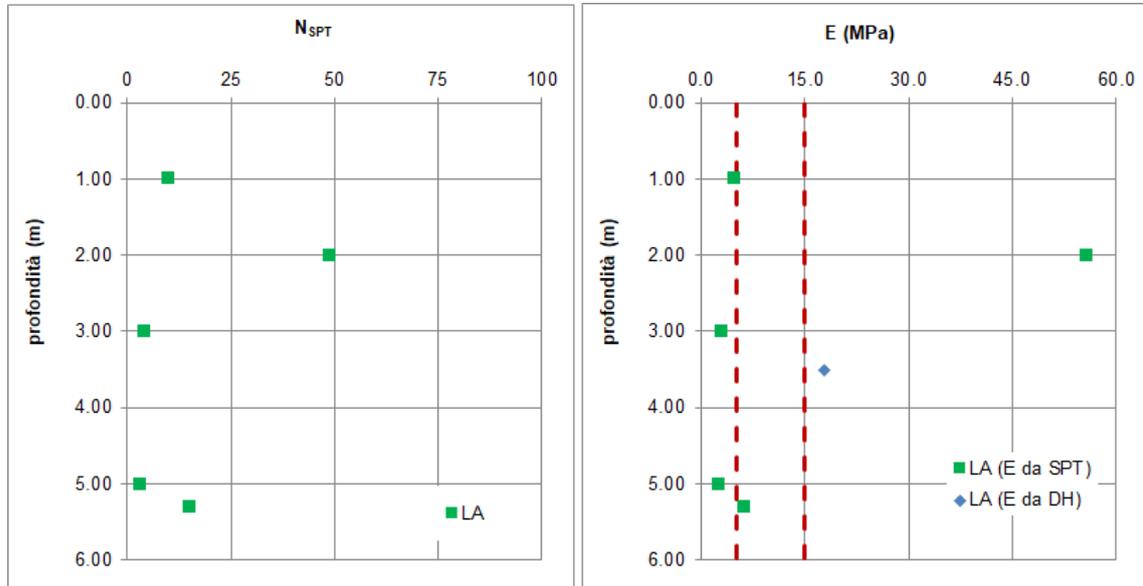


Figura 8-10: valori di E.

8.3.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine all'interno delle alluvioni recenti sono state eseguite due prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile i cui risultati sono riportati in Tabella 8-3. A tale unità può esser attribuita una permeabilità compresa tra 10^{-5} m/s e 10^{-7} m/s.

Tabella 8-3: risultati delle prove Lefranc.

sondaggio	Prof. (m)	Unità	k (m/s)
BH_V02_DH	2.0	LA	1.62E-07
BH_V02_DH	5.0	LA	4.60E-05



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	61 di 115

8.4 UNITÀ C1 E C2

8.4.1 Parametri della roccia intatta

Sui campioni di roccia intatta sono state eseguite complessivamente n.54 prove di densità, 16 prove di compressione monoassiale con misura del modulo, 11 prove di compressione uniassiale, 19 prove point load e 5 prove di compressione triassiale. I risultati sono sintetizzati in Tabella 8-4, Tabella 8-5 e Tabella 8-6, nelle quali vengono anche distinti i campioni tra le subunità C1 (in verde chiaro) e C2(in verde scuro).

Tabella 8-4: valori di densità ottenuti su campioni di roccia intatta.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ		PESO VOLUME APP.	POROSITÀ EFFICACE	ASSORB. ACQUA
		DA m	A m	γ kN/m ³	%	%
TR01-20-PZ	CL1	3.20	3.50	25.43	2.9	1.13
	CL2	8.25	8.50	25.32	4.5	1.78
	CL3	11.50	11.95	24.84	5.2	2.07
	CL4	17.50	17.75	22.29	9.2	4.12
GA01-25-PZ	CL1	4.80	5.00	24.79	5.3	2.68
	CL2	10.00	10.35	25.35	3.7	1.47
	CL3	15.30	15.60	24.33	7.2	2.96
	CL4	21.20	21.50	24.12	7.7	3.18
TR04-30-1-DH	CL1	4.10	4.50	25.32	4.5	1.77
	CL2	9.00	9.20	25.30	4.2	1.66
	CL3	14.00	14.30	22.70	12.9	5.70
	CL4	19.50	19.65	25.24	4.1	1.64
GA02-30-PZ	CL1	6.50	6.80	21.99	12.5	5.67
	CL2	11.00	11.30	23.71	9.5	4.03
	CL3	15.80	16.00	24.11	7.8	3.22
	CL4	26.00	26.30	21.55	14.9	6.91
GA03-30-DH	CL1	5.60	5.95	25.01	5.9	2.38
	CL2	7.50	7.85	25.08	5.8	2.32
	CL3	13.50	13.90	25.40	4.1	1.63
	CL4	18.05	18.35	25.14	5.9	2.35
GA04-40-PZ	CL1	4.40	4.80	26.24	2.1	0.79
	CL2	8.25	8.60	25.59	2.9	1.12
	CL3	10.50	10.80	25.32	3.7	1.46
	CL4	19.30	19.60	25.20	4.3	1.70
	CL5	23.20	23.40	24.92	4.7	2.28
	CL6	32.30	32.50			
TR07-14	CL1	3.05	3.20			
	CL2	5.50	5.80	25.64	3.4	1.33
	CL3	8.30	8.50	25.61	3.4	1.32
	CL4	12.40	12.70	25.84	3.5	1.36
GA05-1-30-DH	CL1	4.00	4.30	25.84	2.3	0.88
	CL2	7.70	8.00			
	CL3	8.40	8.80	22.73	10.4	4.57
	CL4	14.20	14.40	25.06	5.0	1.98
	CL5	17.10	17.40	24.65	6.8	2.76
	CL1	3.10	3.40			
GA05-2-30-PZ	CL2	5.40	5.70	22.25	15.1	6.78
	CL3	9.00	9.30	23.28	12.2	5.23
	CL4	13.40	13.70	24.69	6.9	2.77
	CL5	18.00	18.30	24.12	7.3	3.01
	CL6	24.00	24.30			
	CL7	29.40	29.70			
	TR08-20-PZ	CL1	2.40	2.70	20.18	19.9
CL2		4.00	4.30	23.09	12.9	5.57
CL3		6.30	7.00			
CL4		10.70	11.00	25.10	5.8	2.31
CL5		14.00	14.30			
CL6		16.40	16.70	24.39	7.2	2.94
CL7		19.40	19.70			

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ		PESO VOLUME APP.	POROSITÀ EFFICACE	ASSORB. ACQUA
		DA m	A m	γ kN/m ³	%	%
SI01_DH	CL2	4.40	4.60	26.18		
	CL4	11.70	12.00	25.93		
	CL5					
	CL6					
SI03_PZ	CL1	4.50	5.00	26.96		
	CL2	14.80	14.90	27.59		
	CL3	18.30	18.50	27.81		
	CL4					
SI04_DH	CL1	10.70	10.90	25.69		
	CL2	16.40	16.55	25.37		
SI05_DH	CL2	5.50	5.77	24.78		
	CL3	9.55	9.80	25.89		
	CL4	15.37	15.80	22.85		
SI06_DH	CL2	6.40	6.70	22.79		
	CL3	9.30	9.50	23.98		
SI08	CL1	3.00	3.45	24.91		
	CL2	7.05	7.37	25.20		

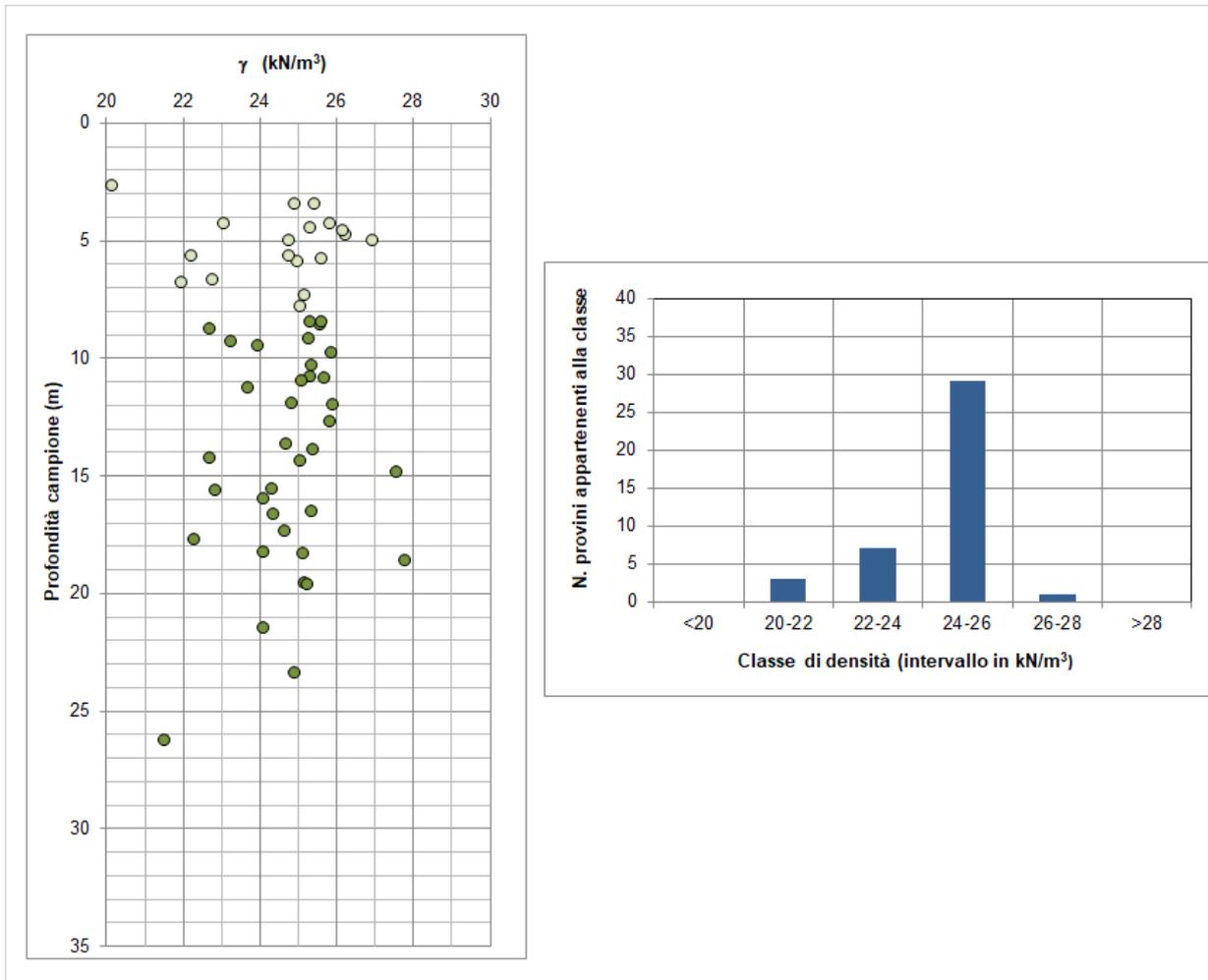


Figura 8-11: valori di densità.

I valori della densità, riportati in Figura 8-11 sono compresi sostanzialmente tra 22 e 26 kN/m³ con la quasi totalità dei valori compresi nell'intervallo 24-26 kN/m³, senza manifestare differenze significative con la profondità. I valori nel loro complesso restituiscono un valore medio di 24 kN/m³.

Nel seguito si riportano i valori di resistenza e rigidezza ottenuti dalle prove di laboratorio.

Tabella 8-5: valori di resistenza uniassiale e moduli ottenuti su campioni di roccia intatta da prove monoassiali e PLT.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ		MONOASSIALE STRUMENTATA				POINT LOAD	
		DA m	A m	σ_c MPa	ν -	E_{tan} GPa	E_{sec} Gpa	$\sigma_c = 24 * I_{s50}$ MPa	I_{s50} MPa
TR01-20-PZ	CL1	3.20	3.50					104.56	4.36
	CL2	8.25	8.50					68.60	2.86
	CL3	11.50	11.95	47.37	0.359	63.05	38.84		
	CL4	17.50	17.75					63.37	2.64
GA01-25-PZ	CL1	4.80	5.00	40.32	0.166	20.39	23.81		
	CL2	10.00	10.35	69.87	0.263	44.83	41.23		
	CL3	15.30	15.60					84.07	3.50
	CL4	21.20	21.50					84.52	3.52
TR04-30-1-DH	CL1	4.10	4.50						
	CL2	9.00	9.20	68.49	0.288	59.00	58.28		
	CL3	14.00	14.30					54.39	2.27
	CL4	19.50	19.65					79.33	3.31
GA02-30-PZ	CL1	6.50	6.80	44.89	0.235	30.38	30.48		
	CL2	11.00	11.30					51.63	2.15
	CL3	15.80	16.00					77.44	3.23
	CL4	26.00	26.30					41.77	1.74
GA03-30-DH	CL1	5.60	5.95						
	CL2	7.50	7.85					75.93	3.16
	CL3	13.50	13.90					74.71	3.11
	CL4	18.05	18.35	103.66	0.273	44.46	48.24		
GA04-40-PZ	CL1	4.40	4.80						
	CL2	8.25	8.60						
	CL3	10.50	10.80					101.68	4.24
	CL4	19.30	19.60					94.41	3.93
	CL5	23.20	23.40	105.22	0.268	48.05	45.91		
	CL6	32.30	32.50						
TR07-14	CL1	3.05	3.20						
	CL2	5.50	5.80	107.17	0.152	49.22	34.58		
	CL3	8.30	8.50					74.09	3.09
	CL4	12.40	12.70	136.12	0.282	58.03	58.55		
GA05-1-30-DH	CL1	4.00	4.30						
	CL2	7.70	8.00						
	CL3	8.40	8.80						
	CL4	14.20	14.40	150.91	0.27	49.75	52.14		
	CL5	17.10	17.40					85.33	3.56
	CL1	3.10	3.40						
GA05-2-30-PZ	CL2	5.40	5.70	36.94	0.232	27.79	28.76		
	CL3	9.00	9.30	57.29	0.325	39.38	55.36		
	CL4	13.40	13.70					72.38	3.02
	CL5	18.00	18.30						
	CL6	24.00	24.30						
	CL7	29.40	29.70						
	CL1	3.10	3.40						
TR08-20-PZ	CL1	2.40	2.70	25.76	0.271	20.22	21.07		
	CL2	4.00	4.30	39.40	0.109	24.56	18.62		
	CL3	6.30	7.00						
	CL4	10.70	11.00	116.37	0.278	53.87	56.11		
	CL5	14.00	14.30						
	CL6	16.40	16.70						
	CL7	19.40	19.70						

Tabella 8-6: valori di resistenza e moduli da prove triassiali ottenuti su campioni di roccia intatta.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ		COMPRESSIONE TRIASSIALE				
		DA m	A m	σ_1 N/mm ²	σ_3 N/mm ²	ν -	E_{tan} kN/mm ²	E_{sec} kN/mm ²
TR04-30-1-DH	CL1	4.10	4.50	126.51	1.50	0.223	84.19	85.73
				175.04	3.00	0.263	64.85	62.72
				204.04	4.50	0.407	47.04	52.13
GA04-40-PZ	CL2	8.25	8.60	91.39	1.00	0.265	50.22	56.5
				105.03	2.50	0.262	52.99	41.55
				169.11	4.00	0.196	59.15	59.84
GA05-1-30-DH	CL3	8.40	8.80	30.3	1.00	0.326	52.91	54.71
				43.17	2.50	0.370	21.88	21.49
				54.43	4.00	0.273	41.41	42.95
GA05-2-30-PZ	CL5	18.00	18.30	64.08	1.50	0.177	34.58	27.47
				79.7	3.00	0.199	36.78	34.5
				100.38	4.50	0.267	49.02	50.61
TR08-20-PZ	CL6	16.4	16.7	100.63	1.50	0.362	35.34	34.1
				118.32	3.00	0.192	41.35	42.54
				133.63	4.50	0.240	43.25	46.6

I valori di resistenza a compressione e del modulo tangente E_{t50} ricavati dalle prove di compressione sono stati inseriti in Figura 8-12, a titolo di confronto, nel grafico di Deere e Miller (1996), evidenziando che si tratta di valori tipici per l'unità in esame, riscontrabili anche in letteratura.

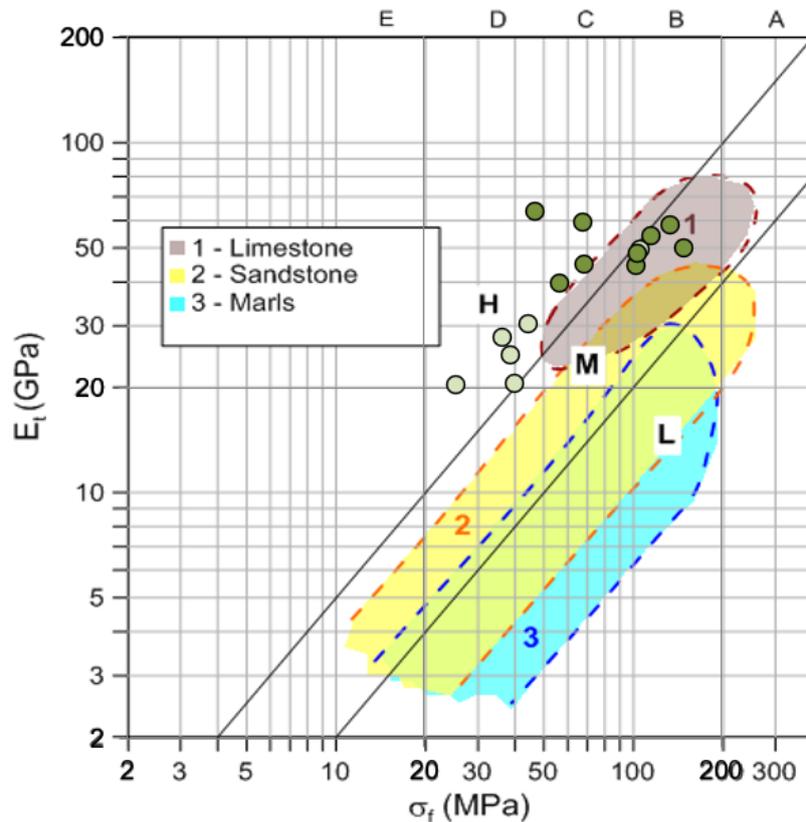


Figura 8-12: valori indicativi di resistenza uniaassiale e modulo tangente secondo Deere e Miller (1996).

In Figura 8-13 sono quindi riportati i valori di resistenza a compressione ricavati da prove di compressione monoassiale e da point load in funzione della profondità del campione. Da tale grafico si può riscontrare come a partire da circa 8 m ci sia un incremento dei valori di σ_c , pertanto si è deciso di considerare per il materiale roccioso due valori diversi di σ_c , rispettivamente per profondità inferiori e superiori a 8 m. In particolare, sono stati calcolati i valori medi, escludendo i valori particolarmente dispersi (ovvero superiori a 100 MPa per $z \leq 8.0$ m e superiori a 110 MPa per $z > 8.0$ m), ottenendo:

- Sottounità C1 $z \leq 8.0$ m $\sigma_c = 40$ MPa
- Sottounità C2 $z > 8.0$ m $\sigma_c = 70$ MPa

Tali valori classificano i calcari in esame rispettivamente tra le rocce di classe D (resistenza bassa) e classe C (resistenza media) secondo la suddivisione proposta da Deere e Miller in Tabella 8-7, con punte localizzate di resistenza alta (>100 MPa).

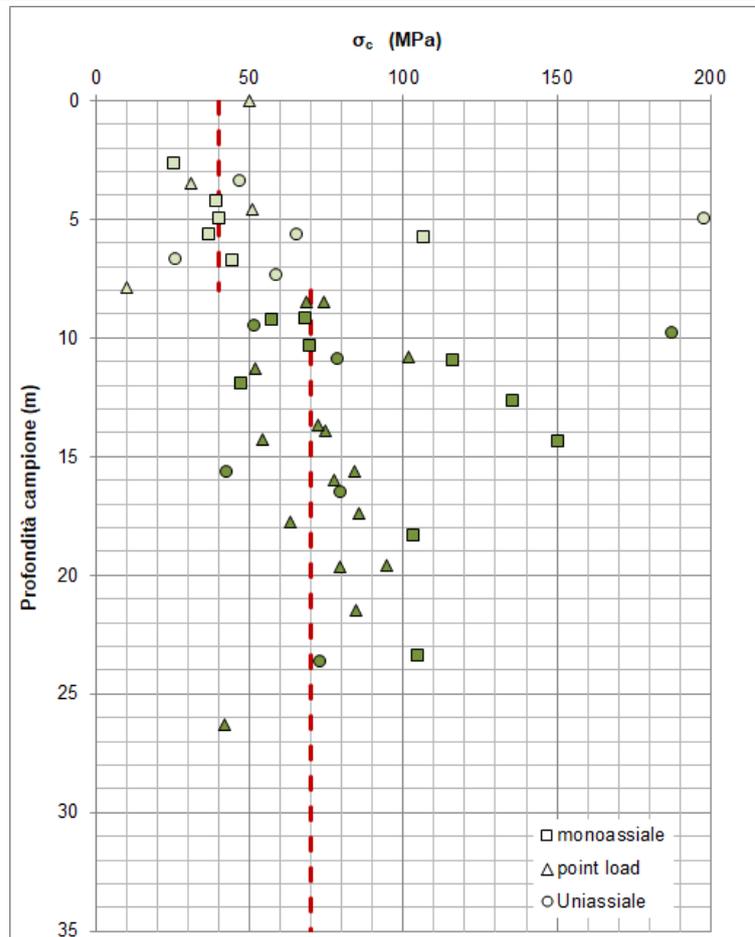


Figura 8-13: resistenza da prove di compressione uniassiale e point load.

Tabella 8-7: Classificazione delle rocce in base alla resistenza a compressione uniassiale secondo Deere e Miller (1996).

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

Per le due sottounità C1 e C2 risulta mediamente un valore del modulo tangente E_{t50} rispettivamente pari a 28 GPa e 51 GPa. Tali valori sono compatibili con quanto riportato nel grafico di Deere e Miller (Figura 8-12).

8.4.2 Parametri dell'ammasso roccioso e stima del GSI

Di seguito si riportano i parametri dell'ammasso roccioso utilizzati per la stima del GSI, associando ad ognuno di essi un punteggio (rating) sulla base di quanto descritto al Capitolo precedente.

8.4.2.1 Rock Quality Design (RQD)

Nella Figura 10-4 che segue sono riportati valori di RQD indicati nelle stratigrafie dei sondaggi (Doc. [23]).

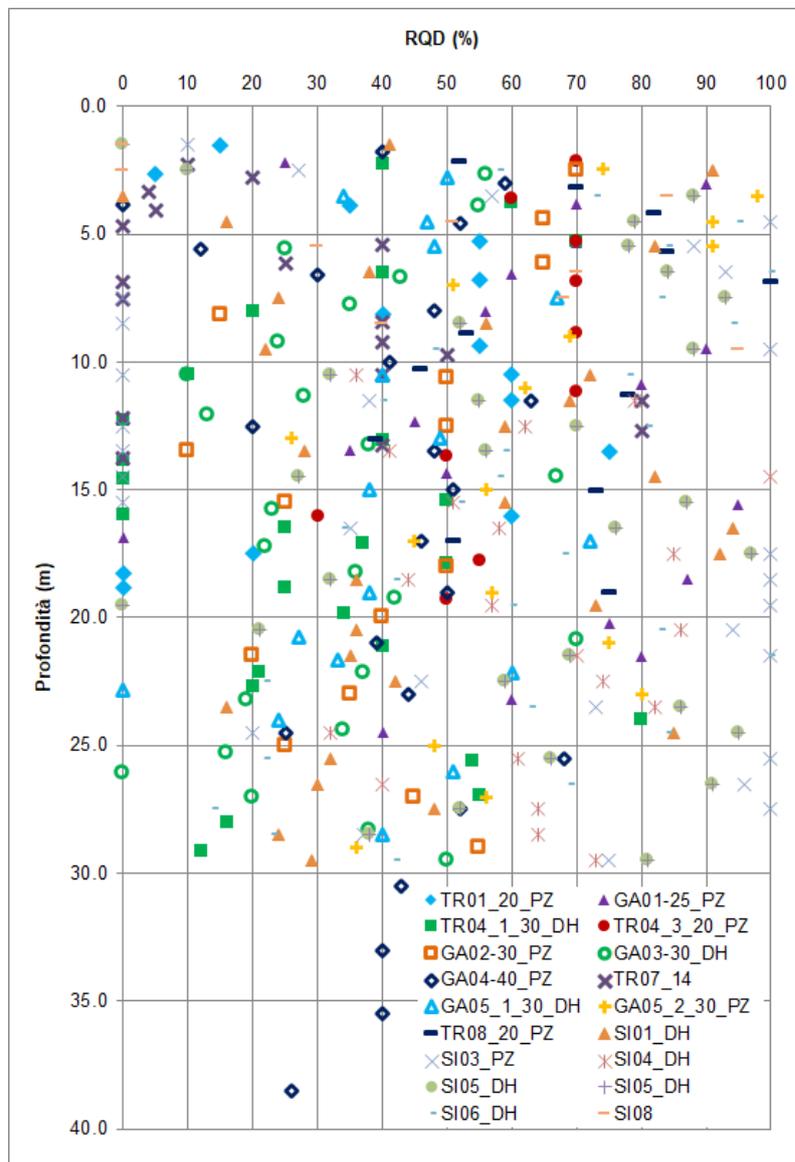


Figura 8-14: valori di RQD estratti dai sondaggi.

8.4.2.2 Spaziatura media

I valori di spaziatura media sono stati determinati sulla base del rilievo geomeccanico eseguito osservando il materiale in cassetta dei sondaggi, per ogni metro di carota estratta e riportati nel Report delle indagini geognostiche e prove in situ sondaggi (Doc. [23]). A titolo di esempio in Figura 8-15 si riporta il rilievo geomeccanico con indicati i valori di spaziatura media relativi alla prima cassetta del sondaggio TR01_20_PZ.

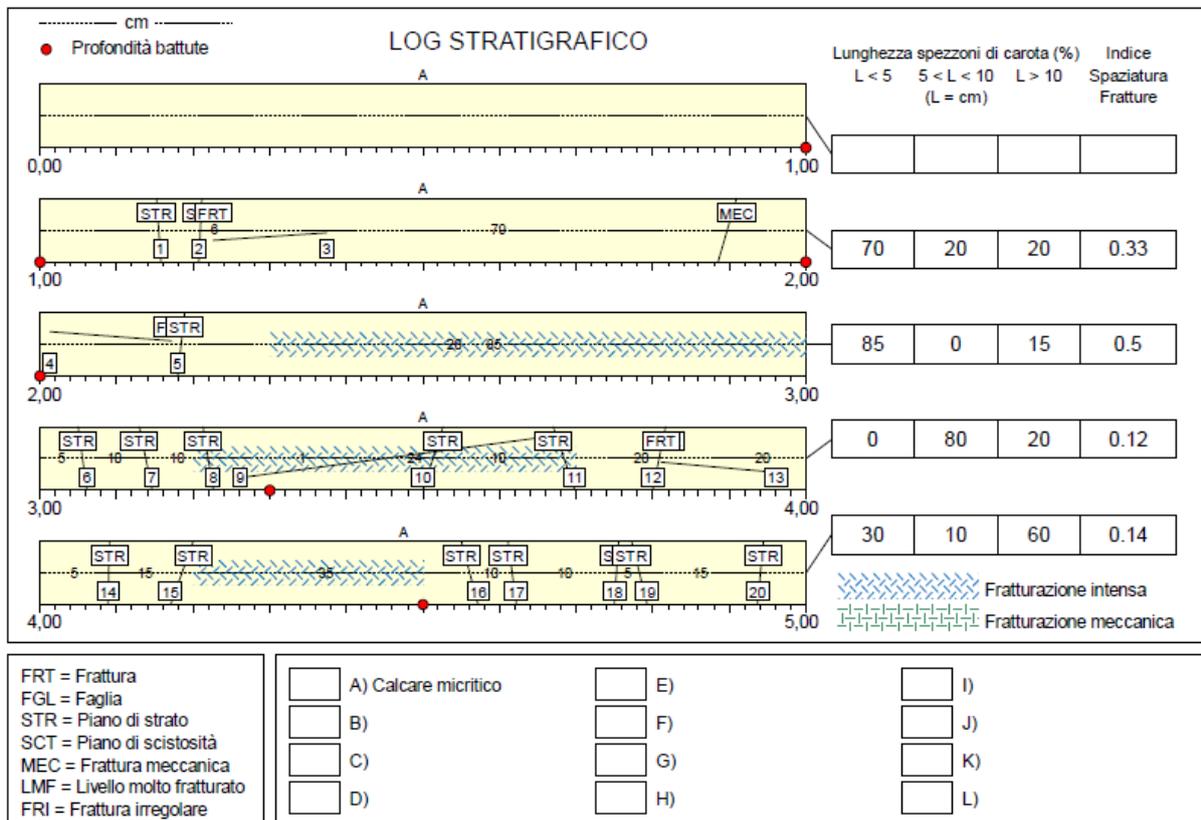


Figura 8-15: rilievo geomeccanico con valori di spaziatura media dei primi 5 m del sondaggio TR01_20_PZ (Doc. [23]).

A partire quindi da questi valori di spaziatura, per gli stessi intervalli di profondità in cui è disponibile il valore di RQD, è stato ricavato il valore medio dell'indice I_3 riportato in Figura 8-16.

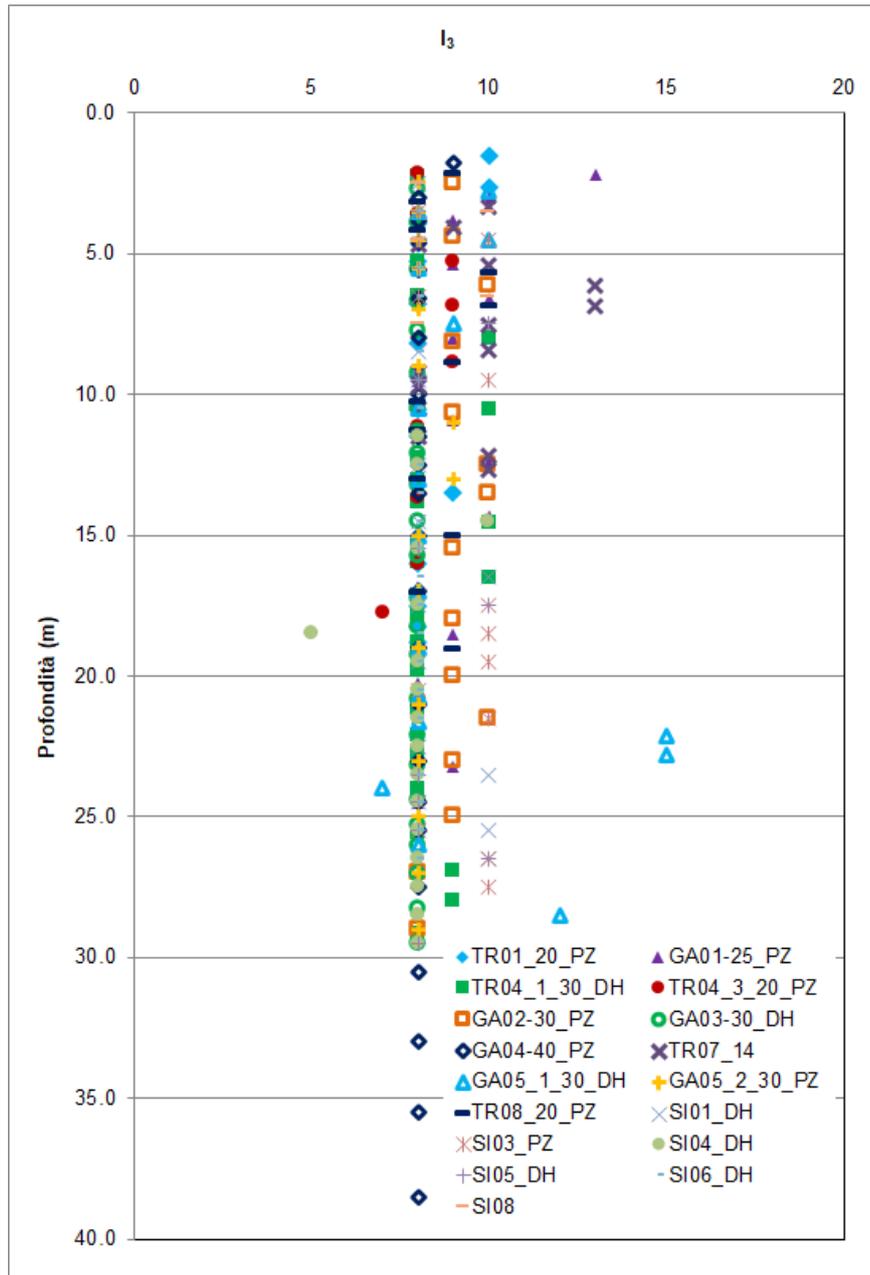


Figura 8-16: valori di I_3 .

8.4.2.3 Condizione delle Discontinuità

Il rilievo geomeccanico in cassetta comprende una descrizione della discontinuità, come riscontrabile ad esempio dalla scheda riportata in Figura 8-17 riferita alla prima cassetta del sondaggio TR01_20_PZ, riportata nel Report delle indagini geonostiche e prove in situ sondaggi (Doc. [23]).

RILIEVO GEOMECCANICO

Cassetta n° 1

QUALITA' DELLA ROCCIA

Profondità metri	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	Profondità metri	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	Profondità metri	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %
0,00 ÷ 1,00	100			2,00 ÷ 3,30	100	5	5				
1,00 ÷ 2,00	100	15	15	3,30 ÷ 4,50	100	35	35				

DESCRIZIONE DELLE DISCONTINUITA'

N°	Profondità metri	Tipo	Inclinazione °	Forma	Rugosità classe JRC	Resistenza Ind. Schmidt	Alterazione	Apertura	Riempimento
1	1,10	STR	3	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
2	1,15	STR	2	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
3	1,16	FRT	87	Ondulata	10		Media	Aperta	Patine ox
4	2,01	FRT	85	Ondulata	10		Intensa	Aperta	Patine ox
5	2,15	STR	6	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
6	3,05	STR	7	Piana			Debole	Aperta	Patine ox
7	3,15	STR	10	Piana			Debole	Aperta	Patine ox
8	3,25	STR	8	Piana			Debole	Aperta	Patine ox
9	3,26	FRT	89	Irregolare	6		Debole	Aperta	Limo + ox
10	3,50	STR	16	Irregolare			Intensa	Aperta	Patine ox
11	3,60	STR	17	Piana			Debole	Aperta	Patine ox
12	3,78	STR	10	Piana			Debole	Aperta	Patine ox
13	3,80	FRT	89	Irregolare	6		Moderata	Aperta	Patine ox
14	4,05	STR	1	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
15	4,20	STR	18	Irregolare			Moderata	Aperta	Patine ox
16	4,55	STR	13	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
17	4,65	STR	7	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
18	4,75	STR	3	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
19	4,80	STR	12	Piana			Moderata	Aperta	Patine ox
20	4,95	STR	5	Piana			Elevata	Aperta	Patine ox

Figura 8-17: rilievo geomeccanico con descrizione delle discontinuità relativo ai primi 5 m del sondaggio TR01_20_PZ (Doc. [23]).

A partire quindi da queste informazioni sono stati ricavati i valori dei 5 parametri che vanno a formare l'indice I_4 relativo appunto alla condizione delle discontinuità. Si precisa che i range di variabilità, riportati in Figura 8-18, sono stati ridistribuiti in modo che il massimo valore ottenibile da assegnare all'indice I_4 fosse 25 (e non 30) in accordo a quanto riportato in Figura 7-2.

Parametro	Misura o descrizione				
	Indice				
Lunghezza discontinuità, (persistenza/continuità) (m)	< 1	1 ÷ 3	3 ÷ 10	10 ÷ 20	> 20
	6	4	2	1	0
Apertura (mm)	0	< 0.1	0.1 ÷ 1	1 ÷ 5	> 5
	6	5	4	1	0
Scabrezza	molto scabra	scabra	scabra	liscia	laminata
	6	5	3	1	0
Spessore riempimento (mm)	assente	riempimento materiale attritivo		riemp. materiale sciolto tenero	
		< 5	> 5	< 5	> 5
	6	4	2	2	0
Alterazione pareti	assente	leggera	moderata	elevata	decomposto
	6	5	3	1	0

Figura 8-18: schema per la valutazione dell'indice parziale I4 condizione delle discontinuità.

Per gli stessi intervalli di profondità in cui è disponibile il valore di RQD, è stato quindi ricavato il valore medio dell'indice I₄ riportato in Figura 8-19.

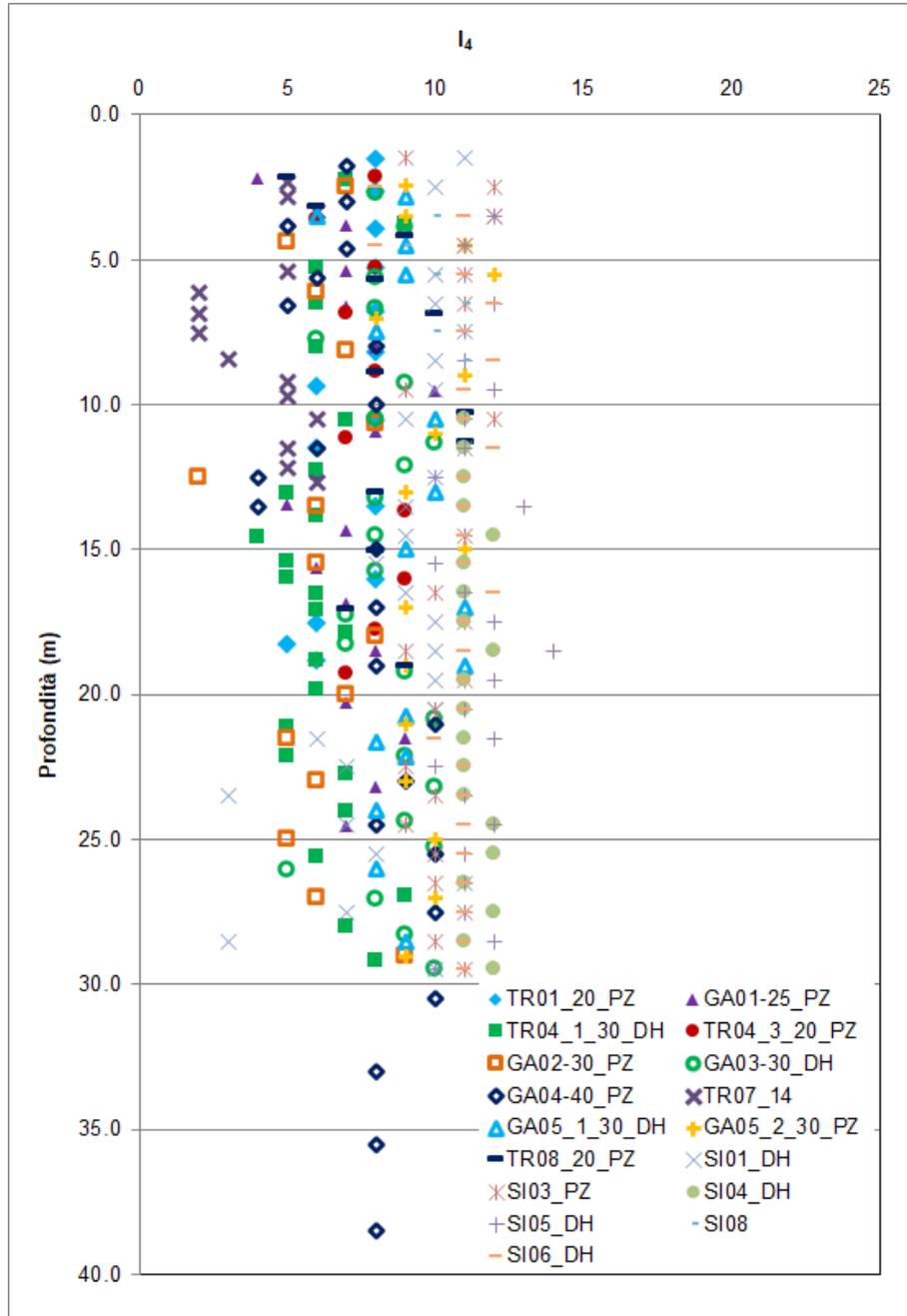


Figura 8-19: valori di I_4 .



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	75 di 115

8.4.2.4 Geological Strength Index (GSI)

Sulla base di quanto fin qui discusso, riferendosi agli indici parziali suggeriti da Hoek (vedi par. 7.3.2), sono stati calcolati i valori di GSI riportati in Figura 8-20. Come è possibile notare i valori di GSI risultano piuttosto variabili tra tutti i sondaggi eseguiti, è stato quindi scelto di suddividere il tracciato in quattro parti con valori omogenei di GSI. In particolare, in Figura 8-21 sono riportati i valori di GSI caratteristici per la tratta da inizio tracciato a pk 2+250 dove sono state definite le sottounità C1c e C2c in corrispondenza dei sondaggi GA01-25_PZ e TR01_20_PZ.

In Figura 8-22 a) sono riportati i valori di GSI caratteristici per la tratta da pk 2+250 a pk 5+850 dove sono state definite le sottounità C1a e C2b in corrispondenza dei sondaggi GA02-30_PZ, TR04_1_30_DH, GA03-30_DH, GA04-40_PZ, SI01_DH e SI04_DH. Vengono altresì riportati, in Figura 8-22 b), i valori caratteristici di GSI per la tratta interessata dal collettore IN06 in progetto in corrispondenza dei sondaggi SI08 e TR04-3_20_PZ.

In Figura 8-23 sono riportati i valori di GSI caratteristici per la tratta da pk 5+850 a pk 8+100 dove sono state definite le sottounità C1b e C2a in corrispondenza dei sondaggi TR07_14 e SI03_PZ.

In Figura 8-24 sono riportati i valori di GSI caratteristici per la tratta da pk 8+100 a fine tracciato e per il collettore IN09 in progetto dove sono state definite le sottounità C1a e C2b in corrispondenza dei sondaggi GA05_1_30_DH, GA05_2_30_PZ, TR08_20_PZ, SI05_DH e SI06_DH.

Nelle stesse figure sono evidenziati gli intervalli di variabilità di GSI riepilogati anche in Tabella 8-8.

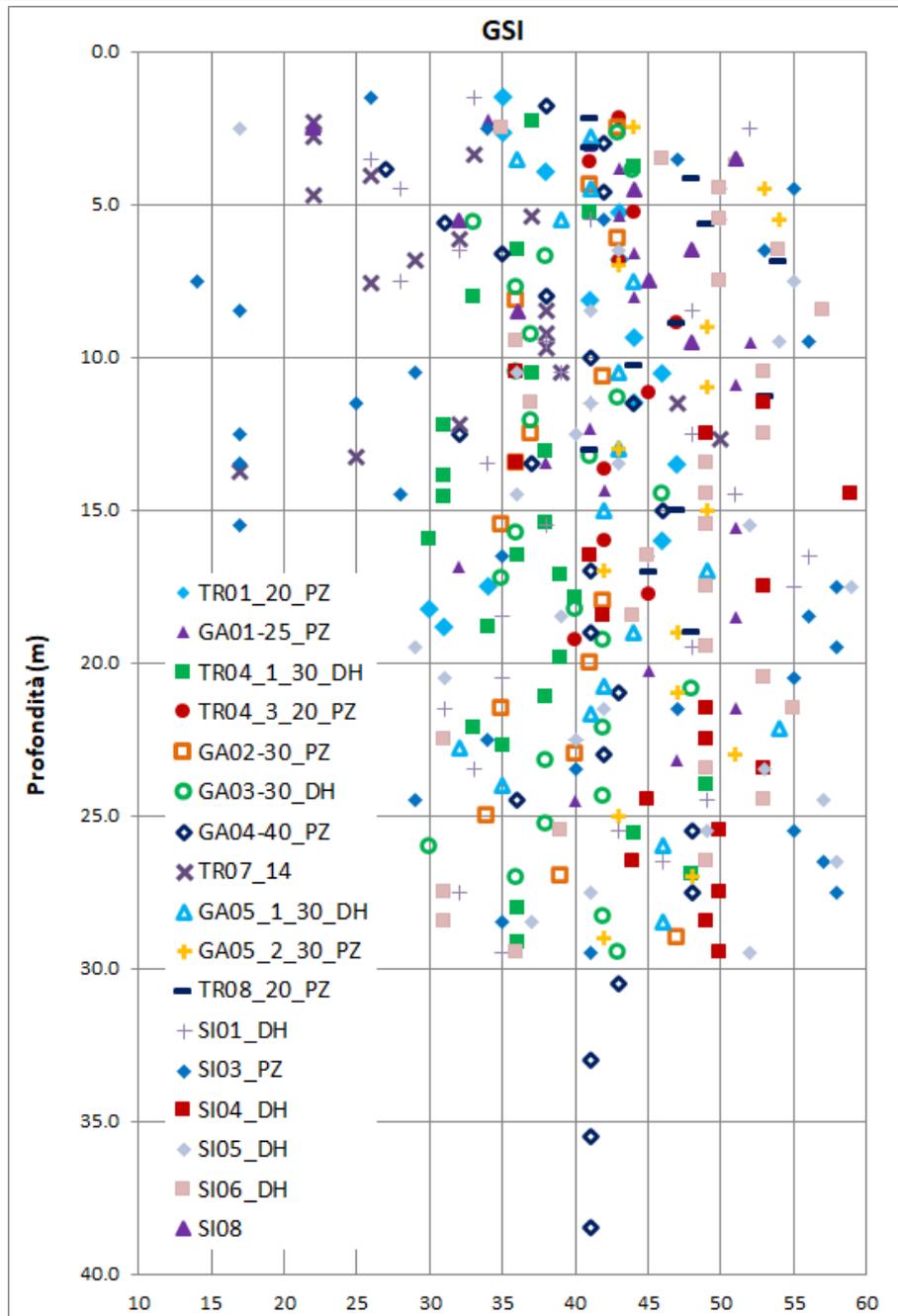


Figura 8-20: valori di GSI utilizzati per la caratterizzazione generale.

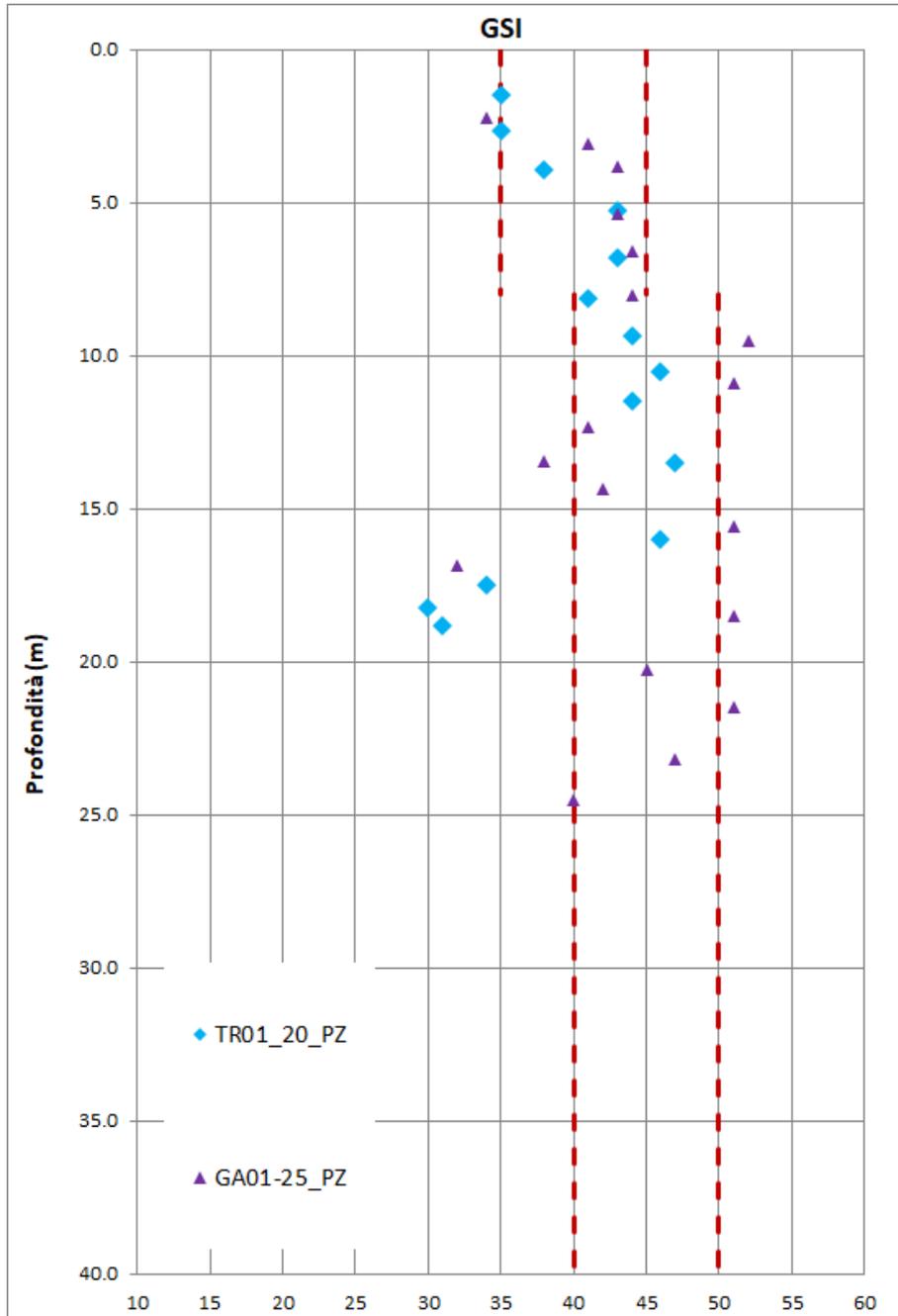
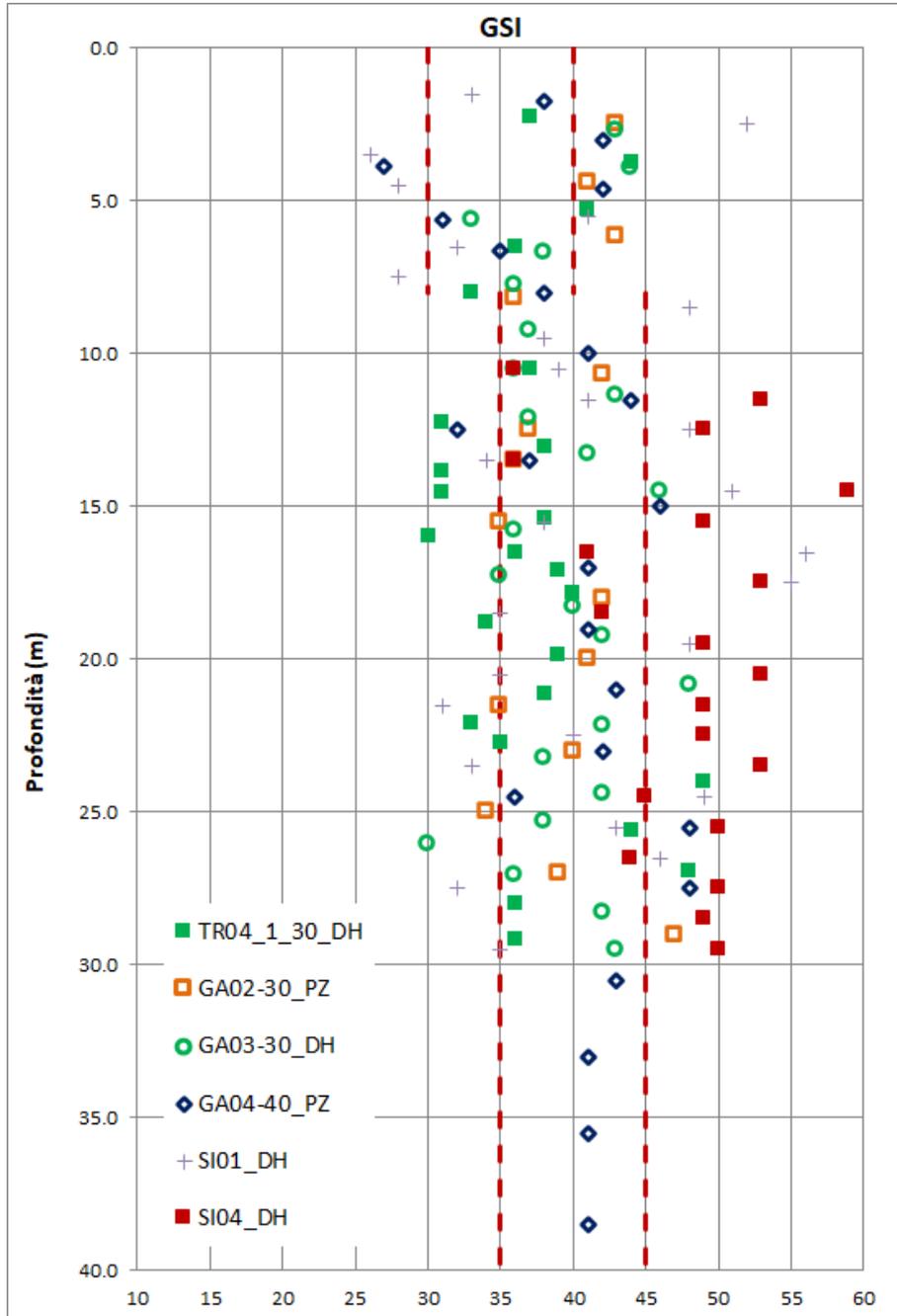
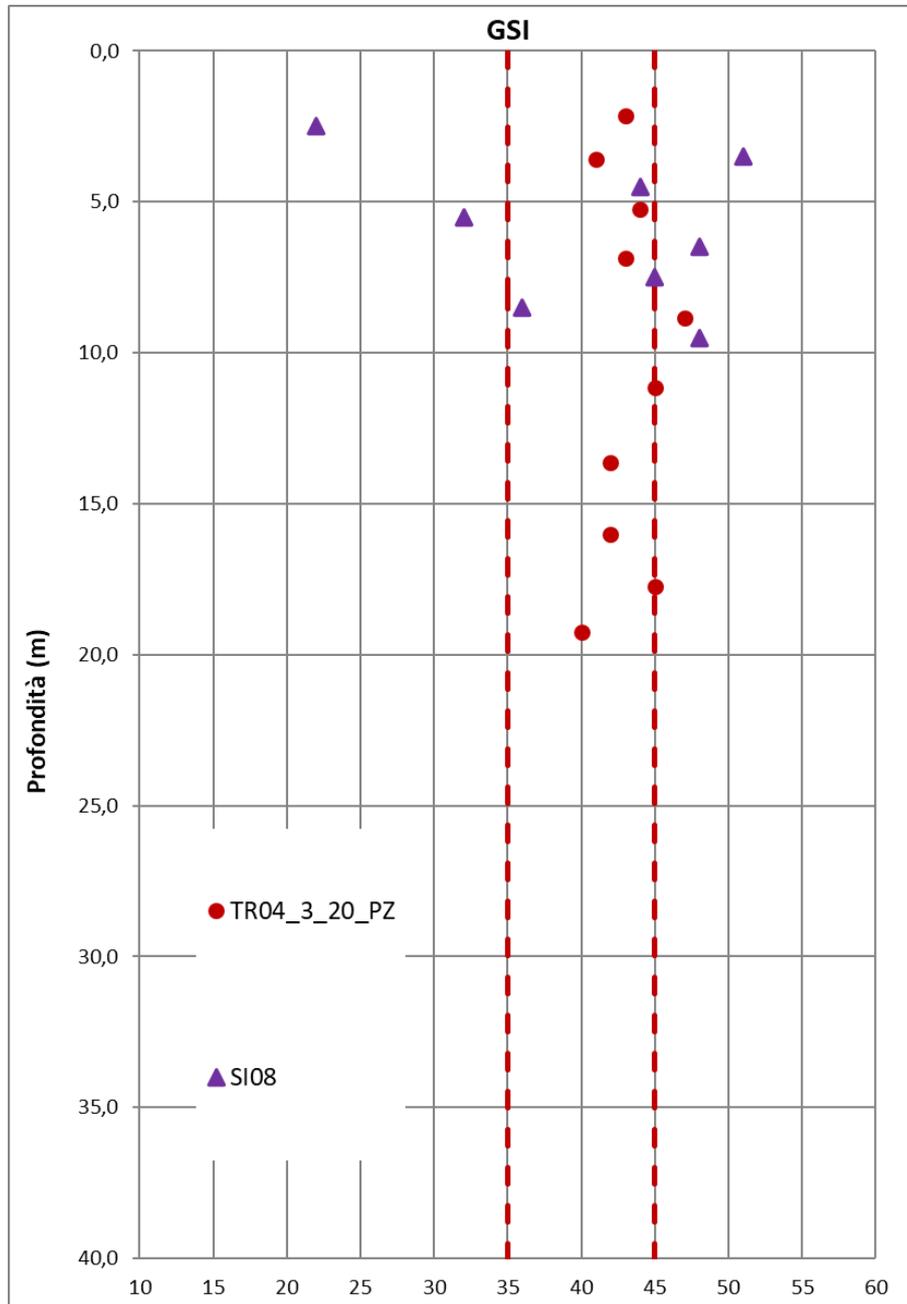


Figura 8-21: valori di GSI utilizzati per la caratterizzazione localizzata in corrispondenza dei sondaggi GA01-25_PZ e TR01_20_PZ (da inizio a pk 2250).



a)



b)

Figura 8-22: a) valori di GSI utilizzati per la caratterizzazione localizzata in corrispondenza dei sondaggi GA02-30_PZ, TR04_1_30_DH, GA03-30_DH, GA04-40_PZ, SI01_DH e SI04_DH (pk da 2250 a 5850); b) valori di GSI utilizzati per la caratterizzazione in corrispondenza dei sondaggi TR04-3_20_PZ e SI08 (collettore IN06 in progetto)

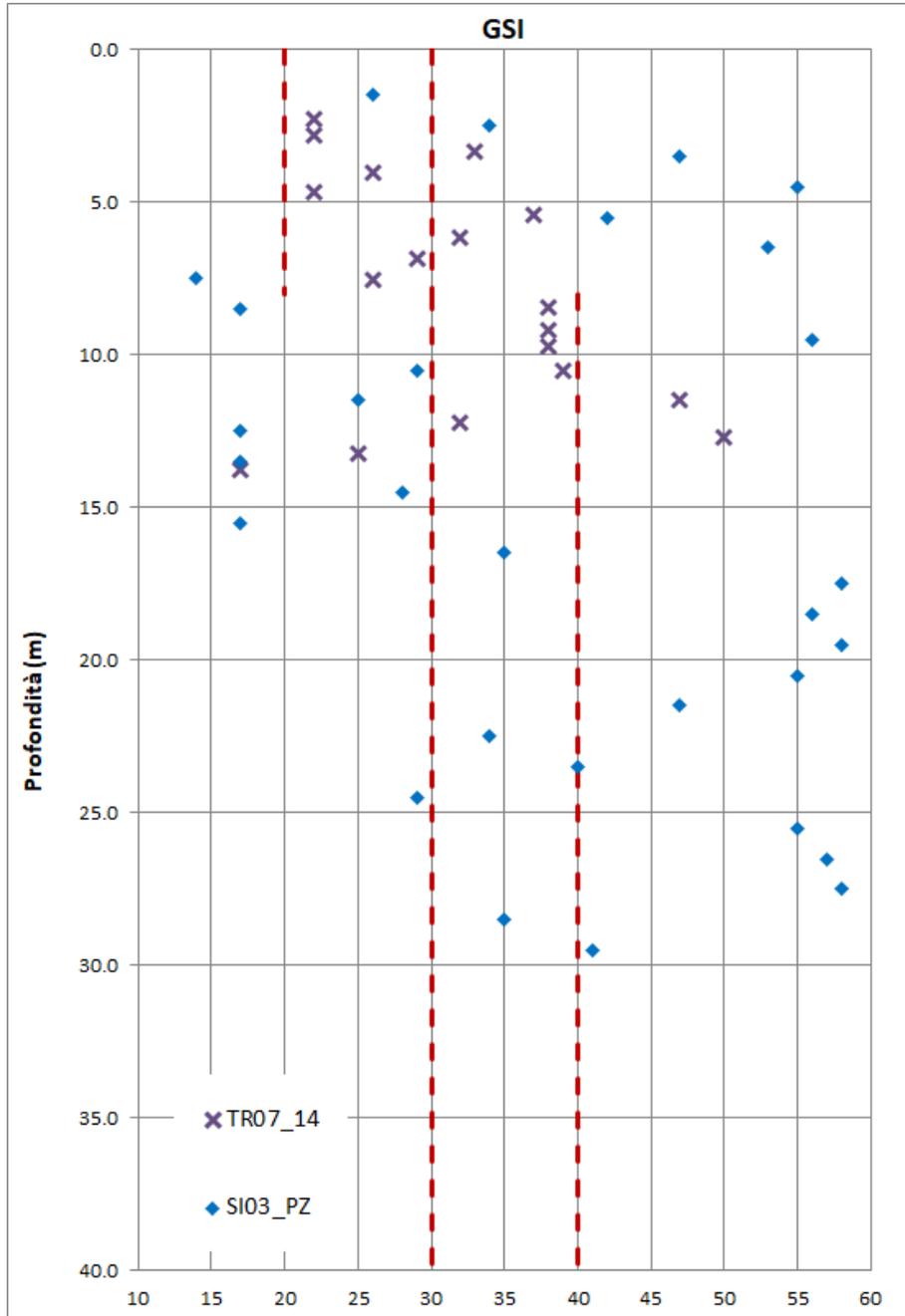


Figura 8-23: valori di GSI utilizzati per la caratterizzazione localizzata in corrispondenza dei sondaggi TR07_14, SI03_PZ (pk da 5850 a 8100).

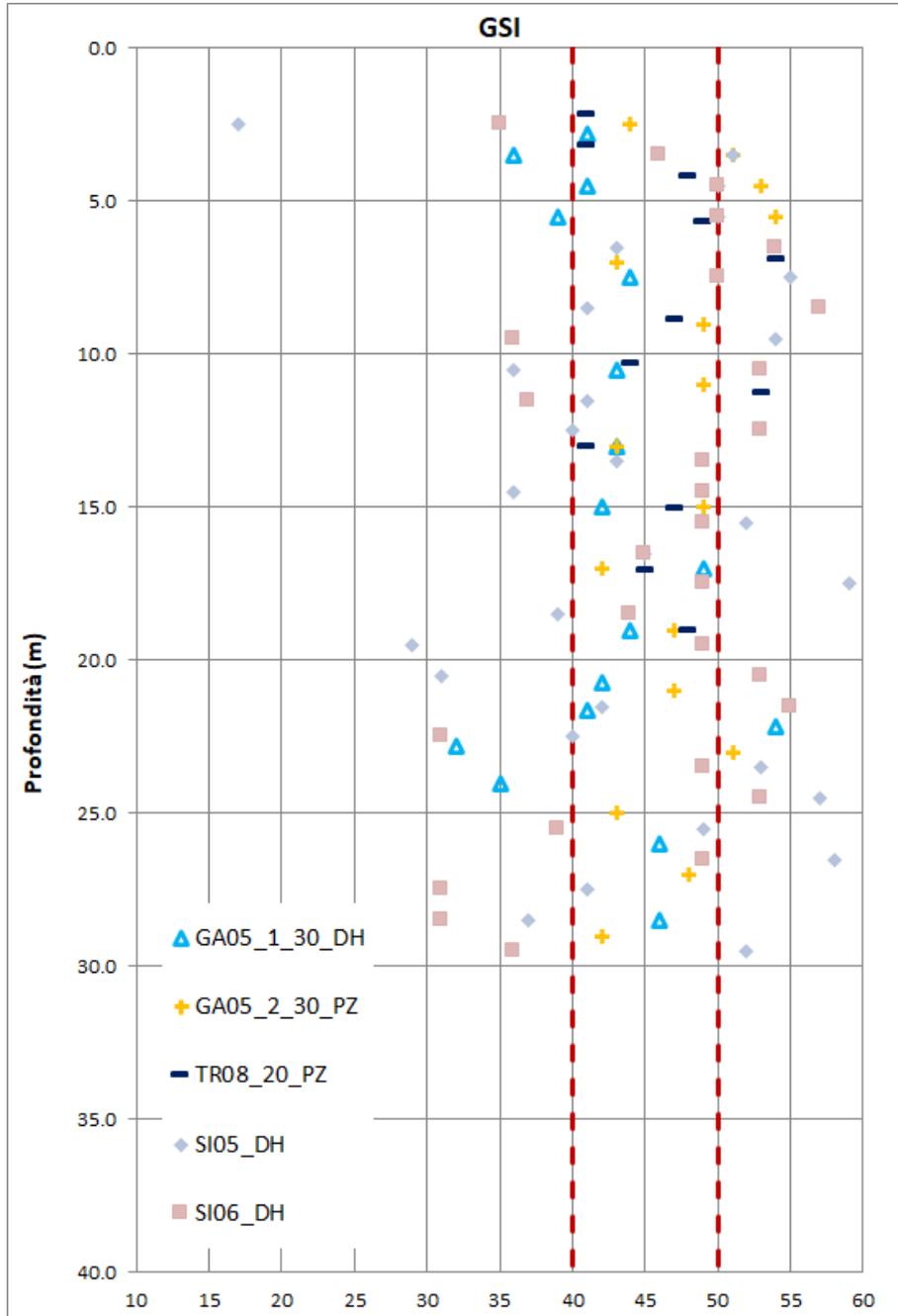


Figura 8-24: valori di GSI utilizzati per la caratterizzazione localizzata in corrispondenza dei sondaggi GA05_1_30_DH, GA05_2_30_PZ, TR08_20_PZ, SI05_DH e SI06_DH (pk da 8100 a fine intervento e per collettore IN09 in progetto).

Tabella 8-8: riepilogo valori di GSI.

GSI			
C1c	C2c	C1a	C2b
$z \leq 8 \text{ m}$	$z > 8 \text{ m}$	$z \leq 8 \text{ m}$	$z > 8 \text{ m}$
35 ÷ 45	40 ÷ 50	30 ÷ 40	35 ÷ 45
Caratterizzazione da inizio a pk 2+250		Caratterizzazione da pk 2+250 a pk 5+850 e per collettore IN06	
C1b	C2a	C1d	C2c
$z \leq 8 \text{ m}$	$z > 8 \text{ m}$	$z \leq 8 \text{ m}$	$z > 8 \text{ m}$
20 ÷ 30	30 ÷ 40	40 ÷ 50	40 ÷ 50
Caratterizzazione da pk 5+850 a pk 8+100 a fine		Caratterizzazione da pk 8+100 a fine e per collettore IN09	

Inoltre, per tenere in conto della possibile presenza di aree con cavità riempite o vuote ma di piccole dimensioni, come evidenziato dalle prove geofisiche (si veda paragrafo 6.2 e doc.[24]), si è deciso di assumere, in questa fase progettuale, in sede di calcolo, i valori minimi degli intervalli sopra riportati.

Come si evince dal profilo geotecnico (da [30] a [36]), il tracciato intercetta delle presunte faglie distensive in prossimità della pk. 3+000 e della pk.5+342 circa. Cautelativamente, nell'intorno delle suddette fasce, si assume un valore del GSI 20-30 per tutta l'altezza di scavo.

8.4.3 Resistenza dell'ammasso roccioso

La caratterizzazione dei Calcari di Bari è stata quindi effettuata sulla base dei parametri di seguito esplicitati:

- $m=9$ (Valore da letteratura. Non è stato tenuto di quanto ricavato dall'interpretazione delle prove di compressione triassiale in quanto ne è derivato un valore di m_i non realistico);
- GSI come da Tabella 8-8;
- Resistenze a compressione monoassiale:

Sottounità C1 ($z \leq 8.0 \text{ m}$)	$\sigma_c = 40 \text{ MPa}$;
Sottounità C2 ($z > 8.0 \text{ m}$)	$\sigma_c = 70 \text{ MPa}$;
- Fattore di disturbo $D=0.7$.

Con tali parametri si è proceduto dunque ad estrapolare i parametri meccanici relativi al criterio di Mohr-Coulomb. L'inviluppo di Mohr-Coulomb è stato effettuato per la sottounità **C1** assumendo un valore massimo di $\sigma_{3\max}$ pari a $\sigma_v'/2 = 96$ kPa, ottenuto considerando una profondità da piano campagna pari a 8.0m.

Per quanto riguarda i calcari più profondi (**C2**), l'inviluppo di Mohr-Coulomb è stato invece effettuato assumendo un valore massimo di $\sigma_{3\max}$ pari a $\sigma_v'/2 = 192$ kPa, ottenuto considerando una profondità da piano campagna pari a 16.0m.

I parametri dell'inviluppo di rottura, stimati come elencato al capitolo 7, sono riportati in Tabella 8-9.

Tabella 8-9: unità C – parametri inviluppo rottura.

	C1a	C1b	C1c	C1d	C2a	C2b	C2c
GSI	30	20	35	40	30	35	40
m_b	0.192	0.111	0.253	0.333	0.192	0.253	0.333
s	3.93E-5	9.22E-6	8.11E-5	1.67E-4	3.93E-5	8.11E-5	1.67E-4
a	0.522	0.544	0.516	0.511	0.522	0.516	0.511
c' (kPa)	44	27	58	76	84	106	139
φ' (°)	48	41	51	53	47	50	52

Nelle figure seguenti si riportano gli inviluppi per tutte le sottounità.

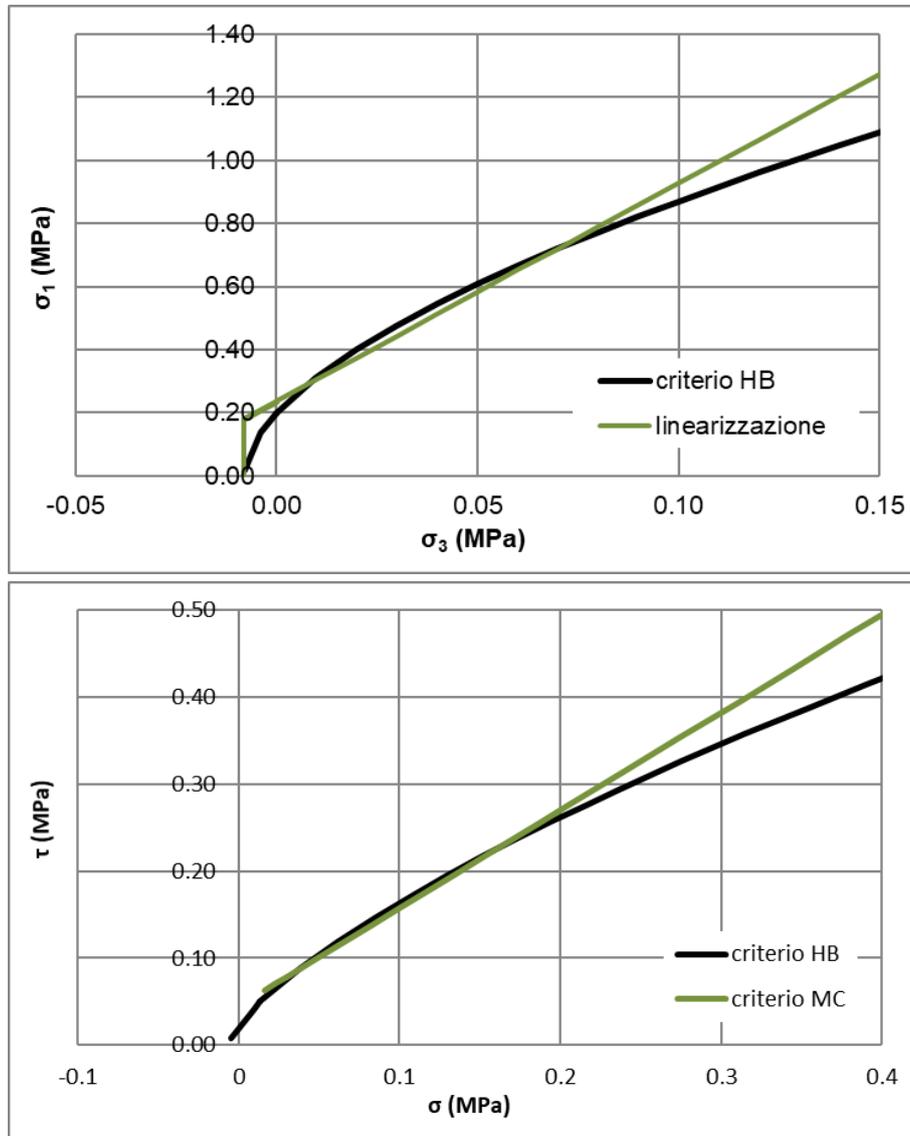


Figura 8-25: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C1a.

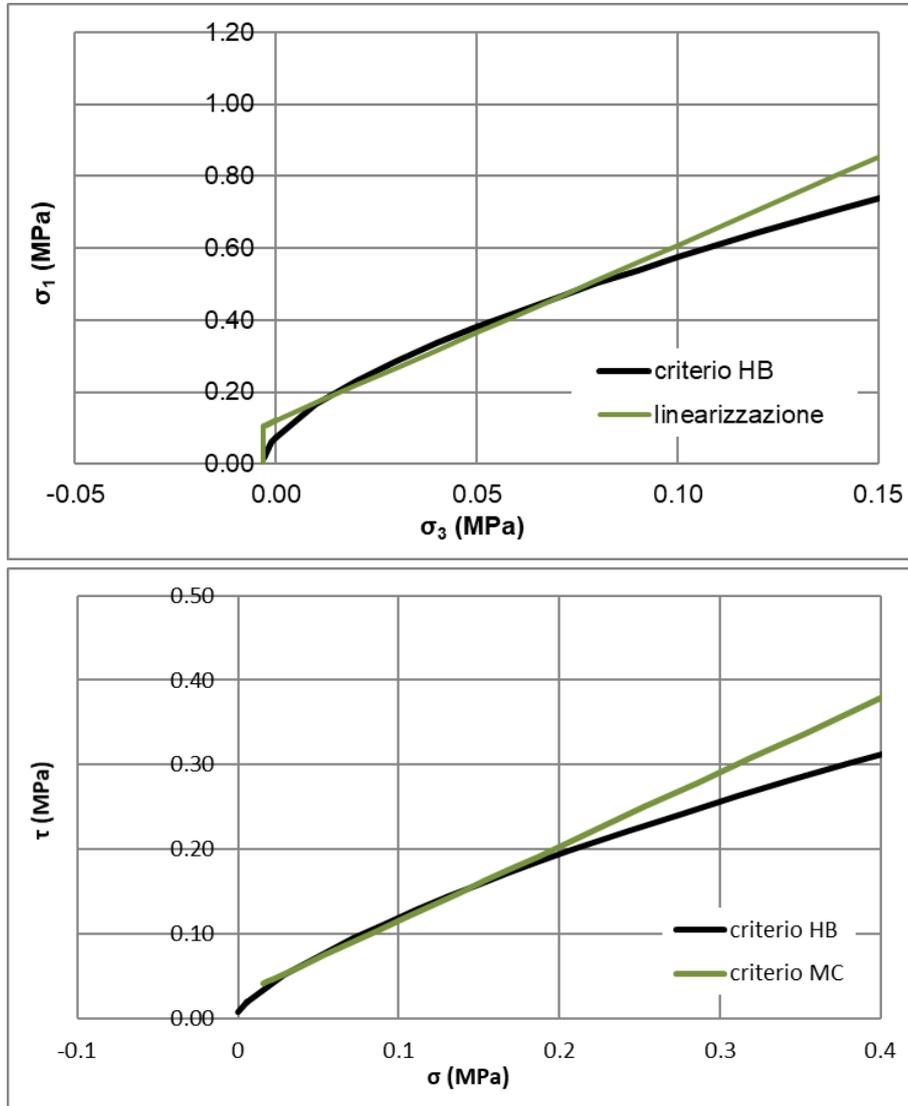


Figura 8-26: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C1b.

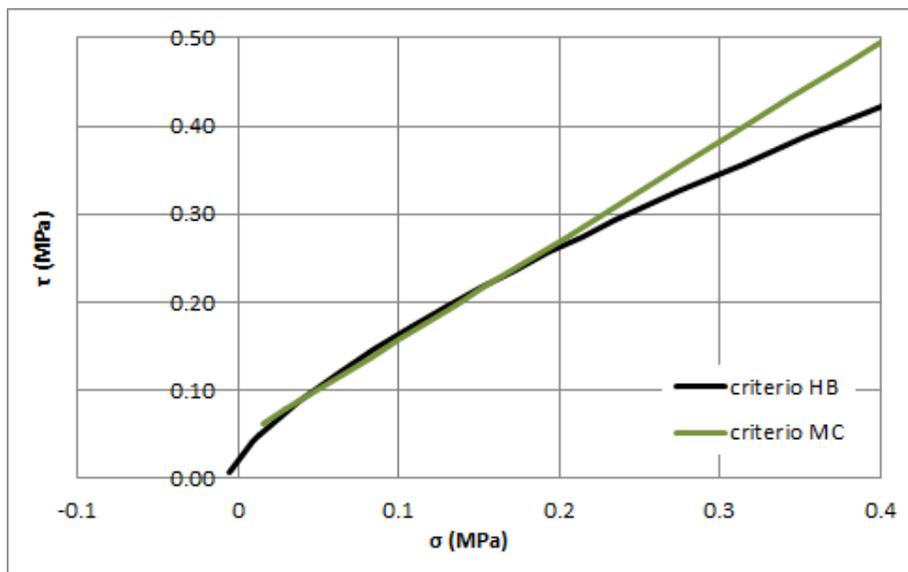
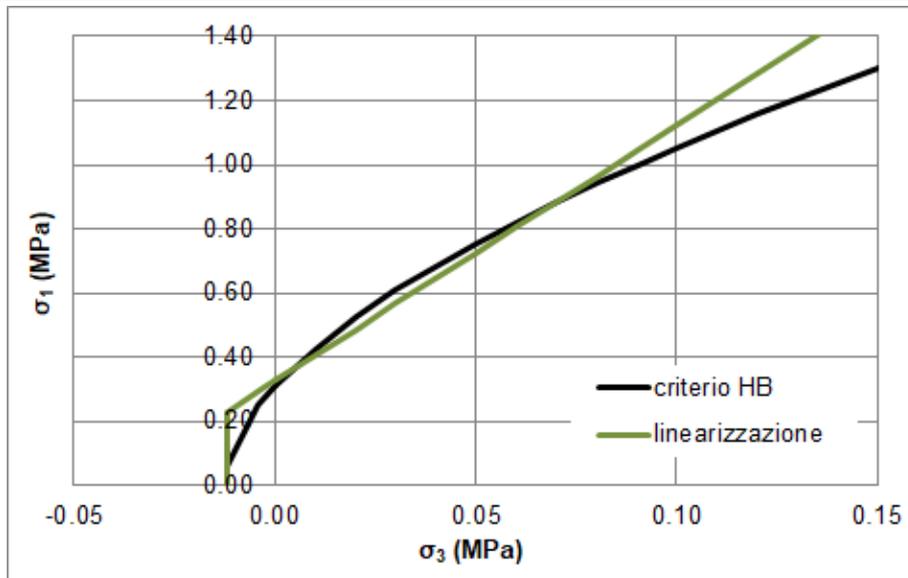


Figura 8-27: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C1c.

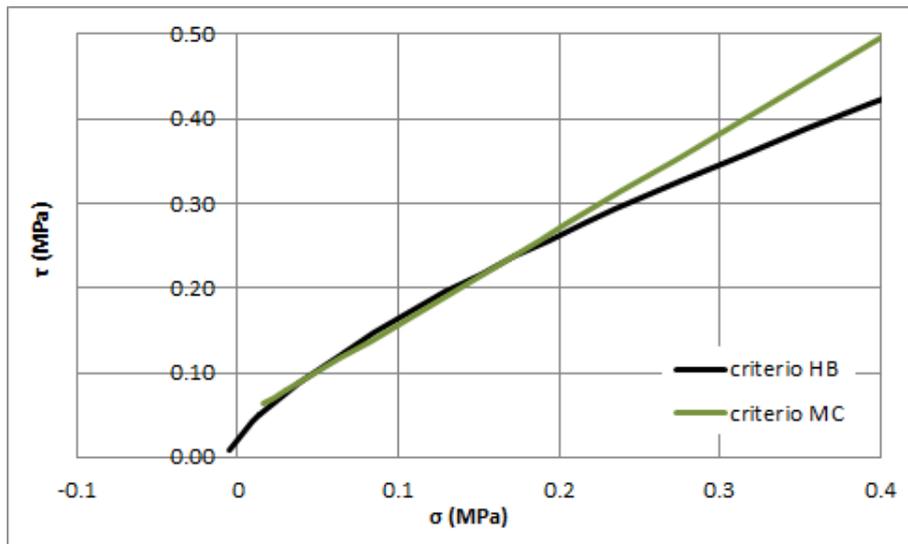
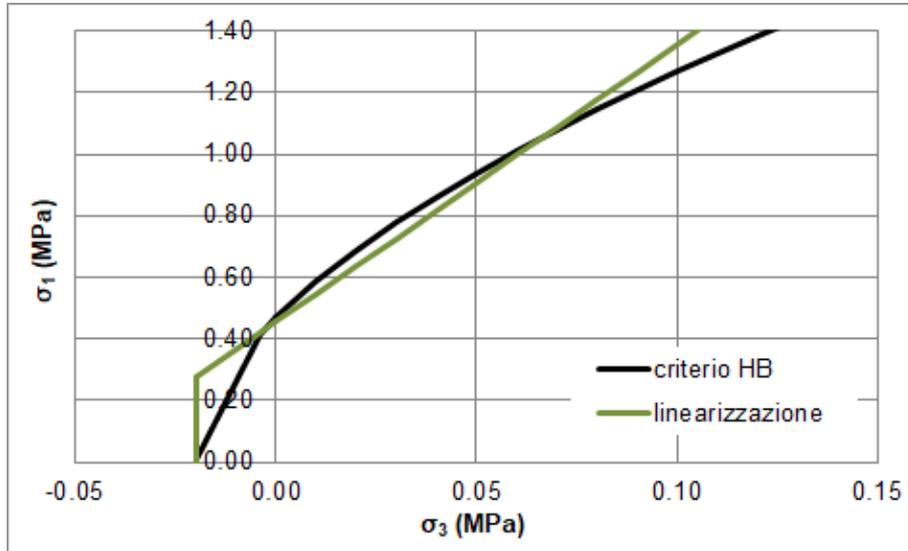


Figura 8-28: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C1d.

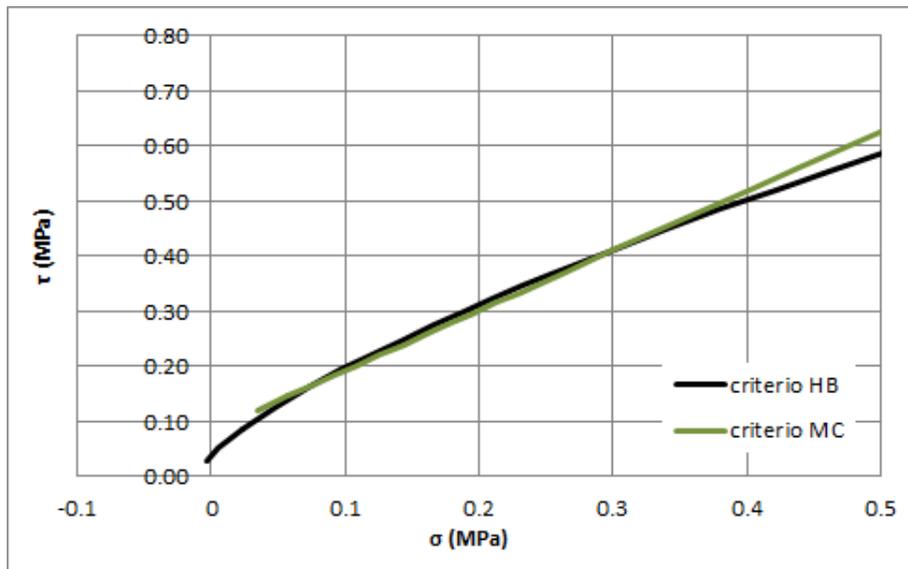
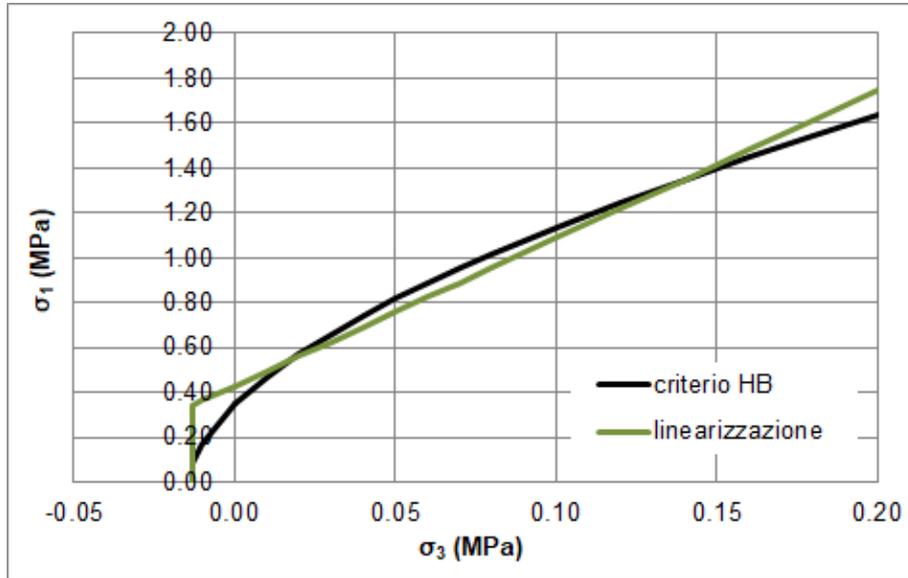


Figura 8-29: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C2a.

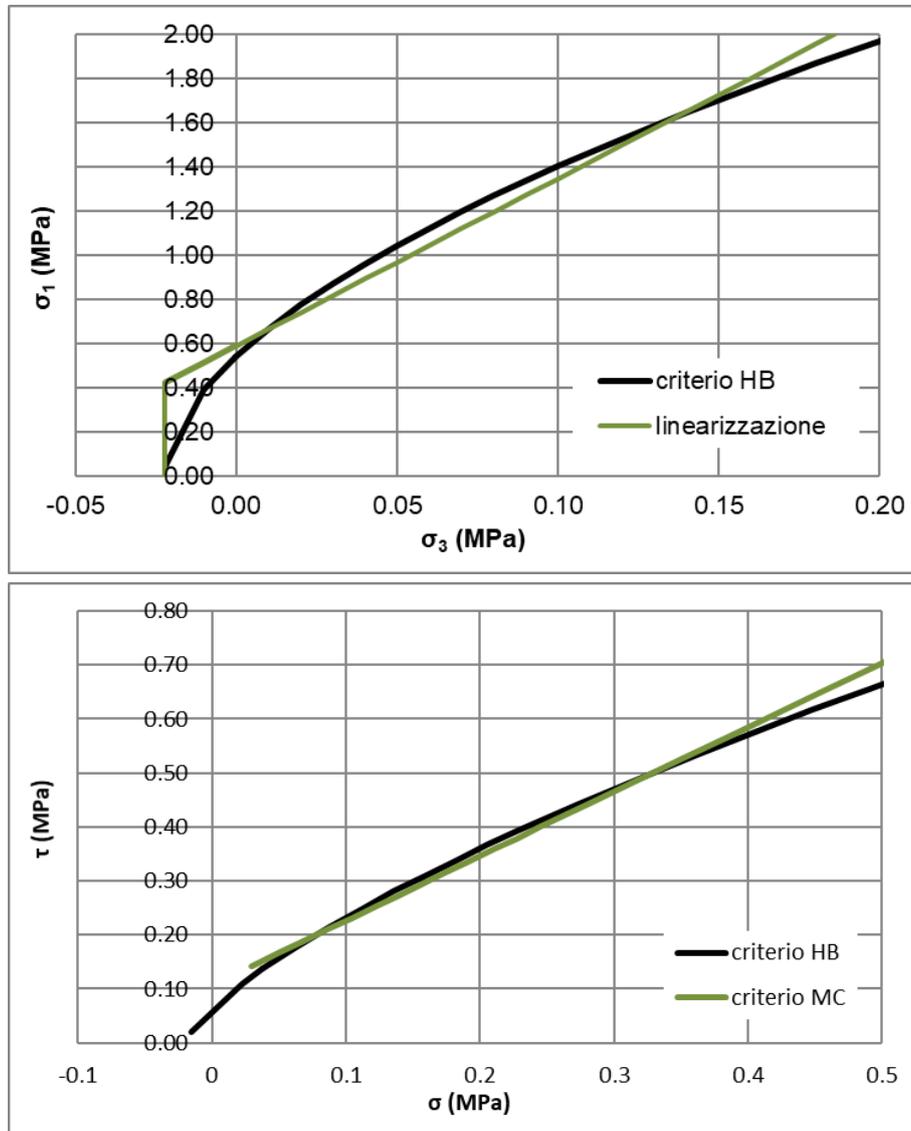


Figura 8-30: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C2b.

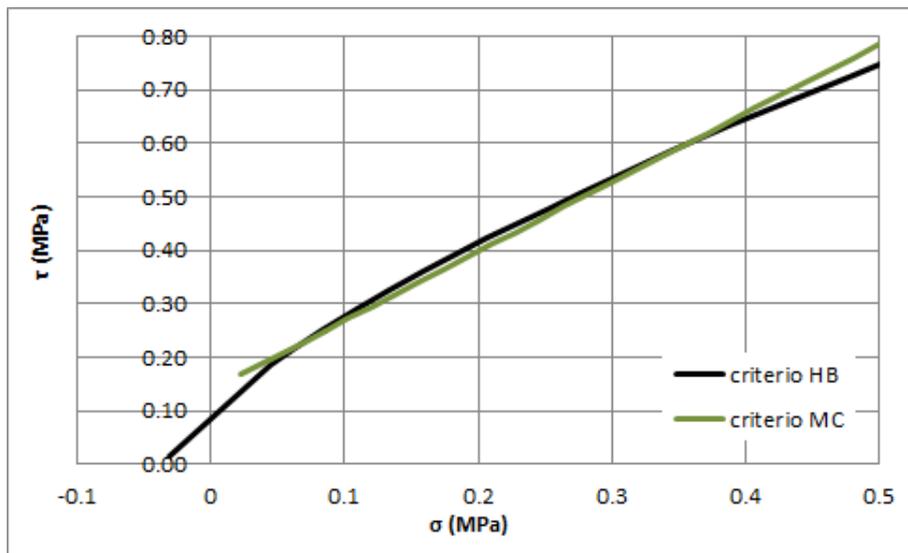
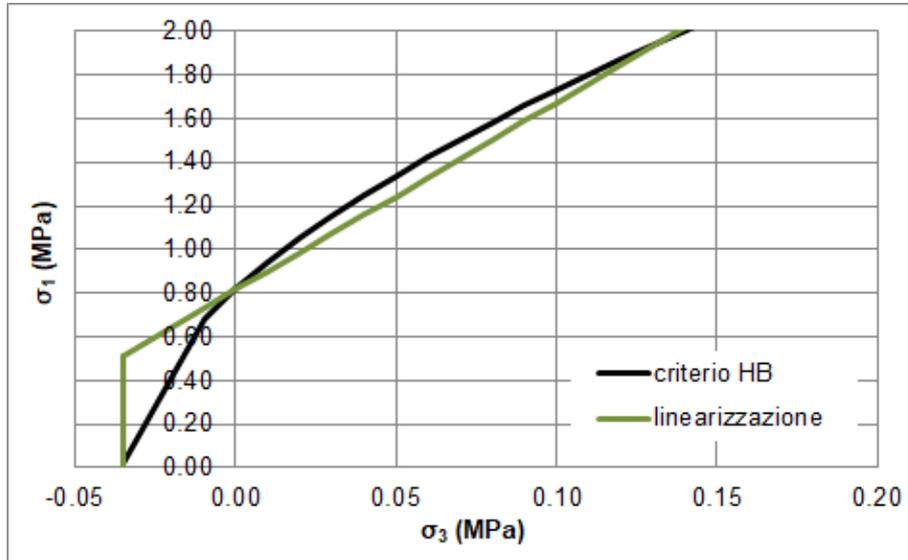


Figura 8-31: criterio di rottura Hoek-Brown e involucro di Mohr-Coulomb per la sottounità C2c.

Facendo riferimento a quanto indicato in Figura 8-32 dove si riporta la variabilità tipica dei parametri di resistenza determinati in Italia per i calcari, si ritiene opportuno considerare per l'unità C un valore massimo dell'angolo di attrito pari a 43° (Tabella 8-10).

	c (MPa)	N	φ (°)
Marne - Argilliti	4÷16	3.2÷3.7	32÷35
Arenarie	12÷36	4.2÷6.0	38÷46
Filladi	9÷23	3.4÷3.8	33÷36
Calcari	13÷40	4.2÷5.8	38÷45
Gneiss	30÷37	4.2÷5.3	38÷43
Graniti	18÷50	4.2÷8.4	38÷52

Figura 8-32: Parametri di resistenza determinati in Italia su vari tipi di rocce.

Tabella 8-10: unità C – esempio di parametri di progetto.

	C1a	C1b	C1c	C1d	C2a	C2b	C2c
GSI	30	20	35	40	30	35	40
m_b	0.192	0.111	0.253	0.333	0.192	0.253	0.333
s	3.93E-5	9.22E-6	8.11E-5	1.67E-4	3.93E-5	8.11E-5	1.67E-4
a	0.522	0.544	0.516	0.511	0.522	0.516	0.511
c' (kPa)	40	20	50	70	80	100	130
φ' (°)	43	41	43	43	43	43	43

È opportuno evidenziare che i parametri di resistenza qui indicati vanno intesi come derivanti da una caratterizzazione generale dell'ammasso nelle condizioni geostatiche; i valori operativi andranno calibrati in relazione ai livelli di tensione previsti allo stato di progetto. Per cui i valori utilizzati effettivamente nei calcoli geotecnici, tarati sulla scala del problema esaminato, saranno riportati di volta in volta negli elaborati appositi.

8.4.4 Caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso

Per la valutazione della deformabilità dell'ammasso roccioso si è fatto riferimento ai valori dei moduli derivanti dalle prove dilatometriche ottenuti durante il secondo ciclo di carico nonché ai valori ricavati applicando la formula di Hoek e Diederichs (2006), a partire dai moduli di Young della roccia intatta (E_i) e dai valori di GSI determinati ai paragrafi precedenti.

Dalle prove monoassiali, si definisce il modulo di deformabilità della roccia intatta (E_i); in particolare, come si evince dalla Figura 8-33, si considerano:

- Sottounità C1 ($z \leq 8.0$ m) $E_i = 25$ GPa;
- Sottounità C2 ($z > 8.0$ m) $E_i = 50$ GPa;

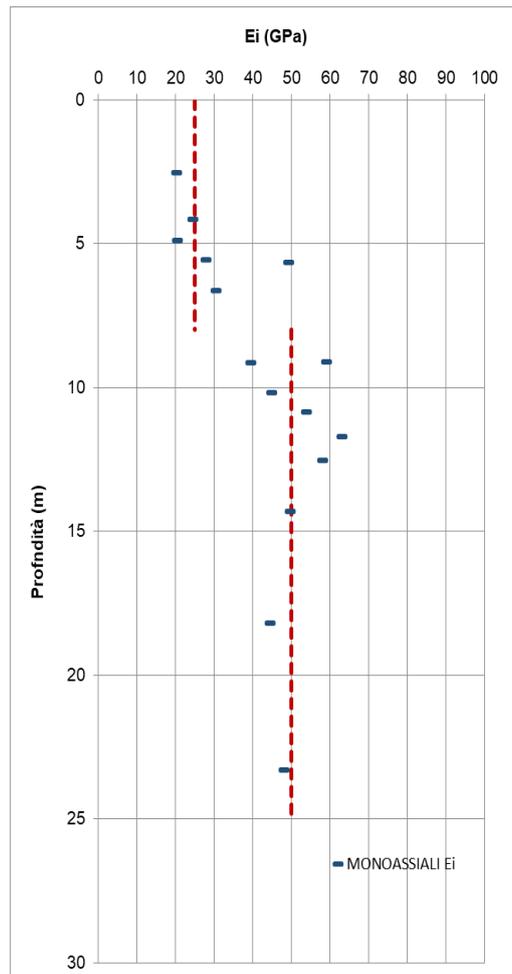


Figura 8-33: modulo di Young della roccia intatta.

Nella tabella seguente si riporta il modulo operativo (E_{rm}) ottenuto attraverso la formulazione di Hoek e Diederichs (2006), a partire dai suddetti valori del modulo E_i e dai valori del GSI riscontrati per le diverse unità:

Tabella 8-11: Valori del modulo operativo E_{rm} .

	C1a	C1b	C1c	C1d	C2a	C2b	C2c
E_i (GPa)	25				50		
GSI	30	20	35	40	30	35	40
E_{rm} (MPa)	899	663	1120	1456	1798	2240	2912

Di seguito si riporta, invece, il modulo operativo (E_{rm}) ottenuto tramite prove dilatometriche:

Tabella 8-12: Valori del modulo operativo E_{rm} da prove dilatometriche.

Sondaggio	z (m)	E_{rm} (MPa)
TR_01_20_PZ	4,0	266
GA01_25_PZ	7,5	357
TR04_30_DH	8,5	127
GA02_30_PZ	8,0	753
GA03_30_DH	8,0	1102
GA04_40_PZ	11,5	1122
TR07_14	8,0	943
GA05_01_30_DH	9,0	1968
	16,0	1432
GA05_02_30_PZ	6,0	1417
	12,0	100
TR_08_20_PZ	4,5	428

Come si evince dalle precedenti tabelle, il valore del modulo operativo (E_{rm}) ottenuto da prove dilatometriche generalmente risulta inferiore rispetto a quello stimato tramite la formulazione di Hoek e Diederichs (2006).

Per tale motivo, per le sottounità individuate nei paragrafi precedenti, si adottano cautelativamente i seguenti moduli operativi:

Tabella 8-13: Valori del modulo operativo Erm adottati.

	C1a	C1b	C1c	C1d	C2a	C2b	C2c
GSI	30	20	35	40	30	35	40
Erm (MPa)	400	300	500	800	1000	1200	1800

8.4.5 Permeabilità

In merito alle caratteristiche di permeabilità, la relazione geologica (doc. [27]) evidenzia che la permeabilità della formazione del Calcarea di Bari calcolata nei sondaggi realizzati nel presente progetto è risultata compresa tra $2.6E-7$ e $8.4E-5$ m/s (Tabella 8-14); tali valori sono tuttavia più bassi di quelli riportati sulla Carta Idrogeologica della Regione Puglia. Le prove di permeabilità in foro hanno infatti carattere puntuale e sono rappresentative soltanto di uno spessore limitato di ammasso roccioso; la presenza di numerose fratture e di cavità carsiche porta ad attribuire al Calcarea di Bari valori di permeabilità complessivamente più alti di quelli ottenuti con le prove Lugeon, ipotizzando valori di coefficiente di permeabilità variabili da 10^{-6} a 10^{-4} m/s.

Tabella 8-14: prove Lugeon.

Sondaggio	Profondità di prova	Permeabilità	
	m da p.c.	m/s	
GA01	5,50-7,00		
	10,00-11,50	7,97E-07	
GA02	3,50-5,30	4,00E-06	8,40E-05
	7,00-9,30	3,20E-06	1,30E-05
	12,00-13,00	1,50E-05	
GA03	4,00-6,00		
	10,00-11,00	3,50E-06	
	15,00-16,00	9,10E-06	
GA04	4,00-6,00		
	11,00-13,00	1,30E-05	
	21,00-22,00	3,60E-06	

GA05_1	10,00-14,00	2,70E-06	
	18,00-21,50	2,80E-06	
GA05_2	3,00-6,00	9,90E-07	
	6,00-9,00	3,20E-06	
TR01	6,00-7,60	2,60E-07	5,20E-06
	13,00-16,00		
TR04_1	6,00-7,00		
	12,00-13,50		
TR07	5,00-6,00	8,00E-06	1,10E-05
	13,00-16,00	3,30E-06	9,70E-06
TR08	4,60-6,00	4,30E-07	1,10E-06
	12,00-16,00	1,10E-06	
SI06	7,50-9,00	1,30E-07	8,20E-08

In Figura 8-34 è riportato il confronto con tipici valori di permeabilità per ammassi rocciosi suggeriti da Brace (1980).

AMMASSI ROCCIOSI

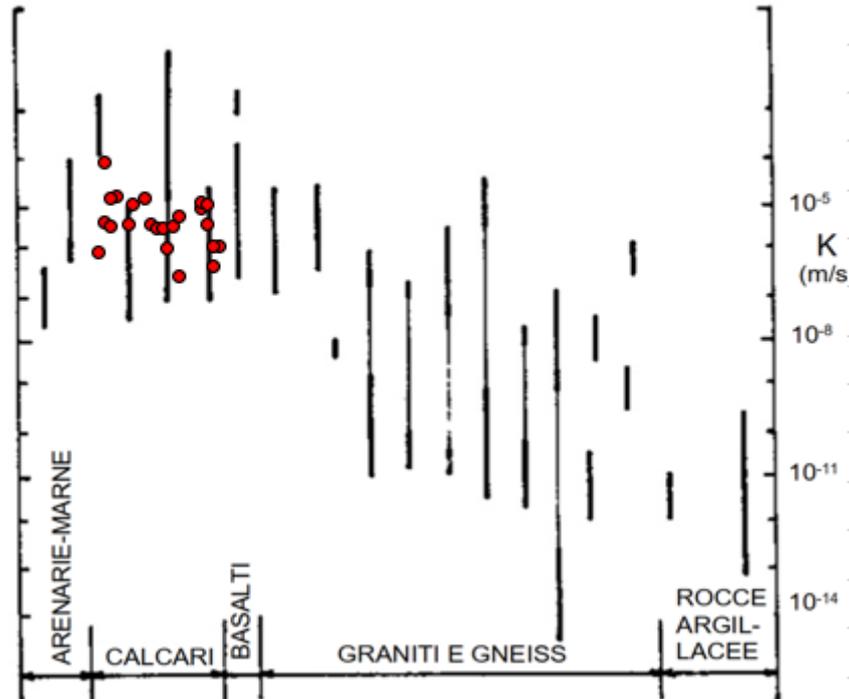


Figura 8-34: valori di riferimento della permeabilità per ammassi rocciosi (Brace, 1980) e confronto con dati misurati dalle prove in foro *Lugeon* (in rosso).

Per cui in accordo con quanto riportato nella relazione geologica (doc. [27]) per i calcari si assume una permeabilità pari a 10^{-6} a 10^{-4} m/s.

9 ANALISI DEI DATI DELLE STAZIONI GEOMECCANICHE

Per una porzione localizzata del tracciato, ubicata all'incirca tra la pk 7+300 e la pk 7+400, sono disponibili, come da Doc. [25] ("schede di rilevamento degli stop geologici e geomeccanici") alcuni rilevamenti geomeccanici sui calcari, in particolari su quelli in cui ricade la trincea stradale della SS16, ubicata in affiancamento alla nuova linea ferroviaria di progetto. Le posizioni delle stazioni sono illustrate nella figura seguente:

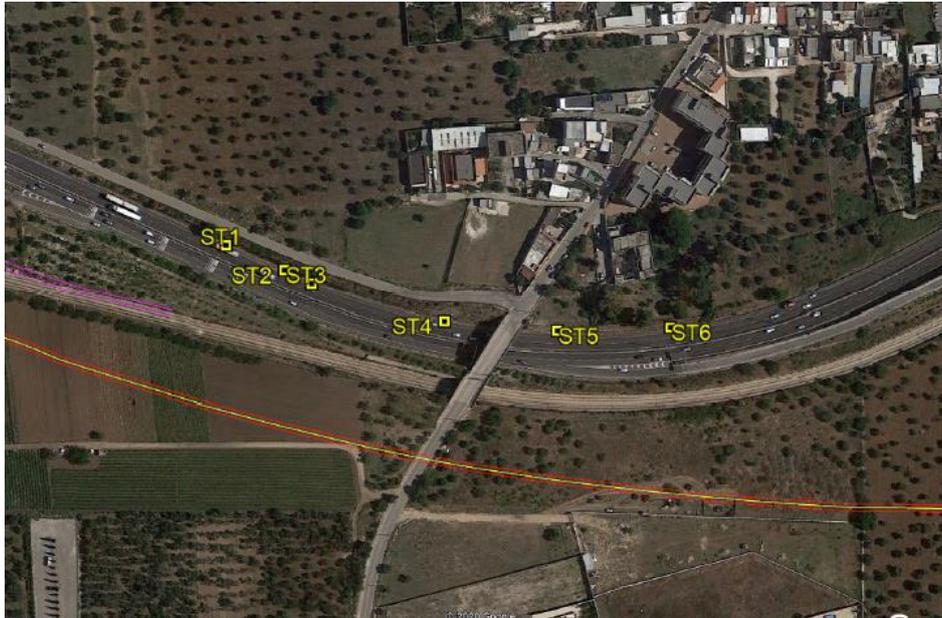


Figura 9-1: inquadramento planimetrico.



Figura 9-2: calcari della trincea stradale della SS16.

Nell'area in esame il progetto prevede lo scavo di trincee provvisorie di altezza pari a circa 16-17 metri, da realizzare nella formazione dei calcari di Bari (unità C), finalizzate alla realizzazione di gallerie artificiali, La sezione alla progressiva 7+350 è stata considerata come rappresentativa per la zona in studio.

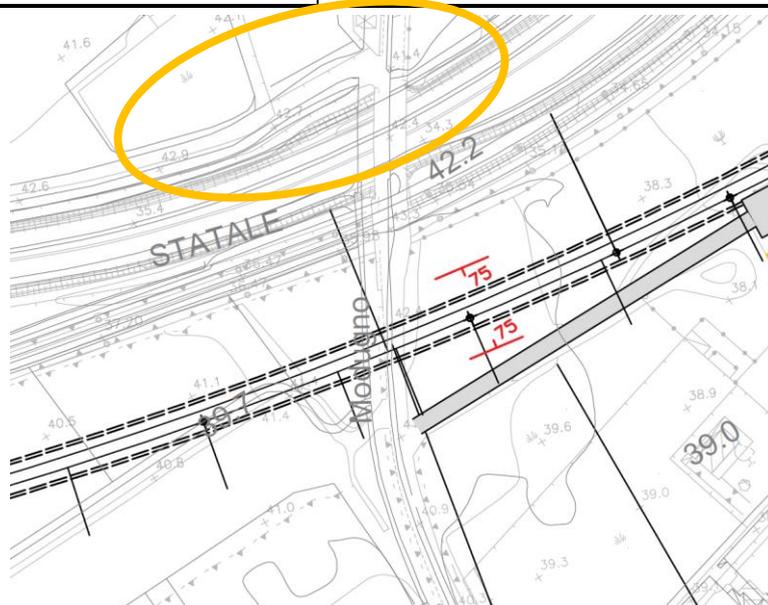


Figura 9-3: in rosso le trincee di progetto con relativa inclinazione; in arancione l'area oggetto di rilievi geomeccanici.

È opportuno evidenziare che per i rilievi geomeccanici denominati ST1 e ST6 non sono state fornite informazioni di dettaglio sulle discontinuità in quanto la condizione dell'ammasso, di elevata alterazione e fratturazione (GSI=25-30), non ha consentito misure significative in tal senso. Per quanto riguarda gli "stop" geomeccanici ST2-3-4-5, invece, sono stati estratti i dati di interesse in quanto riferibili ad una condizione dell'ammasso decisamente migliore (GSI=55).

Il confronto tra le diverse condizioni riscontrate, peraltro nell'ambito di un'area relativamente ristretta del tracciato, manifesta l'importante variabilità che caratterizza lo stato delle rocce in esame, per cui si ritiene opportuno rappresentare fin da ora che, per le fasi progettuali successive, sarà opportuno prevedere lo svolgimento di indagini che coprano in maniera adeguata lo sviluppo del tracciato in progetto.

Lo stato di elevata fratturazione evidenziato da alcuni rilevamenti conduce a ritenere adeguata l'assunzione per l'ammasso roccioso del modello continuo equivalente nello svolgimento delle analisi di stabilità incluse in progetto.

In ogni caso, sulla base dei dati disponibili, è stata valutata, la giacitura delle famiglie di discontinuità in relazione al fronte di scavo previsto in quest'area. A tal fine sono state rappresentate, su reticoli stereografici, le ciclografie delle principali famiglie di discontinuità individuate dai rilievi geomeccanici

(Doc. [25]) e quella dei fronti di scavo. In questa sede verranno effettuate valutazioni sulla base di quanto ad oggi disponibile nella zona indagata.

Nel reticolo stereografico di Figura 9-4 sono inserite tutte le famiglie di discontinuità individuate durante i rilievi geomeccanici (ST2-3-4-5), differenziando i giunti di stratificazione da quelli di fratturazione (vedi Tabella 9-1).

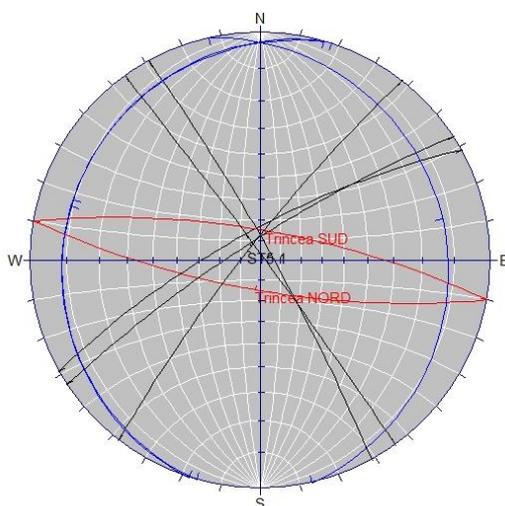


Figura 9-4: reticolo stereografico.

Tabella 9-1: famiglie di discontinuità.

Codice STOP geomeccanico	Inclinazione/immersione	Tipo giunto
ST3 – Famiglia 1	9/288	stratificazione
ST3 – Famiglia 2	84/61	fratturazione
ST3 – Famiglia 3	75/331	fratturazione
ST4 – Famiglia 1A	9/286	stratificazione
ST4 – Famiglia 1B	12/77	stratificazione
ST4 – Famiglia 2	88/54	fratturazione
ST4 – Famiglia 3	80/327	fratturazione
ST5 – Famiglia 3	82/308	fratturazione

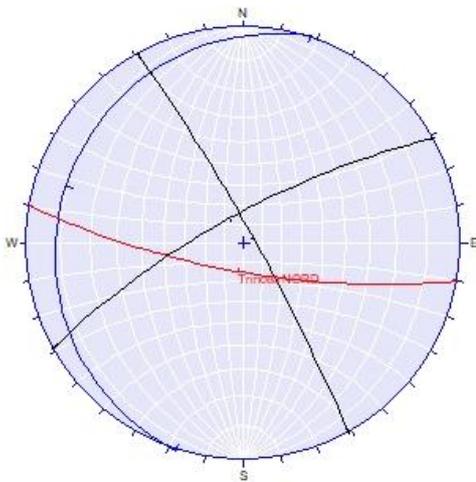
In rosso sono invece indicati i piani relativi ai fronti di scavo previsti per le trincee di progetto; i piani hanno stessa inclinazione ma immersioni opposte (vedi

Tabella 9-2).

Tabella 9-2: piani relativi ai fronti di scavo di progetto.

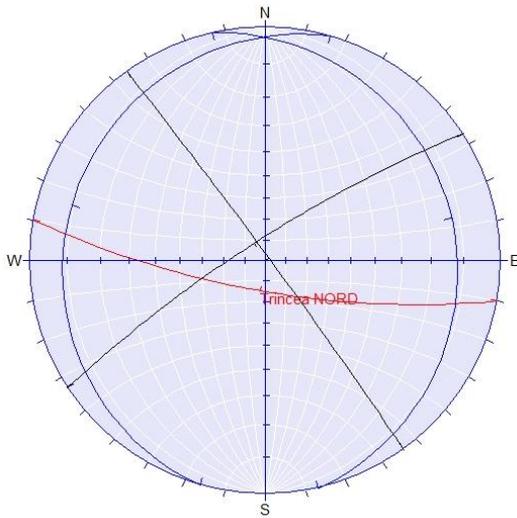
Trincea	Inclinazione/immersione	Tipo giunto
Lato Nord	75/190	Fronte di scavo
Lato Sud	75/10	Fronte di scavo

Per una maggiore chiarezza di visualizzazione grafica e interpretabilità dei dati, i reticoli stereografici sono stati differenziati per valutare le condizioni di ciascuna delle due trincee rispetto agli “stop” più significativi e rappresentativi. Nello specifico, in Figura 9-5 e Figura 9-6, si riportano i piani relativi alla trincea Nord in relazione rispettivamente alle famiglie individuate in ST3 e ST4.



STOP	Inclinazione/immersione	Tipo giunto
Lato Nord	75/190	Fronte di scavo
ST3 – Famiglia 1	9/288	stratificazione
ST3 – Famiglia 2	84/61	fratturazione
ST3 – Famiglia 3	75/331	fratturazione

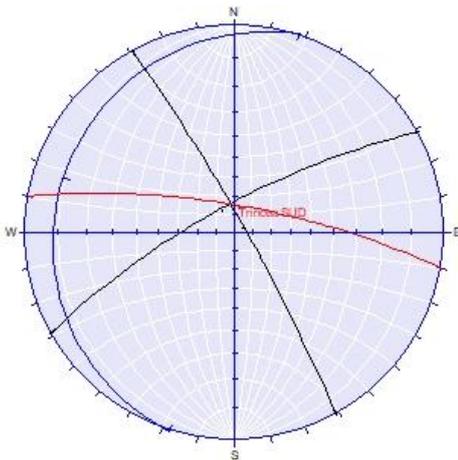
Figura 9-5: piani relativi alla trincea Nord – famiglie ST3.



STOP	Inclinazione/ immersione	Tipo giunto
Lato Nord	75/190	Fronte di scavo
ST4 – Famiglia 1A	9/286	stratificazione
ST4 – Famiglia 1B	12/77	stratificazione
ST4 – Famiglia 2	88/54	fratturazione
ST4 – Famiglia 3	80/327	fratturazione

Figura 9-6: piani relativi alla trincea Nord – famiglie ST4.

In Figura 9-7 e Figura 9-8 si riporta, invece, il confronto tra la trincea Sud e le ST3 e ST4.



STOP	Inclinazione/ immersione	Tipo giunto
Lato Sud	75/10	Fronte di scavo
ST3 – Famiglia 1	9/288	stratificazione
ST3 – Famiglia 2	84/61	fratturazione
ST3 – Famiglia 3	75/331	fratturazione

Figura 9-7: piani relativi alla trincea Sud – famiglie ST3.

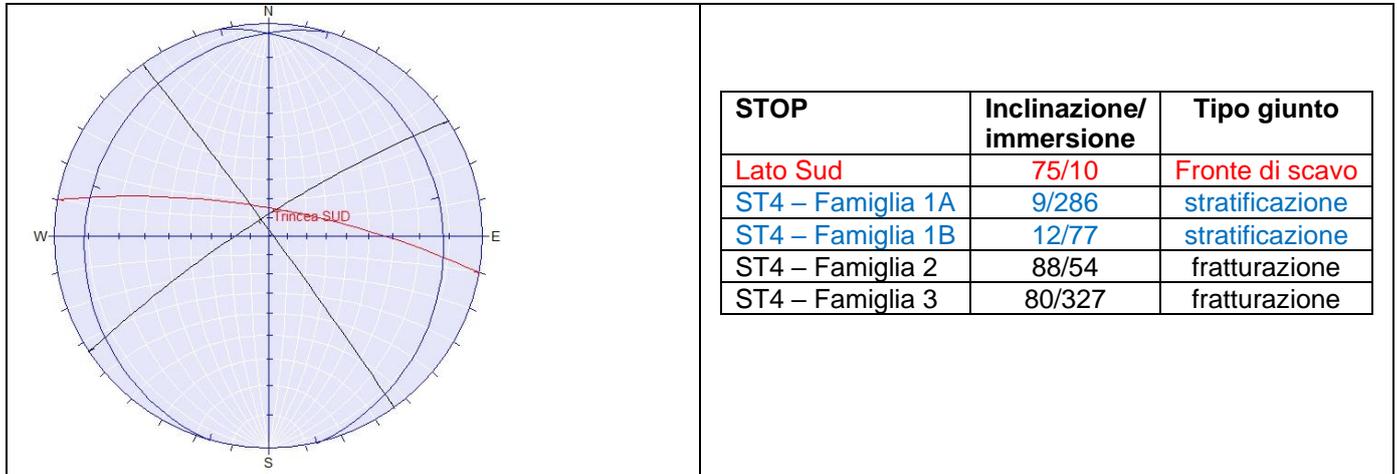


Figura 9-8: piani relativi alla trincea Nord – famiglie ST4.

L'analisi grafica consente una prima valutazione su potenziali meccanismi di scivolamento piano che può avvenire solo nei casi in cui discontinuità o intersezioni di discontinuità, che delimitano un cuneo, immergano come il fronte di scavo e abbiano inclinazione inferiore allo stesso.

Nei casi specifici, quindi, per la trincea Lato Nord (Figura 9-5 e Figura 9-6) sono escludibili tali fenomeni già per il solo fatto che le discontinuità di fratturazione immergono in direzione opposta a quella del fronte.

Per quanto riguarda la Trincea Lato Sud (Figura 9-7 e Figura 9-8), pur immergendo le discontinuità verso il fronte, la loro inclinazione risulta generalmente maggiore o confrontabile con quella del fronte della trincea, condizione anche questa che consente di escludere fenomeni di scivolamento piano.

Per quanto riguarda i giunti di stratificazione, questi presentano immersione circa perpendicolare a quella dei fronti di scavo e sono comunque caratterizzati da modeste inclinazioni di certo sostenibili dalle resistenze attribuibili ai piani di giunto stessi.

Per quanto detto, quindi, le condizioni esaminate portano ad escludere possibili cinematismi di scivolamento piano. Dovranno essere approfonditi, nelle successive fasi progettuali, gli aspetti riferibili a possibili fenomeni di crollo e ribaltamento, anche a seguito di una campagna di rilievi geomeccanici diffusa lungo il tracciato.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	104 di 115

In ogni caso, nel presente progetto, sono stati individuati interventi differenziati per trincee provvisorie e definitive, comprendenti la posa in opera di reti e la realizzazione di drenaggi, che già rappresentano intervento di stabilizzazione delle pareti di scavo rispetto a meccanismi superficiali di rottura.

10 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA

Dall'analisi delle prove ad oggi disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, sono stati determinati i valori caratteristici dei parametri geotecnici associati alle diverse unità geotecniche, come riportato nella successiva Tabella 10-1.

L'andamento della falda assunto nei calcoli, riportato nel profilo geotecnico (doc. [30] [31] [32] [33] [34] [35] [36]), è quello ricostruito sulla base di quanto già discusso nel capitolo 5 e corrispondente ad una quota pari a circa 0 m s.l.m..

Tabella 10-1: parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche.

Unità Geotecnica		γ	φ'	c'	C_u	GSI	σ_{ci}	m_i	E_{op}	k
		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
	TC	19.0	28-30	0-5	-	-	-	-	10	-
	CAL Calt	20.0	35-37	0-10	-	-	-	-	50	1E-03 ÷ 1E-05
	LA	19.0	24-28	10-20	20-50	-	-	-	5-15	1E-05 ÷ 1E-07
	C1a *	24.0	43	40	-	30	40	9	400	1E-04 ÷ 1E-06
	C1b *	24.0	41	20	-	20	40	9	300	1E-04 ÷ 1E-06
	C1c *	24.0	43	50	-	35	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1d *	24.0	43	70	-	40	40	9	800	1E-04 ÷ 1E-06
	C2a *	24.0	43	80	-	30	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
	C2b *	24.0	43	100	-	35	70	9	1200	1E-04 ÷ 1E-06
	C2c *	24.0	43	130	-	40	70	9	1800	1E-04 ÷ 1E-06
		*C1c e C2c da pk 0 a 2+250, C1a e C2b da pk 2+250 a 5+850 e per collettore IN06 in progetto, *C1b e C2a da pk 5+850 a 8+100 e C1d e C2c da pk 8+100 a fine intervento e per collettore IN09 in progetto; *C1b per zone in faglia								
		γ = peso specifico; c' = coesione m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta; k = permeabilità.				φ' = angolo d'attrito GSI = Geological Strength Index; E = modulo di rigidezza;				



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	106 di 115

Si osserva che i valori dei parametri di resistenza qui indicati vanno intesi come corrispondenti al modello geotecnico generale; i valori operativi da utilizzare nelle singole e specifiche analisi sono stati calibrati in relazione ai livelli di tensione previsti per le singole opere (cfr. relazione di calcolo rilevati Doc IADR00D29RHGE0000001 e IADR00D29RHGE0000002 e relazione di calcolo trincee Doc IADR00D28RHGE0000001).

11 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

Complessivamente, data la natura dei terreni interessanti l'areale di progetto e poiché il materiale di riporto, rinvenuto nei primi metri del terreno (circa 0-1,0 m), è localizzato ben al di sopra della profondità alla quale è stata rinvenuta la falda, lungo la linea di progetto può essere omessa la verifica a liquefazione.

A quanto sopra riportato fa eccezione la zona in corrispondenza del tratto terminale del collettore di scarico IN09. I terreni interessati dalla realizzazione di tale collettore appartengono all'unità geotecnica LA (limo-argilloso). Pertanto, nel presente capitolo si riporta la verifica a liquefazione in corrispondenza di tale zona.

11.1 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:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$, 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;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in figura: (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

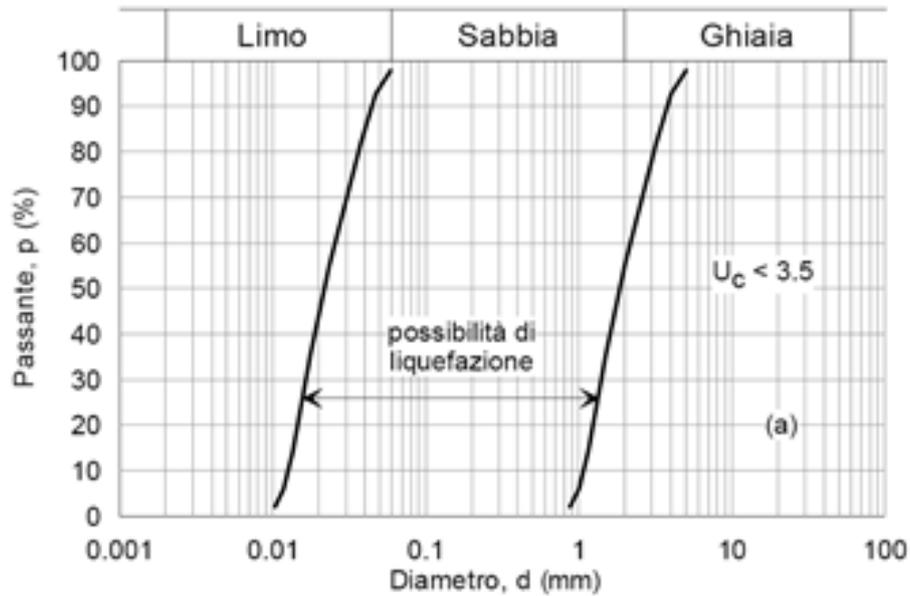


Figura 11-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

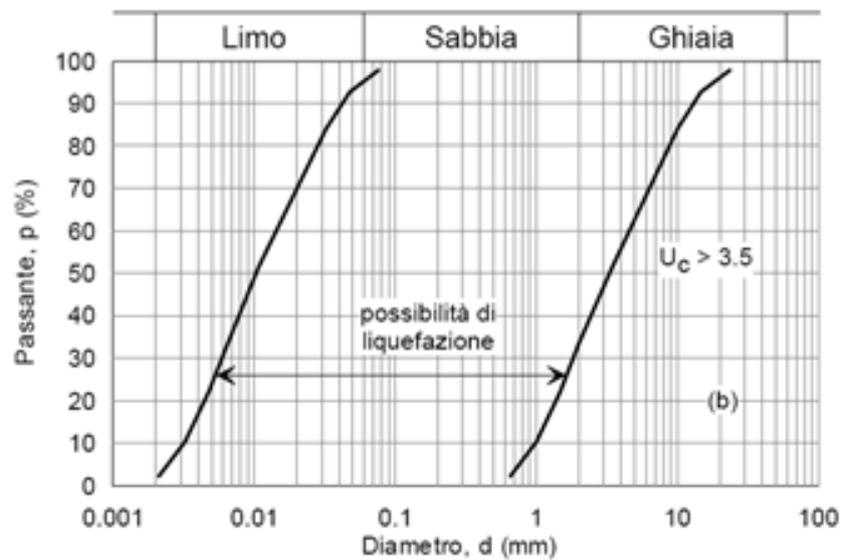


Figura 11-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$)

5. Unitamente ai criteri di esclusione delle NTC18 è stato considerato anche il criterio basato sugli abachi di Bray & Sancio (2006), che determina la suscettibilità alla liquefazione dei terreni a grana fine in funzione dei limiti di Atterberg.

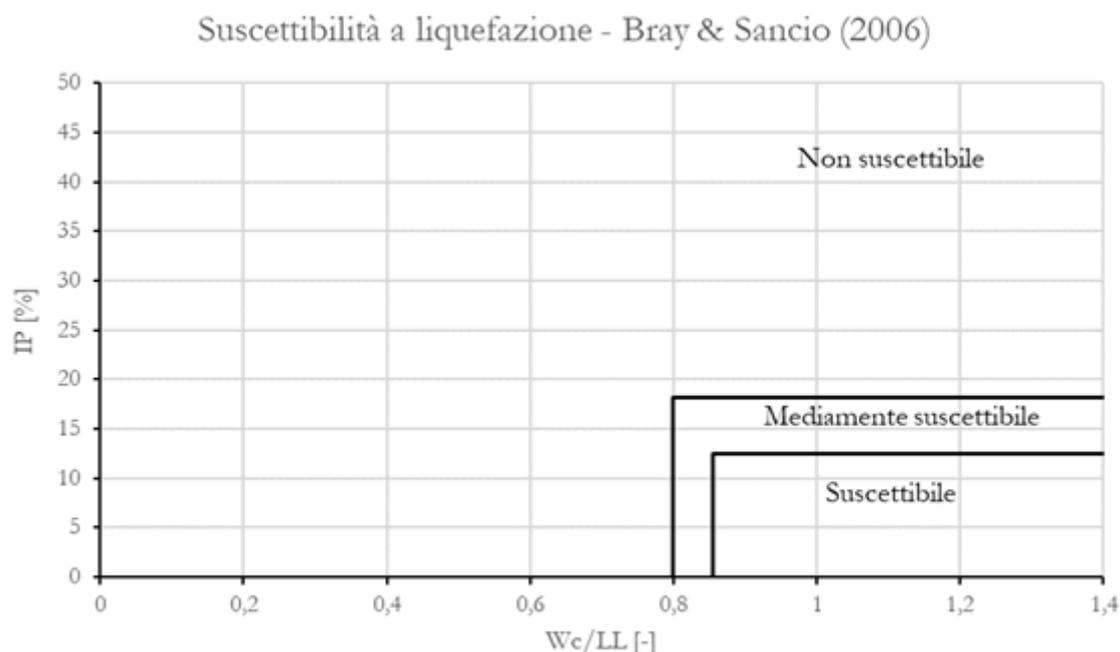


Figura 11-3: Abaco di Bray & Sancio (2006)

11.2 DATI DI INPUT E VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Si riporta la verifica preliminare sulle condizioni di predisposizione ai fenomeni di liquefazione, al fine di proseguire successivamente alla verifica stessa se necessario.

Condizione 1

A seguito dello studio delle azioni sismiche riportate al paragrafo 3.2, in cui si ha evidenza che le accelerazioni sono superiori a 0.1g, la condizione 1 non risulta soddisfatta.

Condizione 2

Nella tratta in esame, il livello di falda si attesta ad una soggiacenza di circa 4.5 m dal p.c. (0 m s.l.m.), dunque la condizione 2 non risulta soddisfatta.

Condizione 3

Per quanto riguarda la condizione 3, relativa alla resistenza penetrometrica, le prove SPT sono state elaborate al fine di ottenere il valore di $N_{1,60}$, valore di SPT che tiene conto della standardizzazione della prova per le diverse condizioni di esecuzione. Il valore di $N_{1,60}$ è stato ottenuto applicando la formula di (Skempton 1986) ed applicando la correzione di Liao & Whitman per considerare le pressioni efficaci agenti.

$$N_{1,60} = N_{SPT} * C_E * C_B * C_S * C_R * C_N$$

in cui:

C_E = correzione per rapporto di energia $E_R/60$, posto pari a 1.08 da valore di letteratura per il territorio italiano in assenza di misurazioni specifiche;

C_B = correzione per il diametro del foro;

C_S = correzione per tipo di campionatore, in questo caso considerato come campionatore standard;

C_R = correzione per lunghezza aste (L), variabile a seconda della profondità;

C_N = correzione per le pressioni efficaci agenti, valutato come

$$C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7$$

dove p_a è il valore di pressione atmosferica.

La zona oggetto di studio è interessata dai sondaggi SI07_PZ e BH_V02, in cui sono state eseguite n.2 prove SPT, al di sotto del livello di falda. Tali prove hanno restituito i valori di NSPT sintetizzati nella tabella seguente:

Tabella 11-1: Tabella sintesi NSPT.

Sondaggio	Profondità di prova	NSPT
	m da p.c.	-
SI07_PZ	2.0	49
	5.3	15
	9.0	27
BH_V02	1.0	10
	3.0	4
	5.0	3

Dai valori delle NSPT riportati nella tabella precedente, risulta evidente come la maggior parte dei corrispettivi valori di $N_{1,60}$, sia inferiore a 30, per cui la condizione 3 non risulta soddisfatta.

Condizione 4

Per i suddetti sondaggi SI07_PZ, e BH_V02 che descrivono i medesimi depositi, sono state quindi comparate le analisi granulometriche in contrapposizione alle curve che delimitano il campo di suscettibilità, fornite nelle NTC2018, come riportato nella figura seguente.

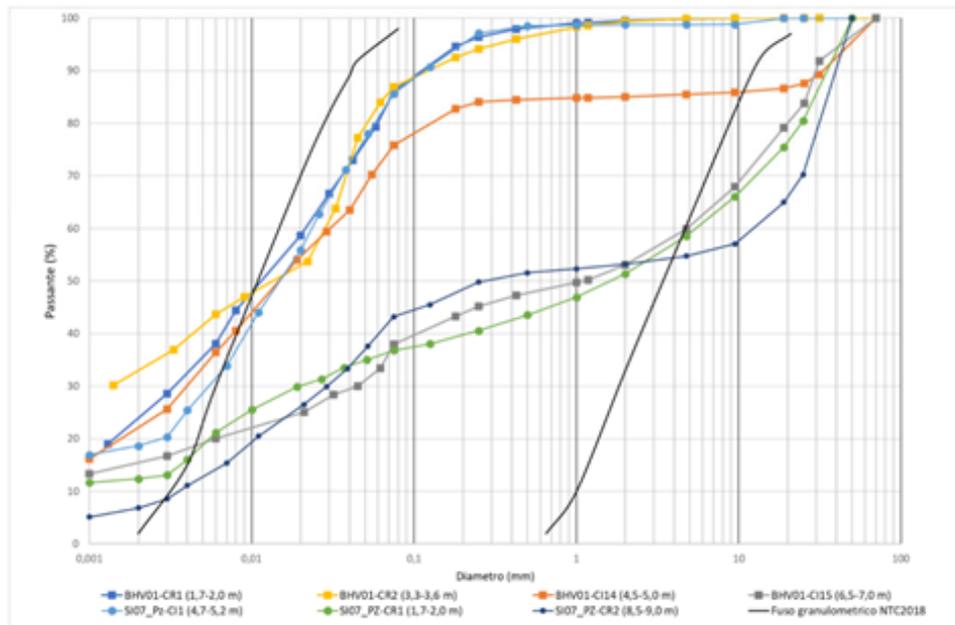


Figura 11-4: Distribuzione granulometrica dei campioni prelevati nei sondaggi SI07_PZ e BH_V02 rapportata al campo di suscettibilità alla liquefazione definito dai fusi individuati nelle NTC2018

Si osserva che tali campioni hanno una distribuzione interna al fuso per circa il 40-60% del passante, pertanto, anche la condizione 4 non risulta soddisfatta e la verifica a liquefazione non può essere esclusa a priori.

Condizione 5

Per escludere la verifica a liquefazione inerente le formazioni interessate dalla realizzazione del collettore IN09 è stata quindi analizzata anche una condizione di esclusione aggiuntiva, basata sulle indicazioni riportate sugli abachi di Bray & Sancio (2006), che determinano la suscettibilità alla liquefazione dei terreni a grana fine in funzione dei limiti di Atterberg.

Per tutti i campioni estratti dai sondaggi SI07_PZ e BH_V02 è stato quindi possibile valutare come essi presentino caratteristiche fisiche (IP – Wc – LL) tali da risultare non suscettibili a liquefazione, come evidenziato nelle figura seguente.

Suscettibilità a liquefazione - Bray & Sancio (2006)

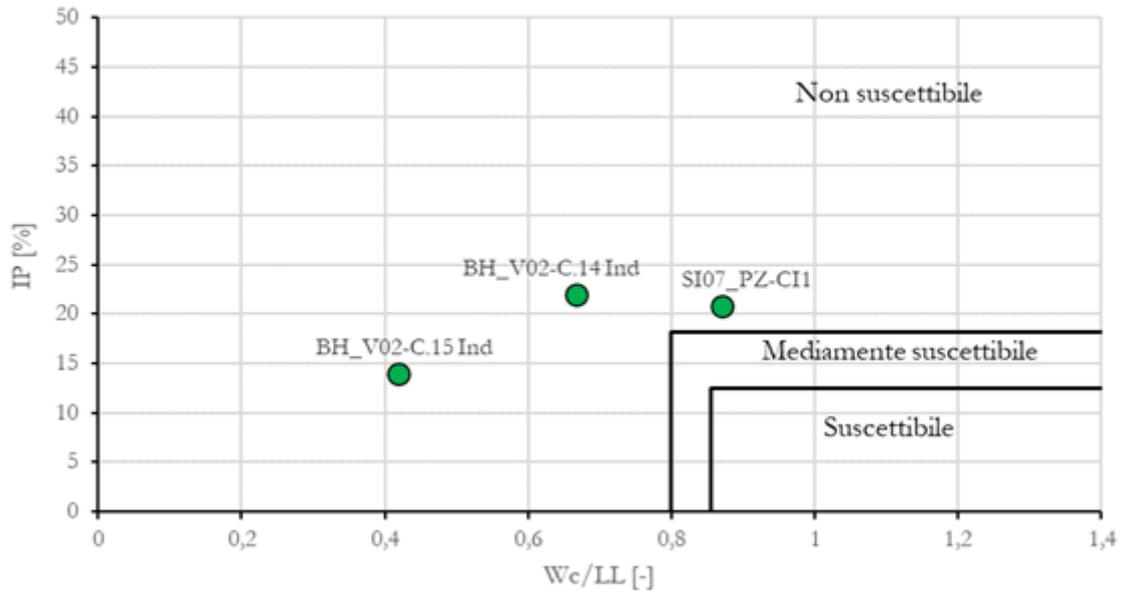


Figura 11-5: Criterio di esclusione di Bray & Sancio (2006)

Sulla base delle considerazioni sopra riportate, la verifica a liquefazione può essere quindi omessa anche per la specifica area in esame ed il sito può essere ritenuto stabile rispetto a tale fenomeno.



NODO DI BARI
BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 28 GE	GE 00 00 001	B	114 di 115

12 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

Dal punto di vista geologico-stratigrafico la tratta ricade quasi totalmente nella formazione del calcare di Bari, costituito da calcari micritici microfossiliferi e calcari dolomitici stratificati in sequenze cicliche.

Il tracciato in progetto si sviluppa, per la quasi totalità completamente al di sotto del piano di campagna, in galleria artificiale o in trincea: in entrambi i casi è pertanto prevista l'esecuzione di scavi, provvisori o definitivi, aventi altezze massime di poco inferiori a 20 m.

Nella fascia più superficiale degli scavi, fino a circa 1.5-2.5 m dal piano di campagna, caratterizzata dalla presenza di materiale classificabile come terreno a grana grossa, le scarpate hanno pendenza 1:1, mentre all'interno degli strati rocciosi la pendenza delle scarpate varia a seconda che lo scavo abbia carattere definitivo o provvisorio. In particolare, nel caso di trincee definitive è prevista una pendenza 4:1, mentre per le opere provvisorie è prevista una pendenza 6:1. In entrambi i casi ogni 6.0 m di scavo viene inserita una banca, di larghezza pari a 1.0 o 2.0 m, rispettivamente per trincee provvisorie o definitive. Unica eccezione si ha in corrispondenza delle TR03 e TR04 per le quali è prevista l'apertura di uno scavo senza banche intermedie (altezza massima 15.0 m e pendenza 6:1), presidiato in fase definitiva da un muro ad "U" in c.a. In generale, nei casi in cui vincoli al contorno non permettono l'apertura degli scavi secondo lo schema standard sopra riportato è previsto l'inserimento di opere di sostegno.

Le scarpate definitive aventi pendenza 4:1 vengono protette con un sistema di reti e funi metalliche opportunamente ancorate, mentre per le scarpate provvisorie è in alcuni casi, sulla base del GSI atteso, prevista l'esecuzione di uno strato di spritz beton con eventuali barre di ancoraggio, come indicato nell'elaborato di progetto "Interventi tipo di protezione/rinforzo delle scarpate di scavo" (Doc. IADR00D28WZGE0000001).

Per le analisi di stabilità degli scavi si rimanda all'elaborato "Relazione di calcolo trincee ferroviarie" (Doc. IADR00D28RHGE0000001), mentre indicazioni sulle opere di sostegno e/o soluzioni di scavo puntuali sono riportate nella relazione tecnico-descrittiva (Doc. IADR00D29RHMU0000001).

Per il tratto di linea che corre in rilevato, compreso tra le progressive 0+850 - 1+175 ca, sono state eseguite analisi dei cedimenti e di stabilità del corpo in terra riportate nell'elaborato "Relazione di calcolo rilevati ferroviari" (Doc. IADR00D29RHGE0000001A).

L'osservazione dell'affioramento roccioso di 450 m di sviluppo in corrispondenza della trincea della Strada Statale SS16, nei pressi del cavalcavia dell'intersezione con via Modugno, ha evidenziato una forte eterogeneità delle condizioni dell'ammasso, tanto che spesso le forme osservate in una delle pareti non trovano riscontro nelle altre pareti ubicate a breve distanza. Lungo l'affioramento è risultata evidente, infatti, la presenza di discontinuità di varia natura e dimensione, associate sia a processi di tipo carsico, sia di tipo tettonico.

Stanti i noti i fenomeni di carsismo presenti nell'area vasta in cui ricade la nuova tratta ferroviaria, sono state eseguite una serie di tomografie elettriche, effettuate lungo il tracciato di progetto che hanno messo in evidenza zone alto resistive, potenzialmente interessate da cavità di piccole dimensioni (0.2-0.5m), e zone basso resistive, potenzialmente interessate da cavità riempite da materiali fini o da calcare intensamente fratturato con presenza d'acqua. Tali zone risultano nella generalità dei casi confermate dalle verticali di sondaggio, ove eseguite in sovrapposizione alle tomografie. Si sottolinea tuttavia che, come già evidenziato al par. 8.4 nella relazione geologica, *"dallo studio delle tomografie elettriche non si riscontrano valori di resistività assimilabili all'eventuale presenza di grandi cavità vuote"*.

A seguito delle evidenze emerse dalle indagini disponibili, per il trattamento delle aree ad oggi individuate potenzialmente interessate da cavità (anche se riempite con materiale fine) sono stati previsti in progetto interventi di consolidamento dell'ammasso roccioso mediante iniezioni cementizie a bassa pressione, in particolare qualora dette aree interessino il fondo scavo delle trincee o delle gallerie artificiali: nei profili geotecnici (cod. IADR00D28L6GE0000001/7) sono indicati i tratti oggetto di intervento.

Propedeuticamente alla progettazione esecutiva, al fine di ottenere un quadro più dettagliato della presenza di potenziali cavità o aree vacuolate lungo il tracciato di progetto, si ritiene necessario siano eseguite ulteriori indagini e approfondimenti, come anche in sede di costruzione: in quest'ultimo caso per es. potranno essere effettuate tomografie elettriche una volta giunti a fondo scavo.