COMUNE DI GENOVA

OPERE DI PROLUNGAMENTO DELLA METROPOLITANA
TRATTA CANEPARI RIVAROLO
SERVIZI DI AGGIORNAMENTO E
INTEGRAZIONE DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICO - ECONOMICA RAFFORZATO

Il Progettista:

Ing. Mario Bordi
Ordine Ing. Genova n.5723

Firmato digitalmente da: MARIO BORDI
Luogo: Genova
Data: 30/01/2026 17:46:24

Il Responsabile dell'Integrazione tra levarie discipline specialistiche:

Ing. Mario Bordi
Ordine Ing. Genova n.5723

Firmato digitalmente da: MARIO BORDI
Luogo: Genova
Data: 30/01/2026 17:46:25

Il Project Engineering Manager:

Ing. Marco Marchesini
Ordine Ing. Roma n. 39603

Il Coordinatore per la sicurezza in fase di Progettazione:

Geom. Bruno Bucari
Ordine geom. Genova n.3004

Il Geologo:

Dott. Geol. Roberto Pedone
Ordine Geologi della Liguria n 183

Il Reponsabile Unico del Progetto
Dirigente Grandi Infrastrutture di Trasporto - Area Project Management Office

Ing. Manuela Sciutto
Ordine Ing. Genova n. 8953

GEOTECNICA E SISMICA

Relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: P0044365 / LIV. PROG.: P / ANNO: 25	P0_SIGS_GTA_R_001_1	1	-
	CODICE ELAB.: P0 SIGS GTA R 001		

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
2					
1	INTEGRAZIONE A SEGUITO PARERI CDS	30/01/2026	L. PAVIGLIANITI	M. MARCHESINI	M. BORDI
0	PRIMA EMISSIONE	20/03/2025	L. PAVIGLIANITI	M. MARCHESINI	M. BORDI

INDICE

		Pag.
LISTA DELLE APPENDICI		**3**
LISTA DELLE TABELLE		**4**
LISTA DELLE FIGURE		**4**
1	**PREMESSA**	**6**
2	**NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**	**7**
2.1	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO	7
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	7
3	**INDAGINI PREGRESSE**	**9**
3.1	CAMPAGNA DI INDAGINI PREGRESSE	9
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINI PD BRIN – CANEPARI (2020)	10
3.3	CAMPAGNA DI INDAGINI PFTE CANEPARI - RIVAROLO (2020)	11
3.4	CAMPAGNA DI INDAGINI TRATTA AV/AC TERZO VALICO DEI GIOVI (COCIV, 2019 E 2020)	12
4	**CAMPAGNA INDAGINI INTEGRATIVA - PFTE INTEGRATO**	**13**
5	**INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO**	**15**
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	15
5.2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	16
5.3	CONSIDERAZIONI SUL LIVELLO DI FALDA	16
6	**SISMICITÀ DELL'AREA**	**17**
6.1	SISMICITÀ STORICA	17
6.2	CLASSIFICAZIONE SISMICA	18
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	19
6.4	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	20
6.5	VERIFICA NEI CONFRONTI DEL FENOMENO DI LIQUEFAZIONE	20
6.5.1	Metodologia di analisi	21
6.5.2	Calcolo del fattore di sicurezza	22
6.5.3	Risultati analisi di liquefazione	23
7	**CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**	**25**
7.1	GENERALITÀ	25
7.2	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)	25
7.2.1	Stato iniziale del deposito	26
7.2.2	Angolo di resistenza al taglio	27
7.2.3	Modulo di taglio G_0 e Modulo E_0 alle piccole deformazioni	28
7.2.4	Moduli elastici "operativi"	29
7.3	CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	31
7.3.1	Criteri di classificazione	31
7.3.2	Valutazione del parametro $RMR_{'89}$	32
7.3.3	Criteri di rottura ammasso roccioso	33
7.3.4	Moduli elastici operativi	35
7.4	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO	37
7.4.1	Prove geotecniche di laboratorio	37
8	**CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ STRATIGRAFICHE**	**38**
8.1	UNITÀ A – RIPORTI (R)	39
8.1.1	Caratteristiche fisiche e proprietà indice	40

8.1.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità 41
8.1.3 Parametri di progetto 43
8.2 UNITÀ B – GHIAIA SABBIOSA G(S) 44
8.2.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice 45
8.2.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità 46
8.2.3 Parametri di progetto 48
8.3 UNITÀ C – GHIAIA GROSSOLANA (G) 49
8.3.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice 50
8.3.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità 53
8.3.3 Parametri di progetto 55
8.4 UNITÀ D – LIMO ARGILLOSO (L(A)) 56
8.4.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice 57
8.4.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità 58
8.4.3 Parametri di progetto 59
8.5 UNITÀ E – CAPPELLACCIO (CAP) 60
8.5.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice 61
8.5.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità 61
8.5.3 Parametri di progetto 62
8.6 UNITÀ F – SUBSTRATO ROCCIOSO (ARGILLITI/ARGILLOSCISTI) 63
8.6.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice 64
8.6.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità 64
8.6.3 Parametri di progetto 64
9 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E STRATIGRAFICO 65

LISTA DELLE APPENDICI

Non è stata trovata alcuna voce dell'indice delle figure.

LISTA DELLE TABELLE

Pag.

Tabella 3-1 – Tabella riassuntiva indagini pregresse 9
Tabella 3-2 – Tabella riassuntiva indagini Progetto definitivo Brin - Canepari 10
Tabella 3-3 – Tabella riassuntiva indagini PFTE Canepari - Rivarolo 11
Tabella 3-4 – Tabella riassuntiva indagini COCIV - Tratta AV/AC Terzo Valico dei Giovi 12
Tabella 5-1 – Letture piezometriche per le diverse campagne indagini 16
Tabella 6-1: Parametri dello scuotimento 20
Tabella 6-2 – Verifica a liquefazione – Idriss e Boulanger (2004) 23
Tabella 7-1 - Tabella riassuntiva delle relazioni utilizzate per l'interpretazione dei risultati delle prove 26
Tabella 7-2 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A(funzione dell'epoca geologica del deposito) 29
Tabella 7-3 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica del deposito) 29
Tabella 7-4 – Valori di k in funzione del terreno analizzato 29
Tabella 7-5 – Parametri per la definizione del comportamento meccanico della roccia intatta e delle discontinuità 31
Tabella 7-6 - Parametri per l'attribuzione dell'indice RMR 32
Tabella 7-7 - Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden,1995) 33
Tabella 8-1 - Risultati prove di taglio su campioni appartenenti all'Unità c 54
Tabella 8-2 – Risultati prove di taglio su campioni appartenenti all'Unità D 58
Tabella 8-3 - Parametri meccanici per unità 4 in funzione dello stato tensionale 64
Tabella 9-1 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+000 a p.k 0+020 65
Tabella 9-2 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per il Viadotto Torbella 65
Tabella 9-3 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+080 a p.k 0+124.58 65
Tabella 9-4 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per la Stazione di Rivarolo 66
Tabella 9-5 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per il Sovrappasso Pisoni 66
Tabella 9-6 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+240 a p.k 0+280 66
Tabella 9-7 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per il Viadotto Rossini 67
Tabella 9-8 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+240 a fine tratta 67

LISTA DELLE FIGURE

Pag.

Figura 3-1 – Planimetria ubicazione indagini pregresse 9
Figura 3-2 - Planimetria ubicazione indagini Progetto definitivo Brin - Canepari 10
Figura 3-3 - Planimetria ubicazione indagini PFTE Canepari - Rivarolo 11
Figura 3-4 - Planimetria ubicazione indagini COCIV - Tratta AV/AC Terzo Valico dei Giovi 12
Figura 4-1 - Planimetria ubicazione indagini Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica – Indagini integrativa 13
Figura 4-2 – Inquadramento dell'area in progetto con l'indicazione della campagna geognostica integrativa del 2025 14
Figura 5-1 - Foglio n. 213-230 "Genova" della Carta Geologica Italiana (Progetto CARG), area di interesse cerchiata in rosso. 15

Figura 6-1: Magnitudo dei Terremoti in Liguria estratti dal CPTI15 (area in esame) 17
Figura 6-2: Intensità massime dei Terremoti Risentiti a Genova, estratte dal CPTI15 17
Figura 6-3 - Suddivisione delle zone sismiche in Liguria è definita dalla dgr n.216/2017, con l'aggiornamento dato dalla dgr n.962/2018. 18
Figura 6-4 – Mappa interattiva di pericolosità sismica (INGV) 18
Figura 6-5 - Analisi di disaggregazione per definizione terremoto dominante dell'area 19
Figura 6-6 21
Figura 6-7 – Fs da verifica di liquefazione 24
Figura 7-1 - Valori prove SPT e Densità Relativa 25
Figura 7-2 - Valori prove SPT e angolo di resistenza al taglio 25
Figura 7-3 – Correlazione di Gibbs ed Holtz (1957) 27
Figura 7-4 – Curve sperimentali del rapporto G/Gmax da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991). 30
Figura 7-5 - Carta del GSI (Hoek et al., 1998) 34
Figura 8-1 – Profilo geotecnico Metro Genova tratta Canepari - Rivarolo 38
Figura 8-2 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità A 40
Figura 8-3 – Valori di N_{SPT} a (sx) e densità relativa DR (dx) per l'unità A (Riporto) 41
Figura 8-4 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} - Unità A 42
Figura 8-5 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) - Unità A 43
Figura 8-6 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità B 45
Figura 8-7 – Valori di N_{SPT} a (sx) e densità relativa DR (dx) per l'unità B (Ghiaia sabbiosa limosa) 46
Figura 8-8 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} – Unità B 47
Figura 8-9 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) – Unità B 48
Figura 8-10 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità C 50
Figura 8-11 – Valori di N_{SPT} a (sx) e densità relativa DR (dx) per l'Unità C (ghiaia grossolana) 51
Figura 8-12 - Distribuzione del peso di unità di volume da prove di laboratorio per l'Unità C 52
Figura 8-13 - Elenco percentuali per argilla, limo, sabbia e ghiaia (da analisi granulometrica) 52
Figura 8-14 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} – Unità C 54
Figura 8-15 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) – Unità C 55
Figura 8-16 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH03, MIF6, MIF6, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità D 56
Figura 8-17 – Valori di N_{SPT} a (sx) e del peso di unità di volume da prove di laboratorio (dx) per l'Unità D (limo argilloso) 57
Figura 8-18 - Elenco percentuali per argilla, limo, sabbia e ghiaia (da analisi granulometrica). 57
Figura 8-19 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} – Unità D 58
Figura 8-20 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) – Unità D 59
Figura 8-21 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N in cui si intercetta l'unità E 61
Figura 8-22 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, MIF5, MIF6, MIF7, e MIF8 in cui si intercetta l'unità F 63

1 PREMESSA

La soluzione adottata, sviluppata e approvata dal Comune di Genova, è quella "a raso", selezionata tra le diverse alternative di tracciato analizzate nella prima fase dello studio di fattibilità.

Il percorso, che si estende per circa 420 metri, si collega al tronchino di inversione della tratta Brin-Canepari attualmente in corso di realizzazione, proseguendo verso nord sul rilevato ferroviario esistente, in direzione parallela alla linea ferroviaria bivio Succursale/Campasso. Il tracciato si sviluppa lungo il sedime di un binario ferroviario dismesso.

Nell'area di convergenza tra le linee ferroviarie Campasso e Fegino/Bersaglio è prevista la stazione Rivarolo, unica della tratta, accessibile sia da ovest (via alla Stazione di Rivarolo-via Rossini), per l'interscambio con l'omonima stazione FS, sia da est (parcheggio di interscambio di via Pisoni).

A valle della stazione Rivarolo, che andrà costituire il nuovo capolinea, è prevista un tronchino di inversione a doppio binario, anch'esso confinato tra le linee ferroviarie Campasso e Fegino/Bersaglio. La tratta termina in corrispondenza dello slargo di via Duria poco prima del sedime ferroviario esistente di Rivarolo.

Secondo quanto sviluppato nel citato studio di fattibilità, il progetto risulta compatibile con un'eventuale futura estensione della linea metropolitana verso la Vapolcevera.

In particolare, l'eventuale prolungamento prevederà una significativa modifica della livelletta a valle della stazione Rivarolo (da ponte Rossini in poi), per realizzare il sottoattraversamento dei binari ferroviari correnti lungo la sponda sinistra del Polcevera.

La presente relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica illustra ed interpreta i risultati delle prove in sito ed in laboratorio delle campagne geognostiche ad oggi disponibili nell'area oggetto di studio.

In particolare, il presente documento riporta il modello geotecnico di sottosuolo, la caratterizzazione sismica dell'area di studio, la descrizione delle correlazioni impiegate per l'interpretazione dei risultati e la successiva definizione dei parametri geotecnici e della successione stratigrafica di progetto, in base a quanto previsto da:

- ✓ Decreto Ministeriale (DM) 14-01-2008 'Norme Tecniche di Costruzione', pubblicato nel S.O. della G.U. n.30 del 4 febbraio 2008,
- ✓ Circ. Min. LL.PP. 02/02/2009 n. 617, pubblicata nella G.U. n.47 del 26 febbraio 2009,
- ✓ Decreto 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle 'Norme Tecniche per le Costruzioni',
- ✓ Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019 – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

[1] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», Decreto 17 gennaio 2018;

[2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione "dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

[3] Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio, 1994, Associazione Geotecnica Italiana;

[4] Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche, 1977, Associazione Geotecnica Italiana.

[5] O.P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e ss.mm.ii., "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche ed integrazioni;

[6] O.P.C.M. n.3519 del 28/04/2006, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";

[7] D.G.R. n.1308 del 24/10/2008, "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria" e ss.mm.ii.;

2.2 DOCUMENTI DI PROGETTO

[8]	Relazione geologica e geomorfologica	P0_SIGI_GEO_R_001_0
[9]	Relazione sulle Indagini	P0_SIGI_GEO_R_007_0
[10]	Planimetria indagini geognostiche e ambientali	P0_SIGI_GEO_D_008_0
[11]	Specifica indagini geognostiche e ambientali	P0_SIGI_GEO_R_009_0
[12]	Profilo geotecnico con ubicazione sondaggi	P0_SIGS_GTA_D_002_0

2.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[13] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

[14] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.

[15] Schultze, E. & Menzenbach, E ., 1961, Standard Penetration Test and the compressibility of soils. Proc. 5th ICSMFE , Paris 1, 527-532.

[16] Terzaghi, K. & Peck, R.B., 1948, Soil mechanics in engineering practice, New York, Wiley.

[17] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.

[18] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering anf Structural Dynamics, vol.6.

[19] Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.

[20] 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.

[21] Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.

[22] Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek Brown failure criterion" Int. J.Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27.

[23] Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) “A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses” Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK’92, Chester, United Kingdom.

[24] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), “Soil liquefaction during earthquakes”, MNO -12 Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.

3 INDAGINI PREGRESSE

Nel presente capitolo viene fornita una sintesi delle indagini in sito ricadenti nell'area oggetto di studio, le seguenti sono state utilizzate per la definizione della nuova campagna integrativa:

- Campagna indagini pregresse (1983-2008) lungo la tratta Canepari-Rivarolo;
- Campagna indagini 2020 nell'ambito del progetto definitivo della tratta Brin – Canepari
- Campagna indagini 2020 nell'ambito del progetto di fattibilità economica Canepari – Rivarolo
- Campagna indagini 2019 e 2020 nell'ambito del progetto esecutivo del collegamento parco Rugna/Bettolo – Bivio Fegino via Campasso;

3.1 CAMPAGNA DI INDAGINI PREGRESSE

La campagna di indagini pregresse che ricade lungo la tratta in oggetto considerata ai fini progettuali è riportata in Tabella 3-1.

Tabella 3-1 – Tabella riassuntiva indagini pregresse

	Sondaggi						Prove in sito		
Codice indagine	Anno	Profondità [m]	piezometro	Down-hoe	CR.	C.I.	SPT	pressiometro	Permeabilità Lefranc
SA49/83	1983	12							
SA50/83	1983	15							
SA51/83	1983	25.50							
SA52/83	1983	16.70							
S42/08	2008	36	si				8		2
S41/08	2008	36	si				7		2
SA54/83	1983	15							



Figura 3-1 – Planimetria ubicazione indagini pregresse

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINI PD BRIN – CANEPARI (2020)

Le indagini geognostiche effettuate nel 2020, nell'ambito del Progetto Definitivo della tratta Brin-Canepari, sono riportate in Tabella 3-2. Di queste indagini, quelle ricadenti lungo la tratta in esame sono i sondaggi MIF5/PZ e MIF6/PZ. In tabella si riportano anche le indagini non strettamente ricadenti lungo la tratta oggetto del presente studio, in quanto sono incluse nella tratta immediatamente contigua e comprendono informazioni utili sulle medesime formazioni geologico/geotecniche.

Tabella 3-2 – Tabella riassuntiva indagini Progetto definitivo Brin - Canepari

	Sondaggi						Prove in sito		
Codice indagine	Anno	Profondità [m]	piezometro	Down-hoe	CR.	C.I.	SPT	pressiometro	Permeabilità Lefranc
MIF1/DH	2020	37		si	2	-	8		1
MIF2/PZ	2020	40	si		3	-	5		1
MIF3/DH	2020	30		si	1	1	1		1
MIF4/PZ	2020	25	si		2	2	5		1
MIF5/PZ	2020	30	si		2	-	5		1
MIF6/PZ	2020	35	si		1	1	7		1

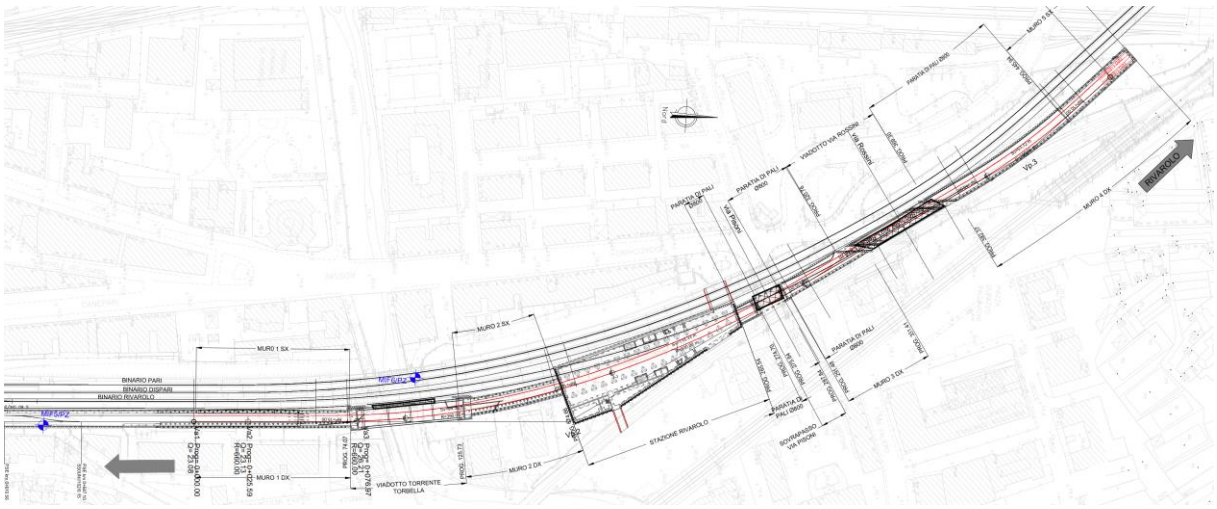


Figura 3-2 - Planimetria ubicazione indagini Progetto definitivo Brin - Canepari

3.3 CAMPAGNA DI INDAGINI PFTE CANEPARI - RIVAROLO (2020)

Le indagini geognostiche effettuate nel 2020, nell'ambito del Progetto di fattibilità tecnico economica della tratta Canepari - Rivarolo, sono riportate in Tabella 3-3. In particolare:

- N. 2 sondaggi a carotaggio continuo di profondità massima di 50 da p.c.
- N. 1 prova sismica in foro di tipo Down-hole eseguita all'interno del sondaggio MIF7;
- N. 1 stendimento sismico con acquisizione di tipo MASW/Re.mi denominato M3;

Tabella 3-3 – Tabella riassuntiva indagini PFTE Canepari - Rivarolo

	Sondaggi						Prove in sito		
Codice indagine	Anno	Profondità [m]	piezometro	Down-hoe	CR.	C.I.	SPT	pressiometro	Permeabilità Lefranc
MIF7/DH	2020	35		si	1	-	6		1
MIF8/PZ	2020	50	si		1	2	8		1
MASW-M3	2020	-	-	-	-	-	-	-	-

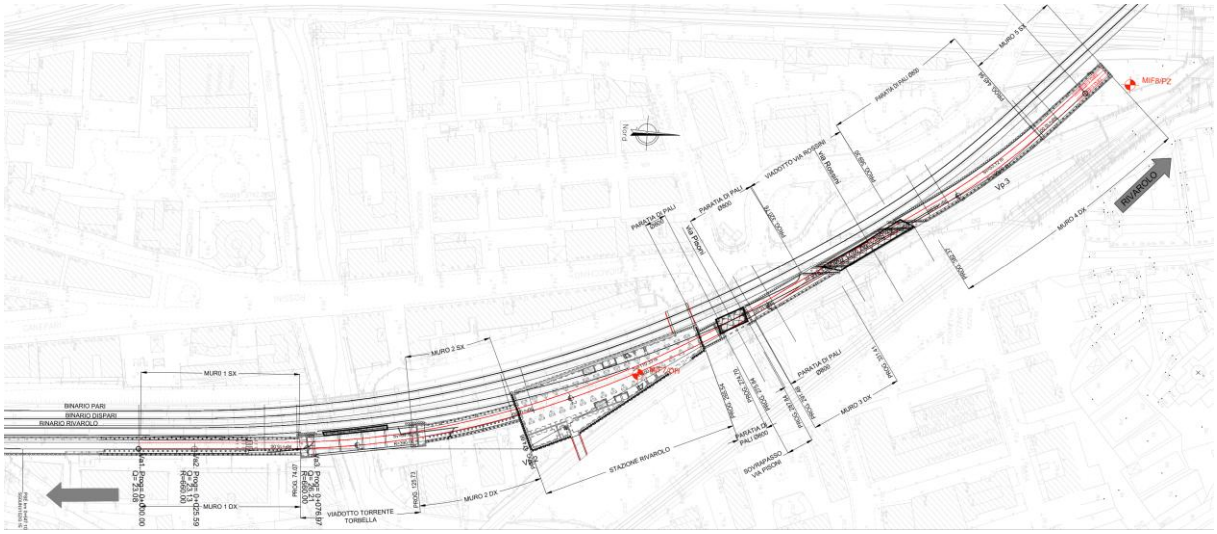


Figura 3-3 - Planimetria ubicazione indagini PFTE Canepari - Rivarolo

3.4 CAMPAGNA DI INDAGINI TRATTA AV/AC TERZO VALICO DEI GIOVI (COCIV, 2019 E 2020)

Le indagini geognostiche effettuate nel 2019 e 2020 in corrispondenza del Viadotto Rossini, nell'ambito del progetto esecutivo del collegamento parco Rugna/Bettolo – Bivio Fegino via Campasso sono riportate in Tabella 3-4.

Tabella 3-4 – Tabella riassuntiva indagini COCIV - Tratta AV/AC Terzo Valico dei Giovi

	Sondaggi						Prove in sito		
Codice indagine	Anno	Profondità [m]	piezometro	Down-hoe	CR.	C.I.	SPT	pressiometro	Permeabilità Lefranc
1N	2019	35		si	-	-	11		-
S02	2020	50	-		-	-	10		-



Figura 3-4 - Planimetria ubicazione indagini COCIV - Tratta AV/AC Terzo Valico dei Giovi

4 CAMPAGNA INDAGINI INTEGRATIVA - PFTE INTEGRATO

Nel presente capitolo viene fornita una sintesi della campagna indagini integrativa, condotta tra Ottobre e Novembre 2025, al fine di avere un maggior grado di approfondimento geotecnico in corrispondenza delle fondazioni dei nuovi Viadotti di Via Rossini, Torbella e tra il sovrappasso Pisoni e la stazione di Rivarolo.
In particolare, la campagna indagini si articola:

- N. 2 sondaggi a carotaggio continuo di profondità massima di 35 da p.c.
- N. 1 sondaggio a carotaggio continuo di profondità massima di 30 da p.c.
- N. 1 prova sismica in foro di tipo Down-hole eseguita all'interno del sondaggio BH03;
- N. 1 piezometro a tubo aperto installato all'interno del sondaggio BH02;
- N. 2 stendimenti sismici con acquisizione di tipo MASW/Re.mi denominato (MASW-01 e MASW-02)
- N. 4 pozzetti ambientali, denominati (PZ01. PZ02, PZ03, PZ04)

	Sondaggi						Prove in sito		
Codice indagine	Anno	Profondità [m]	piezometro	Down-hoe	CR.	C.I.	SPT	pressiometro	Permeabilità Lefranc
BH01	2025	35	-	-	1	4	5	-	-
BH02	2025	30	si	-	4	2	5	-	-
BH03	2025	35	-	si	5	1	6	-	-



Figura 4-1 - Planimetria ubicazione indagini Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica – Indagini integrativa

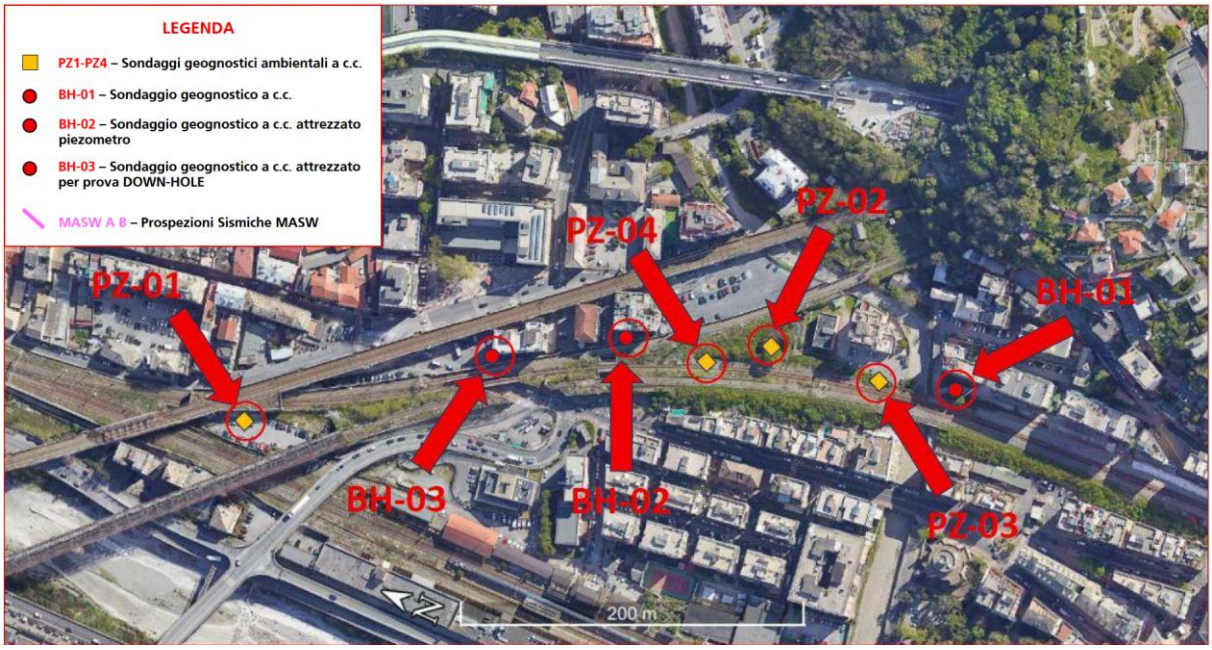


Figura 4-2 – Inquadramento dell'area in progetto con l'indicazione della campagna geognostica integrativa del 2025

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto del presente intervento progettuale ricade interamente all'interno dei depositi alluvionali quaternari del torrente Polcevera, ovunque ricoperti dal denso tessuto urbanizzato di questo settore della Città di Genova.

Le unità geotecniche individuate risultano:

- Depositi alluvionali, che si suddividono:
    - Riporti
    - Coltri eluvio-colluviali
    - Depositi alluvionali medio-grossolani
- Unità tettonica Montanesi:
    - Cappellaccio di alterazione;
    - Zona cataclastica
    - Argilliti di Mantanesi

Il modello geologico complessivo della zona interessata dagli interventi appare abbastanza definito ed è stato impostato sulla base dalle risultanze delle indagini geognostiche e geofisiche eseguite in zona.
Il substrato dell'area è costituito dalle argilliti di Montanesi, argilliti emipelagiche e argilliti siltose nere con intercalazione di arenarie.

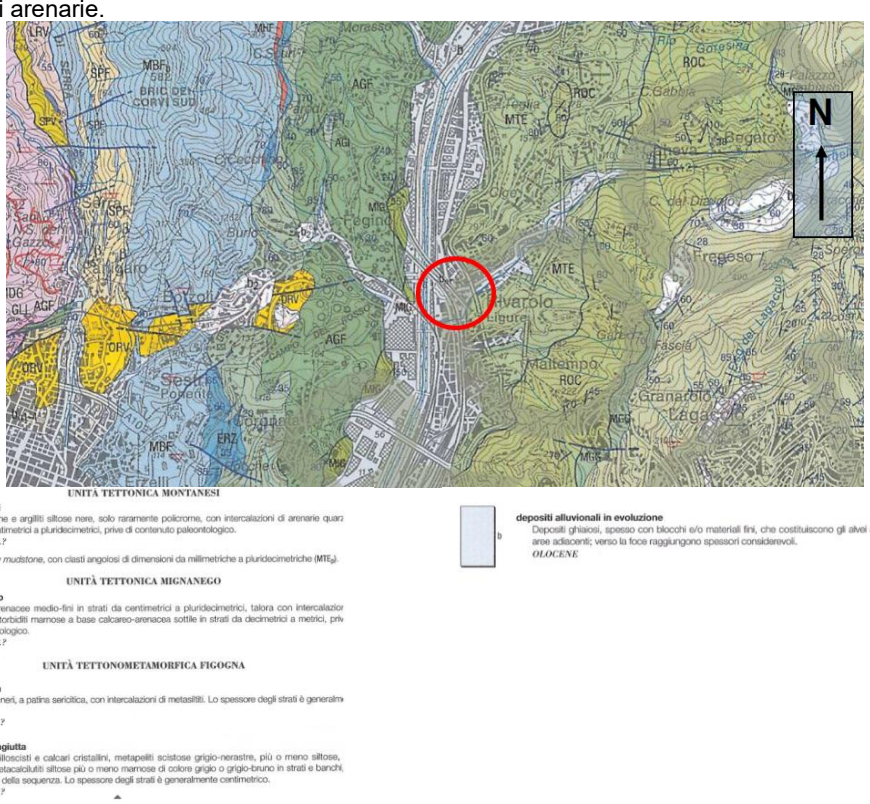


Figura 5-1 - Foglio n. 213-230 "Genova" della Carta Geologica Italiana (Progetto CARG), area di interesse cerchiata in rosso.

5.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

La morfologia generale circostante l'area di progetto, posto sulla piana alluvionale in sponda sinistra del torrente Polcevera, è collinare, tipica del genovese. In prossimità infatti dell'area in studio, la collina è interrotta al piede dall'ampia spianata alluvionale del torrente Polcevera, larga in questo tratto fino a 600 m, avente orientazione circa nord sud ed il cui corso è regimato e delimitato da argini artificiali. I rilievi collinari sono solcati dagli affluenti dello stesso torrente Polcevera, che nell'ambito dell'area di intervento sono il Rio Maltempo e il Rio Torbella, affluenti di sinistra idrografica del Torrente Polcevera, aventi direzione rispettivamente E-W e NE-SW.

Va sottolineato come l'urbanizzazione della zona del sito ha comportato una sua preventiva regolarizzazione morfologica tramite la collocazione di riporti, con spessori fino a diversi metri nelle zone più depresse e avvallata

5.3 CONSIDERAZIONI SUL LIVELLO DI FALDA

Da un punto di vista idrogeologico, l'area di progetto è quindi sostanzialmente riconducibile ad un corpo idrico principale a media permeabilità, costituito dal materasso alluvionale del torrente Polcevera, che poggia su un bedrock generalmente poco permeabile (Formazione delle Argilliti di Montanesi). In particolare, i depositi alluvionali del complesso ghiaioso-sabbioso costituiscono un importante acquifero a carattere freatico con permeabilità delle alluvioni grossolane comprese tra 10^{-6} e 10^{-5} m/s; entro il materasso alluvionale non mancano tuttavia locali orizzonti fini poco permeabili a permeabilità medio bassa (k = 10^{-7}÷10^{-6} m/s), che tuttavia non modificano significativamente la trasmissività dell'acquifero.

Sulla base dei dati disponibili nelle diverse campagne geognostiche, si riporta di seguito il riepilogo delle letture piezometriche per i diversi sondaggi attrezzati con piezometri:

Tabella 5-1 – Letture piezometriche per le diverse campagne indagini

Sondaggio	Anno	Valore medio del livello dell'acqua [quota da p.c. in m]	Valore medio del livello dell'acqua [quota in m s.l.m.m]
MIF5	2020	8.80	14.20
MIF6	2020	11.00	12.00
S02	2020	13.43	13.91
1N	2020	12.00	15.34
BH01	2025	8.79	11.63
BH02	2025	11.61	12.01
BH03	2025	9.56	9.69

La profondità dal piano campagna della falda cresce muovendosi da sud a nord lungo il tracciato di progetto passando da profondità di circa 8m dal p.c a circa 12m, tuttavia, le isofreatiche mantengono lungo il tracciato una quota di livello di circa 14-15m s.l.m. Ai fini progettuali, si può assumere una falda che si attesta ad una una profondità dal piano campagna a circa 8 m (14 m s.l.m.m).

6 SISMICITÀ DELL'AREA

6.1 SISMICITÀ STORICA

In Figura 6-1si riporta la sismicità della Liguria dal catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI15) in termini di Magnitudo (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/ del catalogo CPTI15 fornisce dati parametrici omogenei, sia macrosismici, sia strumentali, relativi ai terremoti con intensità massima risentita (Imax) ≥ 5 o magnitudo momento (Mw) ≥ 4.0 d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2014.

Il terremoto più prossimo al sito stimato di magnitudo M_w 4,63 è un terremoto storico datato 10 Agosto 1536 localizzato nel centro di Genova, mentre un terremoto a mare a circa 10km sud-est dell'area di progetto, datato 21 Settembre 1924, è stato stimato di magnitudo M_w 4,32.

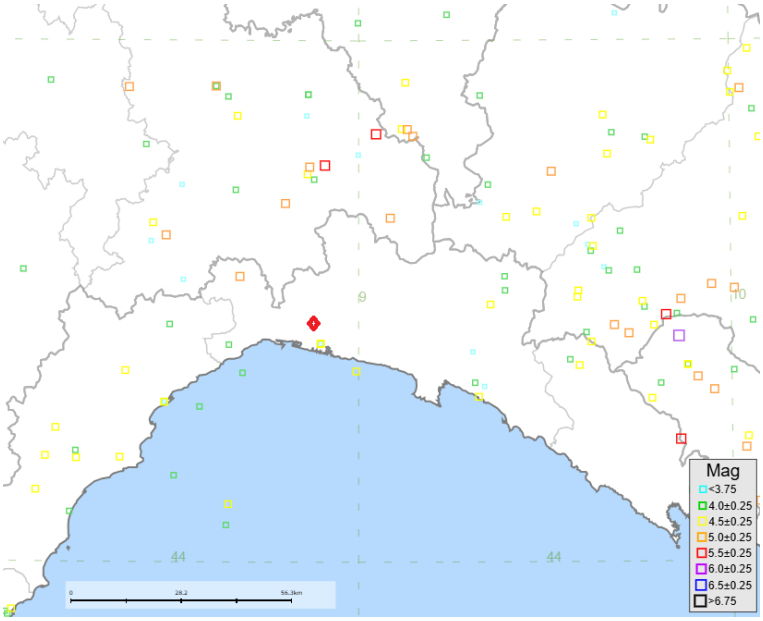


Figura 6-1: Magnitudo dei Terremoti in Liguria estratti dal CPTI15 (area in esame)

Per i soli eventi relativi a Genova (numero di terremoti risentiti, EQs = 63) estratti da CPTI15 la intensità massima (Imax) è pari a 6-7 come visibile dalla sequenza temporale delle massime intensità riportata nel grafico sottostante (Figura 7.4).

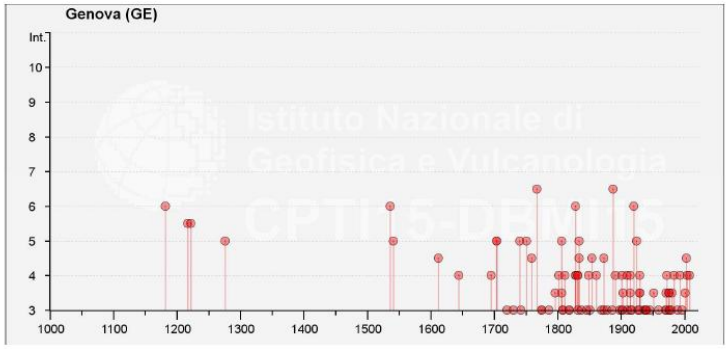


Figura 6-2: Intensità massime dei Terremoti Risentiti a Genova, estratte dal CPTI15

6.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'area in esame é inserita nella classe 3 di rischio sismico, come pure sancito dalla D.G.R. n. 216/2017 della Regione Liguria. Infatti, in base alla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Ord. P.C.M. 28/04/2006 – D.M. 14/09/2005), il range di accelerazione massima del suolo, con probabile eccedenza del 10% in 50 anni, nell'area di studio è compresa tra 0.050 e 0.075 g.

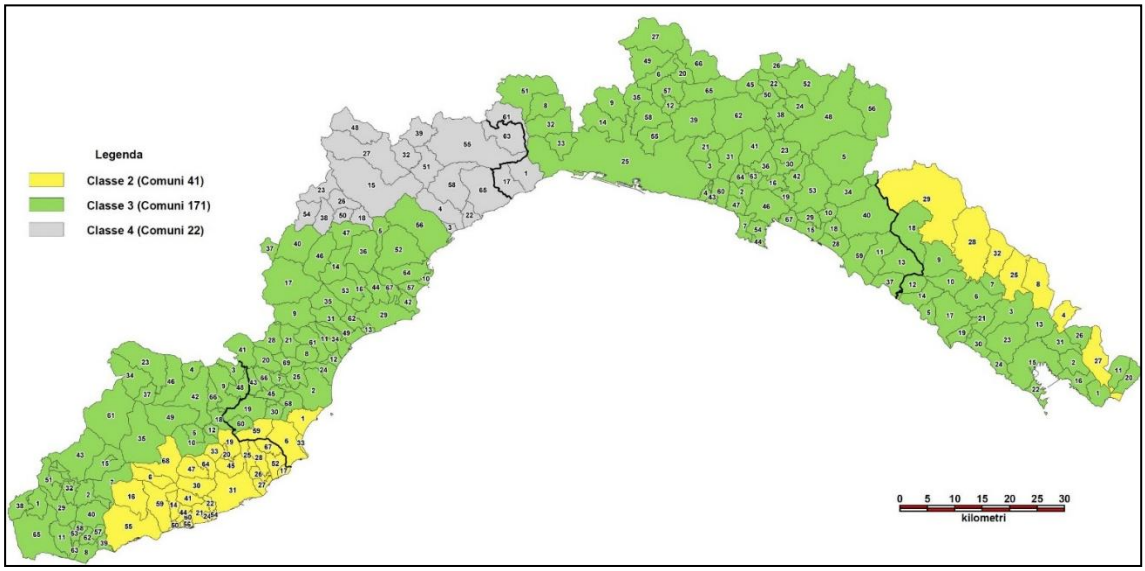


Figura 6-3 - Suddivisione delle zone sismiche in Liguria è definita dalla dgr n.216/2017, con l'aggiornamento dato dalla dgr n.962/2018.

L'azione sismica viene valutata in condizioni di campo libero (cioè in assenza di manufatti), su sito di riferimento rigido (di categoria A), a superficie orizzontale (superficie topografica di categoria T1), riferendosi alla definizione di "pericolosità sismica di base", fornita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)

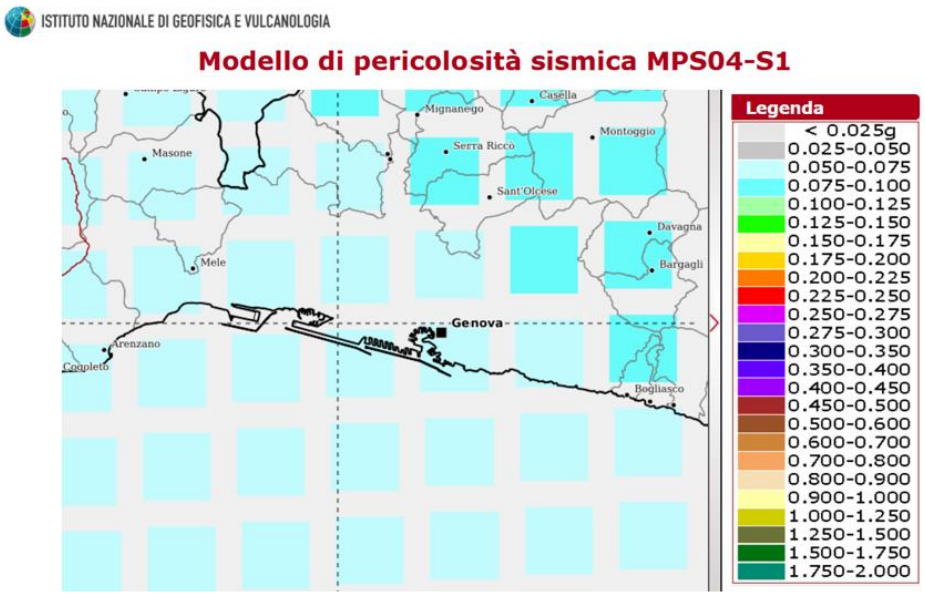
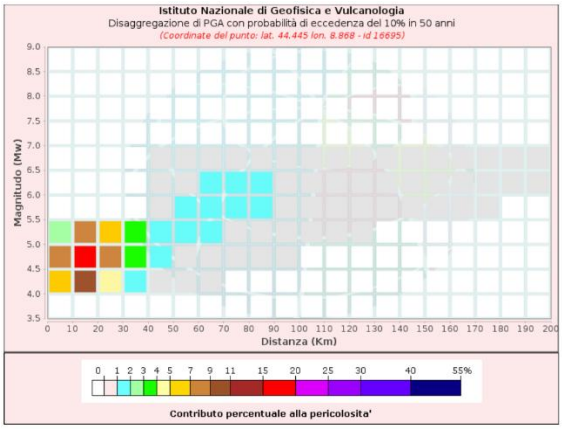


Figura 6-4 – Mappa interattiva di pericolosità sismica (INGV)

L'analisi di disaggregazione derivata dall' INGV (2008) ha permesso di identificare come terremoto dominante lo scenario di pericolosità sismica dell'area un sisma di Magnitudo 4,96 ad una distanza di 30,6 km (Figura 6-5)



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni
(Coordinate del punto: lat. 44.445 lon. 8.868 - id 16695)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)									
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	5.6600	7.1900	2.3100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	10.7000	16.8000	7.2400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	4.3900	8.8400	5.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	1.4900	3.8900	3.0600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.3170	1.4600	1.5200	0.0639	0.0489	0.0074	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0357	0.7070	1.4800	1.1200	0.9130	0.0829	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0047	0.2970	1.2200	1.4900	1.3600	0.1180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.1060	0.8010	1.3000	1.2300	0.0868	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0212	0.4530	1.0000	1.0000	0.0567	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0004	0.2190	0.7260	0.7970	0.0377	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0896	0.5140	0.6460	0.0260	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0269	0.3270	0.4950	0.0178	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0032	0.1690	0.3250	0.0125	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0594	0.1450	0.0084	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0225	0.0713	0.0068	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0096	0.0427	0.0067	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0032	0.0259	0.0062	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0156	0.0053	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0105	0.0044	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0069	0.0034	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Figura 6-5 - Analisi di disaggregazione per definizione terremoto dominante dell'area

6.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Le NTC2018, normativa vigente, raccomandano la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S.
Dai risultati delle prove sismiche ad oggi disponibili, si definisce il profilo delle velocità delle onde di taglio lungo la profondità, dalle quali si ricava il valore di $V_{S,eq}$.
Da Normativa, la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:
hi spessore dell'i-esimo strato;
$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N numero di strati;
H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.
Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.
Dalle indagini geofisiche eseguite lungo il tracciato ed in zone limitrofe, i risultati ottenuti dall'elaborazione dei dati restituiscono valori di velocità equivalenti compresi tra 360 e 800 m/s. Sulla base di tali osservazioni si può ipotizzare in questa fase una categoria di sottosuolo di tipo B.
Le prove sismiche condotte nella campagna geognostica integrativa (1 DH e 2 MASW) confermano e restituiscono i seguenti valori di velocità equivalenti:

- BH03 $V_{s,\,equ}$ = 365 m/s;
- MASW01 $V_{s,\,equ}$ = 443 m/s;
- MSW02 $V_{s,\,equ}$ = 407 m/s;

A cui corrisponde una categoria di sottosuolo di tipo B.

6.4 DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

La definizione dell'azione sismica e quindi la caratterizzazione sismica del terreno in sito si basa sulle informazioni relative al sito di interesse e alle caratteristiche dell'opera di progetto:

- Longitudine: 8.89440
  Latitudine: 44.43680
- *Vita Nominale* della costruzione: **V_N=50 anni**
- *Classe d'uso III,* quindi coefficiente d'uso della costruzione: **C_U =1.5**. Il *Periodo di Riferimento* per l'azione sismica: **$V_R=V_N \cdot C_U$= 75 anni**
- *Probabilità di superamento del periodo di riferimento* P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente: P_{VR}(SLV) = 10%
- *Periodo di ritorno* T_R dell'azione sismica, espresso in anni: **T_R(SLV)** = -V_R / ln (1-P_{VR}) = **712 anni**
- *Categoria topografica* per definizione azione sismica: **T1**
- *Categoria di sottosuolo* per definizione azione sismica: **B**

Sulla base di quanto espresso finora, è possibile definire i seguenti parametri che caratterizzano l'azione sismica:

Tabella 6-1: Parametri dello scuotimento

a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;		0,079 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale		2,530
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale		0,292 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B	1,2
S_T	Coefficiente di amplificazione topografica	T1	1.0

L' accelerazione massima al suolo, per lo stato limite SLV risulta quindi:

$$a_{max} = a_g \cdot S = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.079g * 1.2 * 1 = 0.095g$$

6.5 VERIFICA NEI CONFRONTI DEL FENOMENO DI LIQUEFAZIONE

Le NTC18, al par. 7.11.3.4.2, affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) 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 (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate da Normativa nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3.5 e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc >3.5.

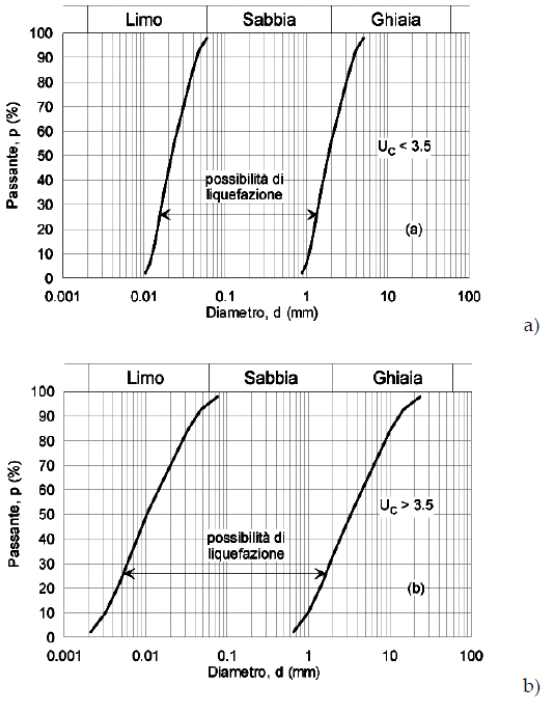


Fig. 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione*

Figura 6-6

Per il caso in esame si presentano le seguenti condizioni:

- Il valore di a_{max} (SLV) risulta minore di 0.1 g, ma è estremamente vicino ad esso;
- La falda ha profondità media stagionale inferiore a 15 m;
- I valori di $(N_1)_{60}$ non sono sempre maggiori di 30.

Pertanto, data la vicinanza dell'accelerazione massima al valore limite di normativa ed in via cautelativa, si procede alla verifica di liquefazione basandosi sui dati delle prove SPT, assumendo un livello di falda pari 8 m da p.c. (14 m s.l.m.m).

In base all'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica, della sismicità storica e tenendo conto dei terremoti storici con maggiore risentimento nell'area è ragionevole assumere, per il sito di progetto, una magnitudo di riferimento per la verifica a liquefazione pari a 5.5.

6.5.1 Metodologia di analisi

La possibilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione è stata valutata mediante un'analisi pseudostatica, in cui la verifica alla liquefazione viene condotta in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative per profondità inferiori a 20 m.

Infatti storicamente solo in casi molto rari sono stati osservati fenomeni di liquefazione a profondità dal piano campagna superiori a 20 metri.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata in accordo al "metodo semplificato" originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR).

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

- $CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}}$ Rapporto di tensione ciclica
- $CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}}$ Rapporto di resistenza ciclica

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{\max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità conside-rata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Seed 1971.

Dato che la relazione per valutare CSR è stata dedotta su base empirica dalle osservazioni del comportamento dei depositi naturali durante eventi sismici con M=7.5, quando il terremoto atteso nell'area di interesse è caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare il carico sismico riportandolo ad un valore corrispondente ad una magnitudo pari a 7.5 (CRS)M=7.5 tramite la seguente relazione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

In cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo.

$$MSF = 6.9 * \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 0.058$$

Nel presente studio è stato identificato un valore di MSF = 2.85 per M= 5.5 in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8 Parte 5, sia a quanto suggerito da Youd et al. (2001) e Idriss e Boulanger (2004).

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo CPT, NSPT e Vs.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

6.5.2 Calcolo del fattore di sicurezza

Il fattore di sicurezza viene quindi calcolato come rapporto tra la resistenza del terreno e la domanda sismica, quindi:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Le NTC18 non esplicita il limite per il quale la verifica a liquefazione è soddisfatta, affermando che "l'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista". Facendo riferimento all'Eurocodice 8 (EN 1998-5, paragrafo 4.1.3.4), la verifica a liquefazione è soddisfatta se FS>1.25.

6.5.3 Risultati analisi di liquefazione

Il calcolo del fattore di sicurezza alla liquefazione è svolto a partire dai risultati delle prove SPT secondo la procedura di Idriss e Boulanger (2004). In tabella e in figura sono riportati gli Fs calcolati per i sondaggi che ricadono lungo la tratta in esame.

Tabella 6-2 – Verifica a liquefazione – Idriss e Boulanger (2004)

Sondaggio	z [m da p.c.]	Nspt [-]	CSR	CRR	FS=CRR/CSR	Verifica
MIF5	5,0	100,0	0,03	33,50	1011,47	ok
	8,0	40,0	0,04	0,26	6,85	ok
	10,0	47,0	0,04	0,26	6,89	ok
	12,0	54,0	0,04	0,25	6,55	ok
	14,0	62,0	0,04	0,25	6,90	ok
MIF6	7,6	12,0	0,03	0,13	4,21	ok
	12,0	30,0	0,03	65833,14	2064361,04	ok
	14,0	24,0	0,03	11,13	355,65	ok
	17,0	21,0	0,03	0,38	12,65	ok
	22,0	16,0	0,03	0,18	6,55	ok
	24,0	100,0	0,03	0,26	9,87	ok
	27,0	17,0	0,02	0,16	6,61	ok
MIF7	8,0	14,0	0,06	0,17	2,69	ok
	11,0	100,0	0,06	10,69	190,33	ok
	14,0	100,0	0,05	1,76	35,19	ok
	17,0	63,0	0,04	0,29	6,52	ok
	20,6	61,0	0,04	0,23	5,96	ok
	23,0	32,0	0,04	3065172,90	85278105,48	ok
MIF8	9,0	76,0	0,06	7,52	124,71	ok
	12,0	100,0	0,05	6,90	127,58	ok
	17,2	81,0	0,04	0,48	10,90	ok
	20,0	90,0	0,04	0,39	9,84	ok
	23,0	16,0	0,04	0,24	6,81	ok
	29,6	15,0	0,03	0,16	5,23	ok
	36,6	15,0	0,03	0,15	4,88	ok
1N	3,0	7,0	0,03	0,14	4,15	ok
	6,0	100,0	0,03	3,63	112,87	ok
	9,0	2,0	0,03	0,10	2,77	ok
	12,0	30,0	0,03	0,16	4,54	ok
	15,0	26,0	0,03	0,14	4,22	ok
	18,0	35,0	0,03	4943079830,21	160066409943,05	ok
	21,0	34,0	0,03	0,14	4,88	ok
	24,0	49,0	0,03	0,16	5,79	ok
	27,0	100,0	0,03	0,22	8,66	ok
	30,0	15,0	0,02	0,56	22,85	ok
	32,3	18,0	0,02	1,45	59,17	ok
S02	3,6	62,0	0,03	7,04	204,90	ok
	6,0	100,0	0,03	5,35	166,23	ok
	9,0	100,0	0,04	1,02	29,00	ok
	13,0	100,0	0,03	0,48	13,86	ok
	16,4	66,0	0,03	0,22	6,85	ok
	19,0	76,0	0,03	0,23	7,44	ok
	22,0	100,0	0,03	0,26	9,20	ok
	25,0	69,0	0,03	0,18	6,89	ok

Sondaggio	z [m da p.c.]	Nspt [-]	CSR	CRR	FS=CRR/CSR	Verifica
	28,5	79,0	0,03	0,19	7,37	ok
	32,0	79,0	0,02	0,18	7,15	ok

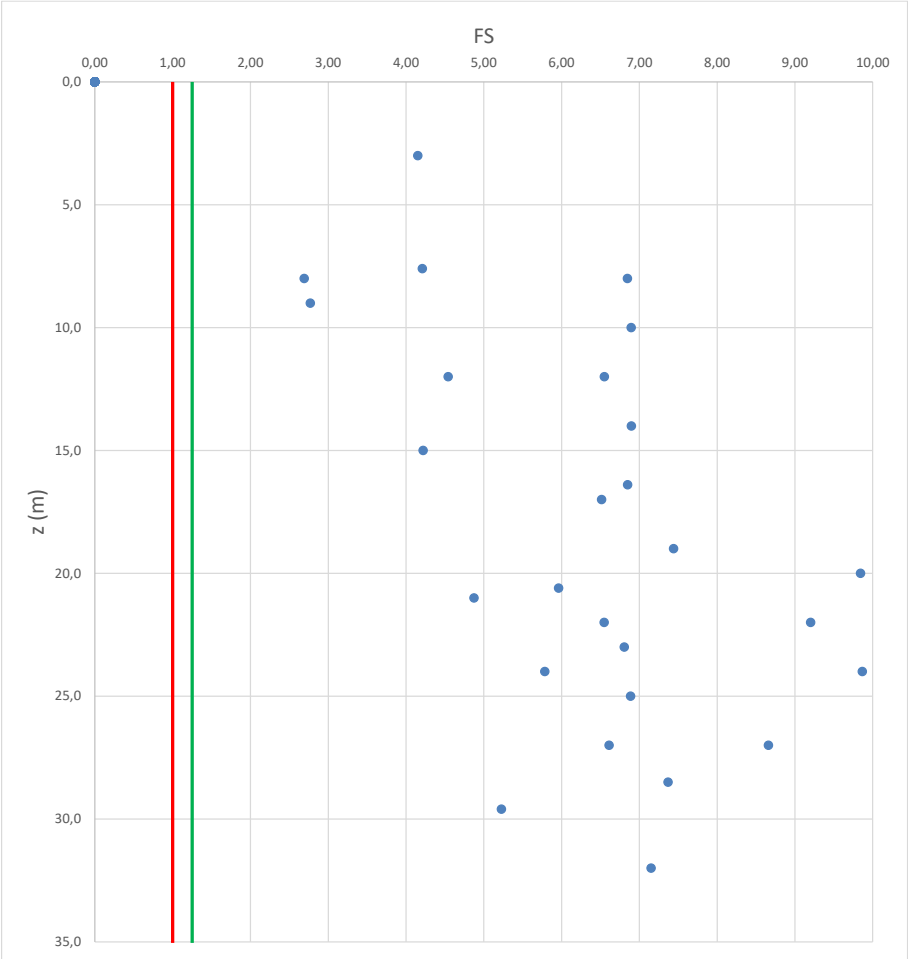


Figura 6-7 – Fs da verifica di liquefazione

Come mostrato in Tabella 6-2 e in Figura 6-7 la verifica a liquefazione risulta soddisfatta, in quanto il fattore di sicurezza risulta sempre maggiore di 1.25.

7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 GENERALITÀ

L'interpretazione dei dati sperimentali in termini di parametri geotecnici si è in particolare basata sui risultati delle prove SPT (Standard Penetration Test) – (sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02), sulla descrizione stratigrafica dei sondaggi, e laddove disponibili, sui risultati delle prove di laboratorio che hanno consentito di caratterizzare quantitativamente e qualitativamente i terreni/rocce incontrate.
Le prova SPT consentono di valutare il grado di addensamento mediante la stima della densità relativa (Dr), l'angolo di resistenza al taglio (φ'), in funzione della tensione efficace in situ e della granulometria, e i parametri di deformazione, quali il modulo di Young (E) e il modulo di taglio alle piccole deformazioni (G_0).
Oltre ai risultati delle prove in sito si è fatto riferimento, laddove disponibili, anche alle prove di laboratorio.

7.2 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)

Le prove SPT a fondo foro sono state eseguite a diverse profondità e consistono nel misurare il numero di colpi richiesti per provocare l'avanzamento per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale (NSPT) si ottiene poi sommando il numero di colpi richiesto per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.
Una preliminare interpretazione dei valori SPT viene sviluppata secondo le indicazioni contenute nel "Manual on estimating soil proprierties for foundation design" (EPRI, 1990) riportate a seguire, che forniscono degli intervalli di densità relativa di angolo di resistenza al taglio sulla base del numero di colpi misurati nel corso delle prove.

N Value (blows/ft or 305 mm)	Relative Density	D_r (%)
0 to 4	very loose	0 to 15
4 to 10	loose	15 to 35
10 to 30	medium	35 to 65
30 to 50	dense	65 to 85
> 50	very dense	85 to 100

Source: Terzaghi and Peck (27), p. 341 and Lambe and Whitman (6), p. 31.

Figura 7-1 - Valori prove SPT e Densità Relativa

N Value (blows/ft or 305 mm)	Relative Density	Approximate $\bar{\phi}_{tc}$ (degrees) (a)	(b)
0 to 4	very loose	< 28	< 30
4 to 10	loose	28 to 30	30 to 35
10 to 30	medium	30 to 36	35 to 40
30 to 50	dense	36 to 41	40 to 45
> 50	very dense	> 41	> 45

a - Source: Peck, Hanson, and Thornburn (12), p. 310.
b - Source: Meyerhof (13), p. 17.

Figura 7-2 - Valori prove SPT e angolo di resistenza al taglio

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai vari dispositivi di infissione e alla pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, si valuta il valore normalizzato di N_{SPT}, cioè $(N_1)_{60}$, tramite la seguente espressione:

$$(N_1)_{60}=C_N \cdot N_{60} = C_N \cdot (ER/60) \cdot N_{SPT}$$

in cui:
$C_N = \sqrt{(Pa/\sigma'_{vo})}$ = coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{v0} (C_N<1.7) [Liao & Whitmann – 1986]

Pa = pressione di riferimento = 101.32 kPa
σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di prova (kPa)
ER = rendimento medio del dispositivo di infissione effettivamente impiegato espresso in percentuale (per il presente caso: 60%).
In Tabella 7-1, si riportano le correlazioni utilizzate per l'interpretazione delle prove SPT:

Tabella 7-1 - Tabella riassuntiva delle relazioni utilizzate per l'interpretazione dei risultati delle prove dinamiche standard SPT

Parametri		Correlazione empiriche
D_R	Densità relativa	Skempton (1986) – Sabbie
ϕ	Angolo di resistenza al taglio	Shioi – Fukuni (1982) Bolton (1986)
E_0	Modulo di Youg	Ohta & Goto (1978) Yoshida et al (1988)
G_0	Modulo iniziale di taglio	Ohta & Goto (1978) Yoshida et al (1988)

Nei paragrafi successivi si descrivono in dettaglio le diverse correlazioni utilizzate, in funzione del tipo di terreno (granulari e coesivi), e i relativi campi di validità.

7.2.1 Stato iniziale del deposito

La densità relativa Dr è definita dal seguente rapporto:

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

essendo:

emax = indice dei vuoti massimo del materiale (-)

emin = indice dei vuoti minimo del materiale (-)

eo = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

GIBBS E HOLTZ (1957)

Per la valutazione della densità relativa D_R dei terreni incoerenti esistono diverse correlazioni empiriche; tra le maggiormente utilizzate si ricorda quella di Gibbs e Holtz (1957), ricavata da prove sperimentali, nella quale la densità relativa dipende dai valori di N_{SPT} e della pressione verticale efficace, come mostrato in Figura 7-3.

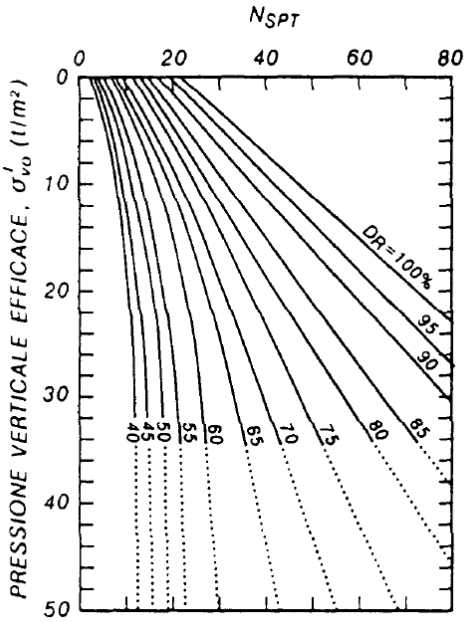


Figura 7-3 – Correlazione di Gibbs ed Holtz (1957)

Tale correlazione è valida soprattutto per sabbie quarzose NC, non cementate e moderatamente compressibili, in presenza di ghiaie, i valori di N_{SPT} devono essere presi con cautela, per Dr > 70% il grafico sovrastima la Dr effettiva. Pertanto, è stata utilizzata anche la formulazione proposta da Skempton (1986).

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

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A}} \cdot 100$$

dove:

- (N1)60 = resistenza penetrometrica dinamica normalizzata per tenere conto sia della tensione litostatica che del rendimento del sistema di infissione
- A = costante empirica che dipende dalla storia tensionale, dalla granulometria e dall'età del deposito e vale 55 per sabbie fini, 60 per sabbie medie e 65 per sabbie grosse.

7.2.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo d'attrito delle formazioni granulari si determina mediante le correlazioni riportate di seguito a partire dai risultati delle prove penetrometriche SPT.

SHIOI E FUKUNI (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) – (RBS, 1982)
Il metodo è valido per sabbie fini o limose e trova le sue condizioni ottimali di applicazione per profondità di prova superiori a 8-10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda. Si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15°$$

Dove N_{SPT} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

SHIOI E FUKUNI (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) – (JNR, 1982)

La seguente correlazione è valida per tutti i tipi di suolo per le Japanese National Railway (JNR, 1982):

$$\varphi' = 0{,}3N_{1,60} + 27$$

BOLTON–1986
L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'verrà determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi'_{CV} + m \cdot DI$$
$$DI = Dr\left[Q - \ln(p'_f)\right] - 1$$

essendo:
φ' = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272\ kPa$ (°)
Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralologica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10
$p_f{}'$ = $1.4 \cdot \sigma'_{ff}$ (vedi Jamiokowski ET AL. 1988)
$\sigma_{ff}{}'$ = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa
m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi tabella 8 successiva)
$\varphi_{CV}{}'$= angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°)
Dr= densità relativa (-)

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

Tab. 8: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(·)
Prova triassiale di compressione (σ_2' = σ_3')	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana (σ_2' ≠ σ_3')	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio $\varphi_{CV}{}'$ sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tab.9 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tab. 9: Valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi'_{CV} = 34° \div 36°$.

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nei successivi capitoli, verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton per quanto riguarda materiali granulari.

7.2.3 Modulo di taglio G_0 e Modulo E_0 alle piccole deformazioni

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:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \qquad \text{[kPa]}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \qquad \text{[kPa]}$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

Per la valutazione di Vs si può fare riferimento alle seguenti correlazioni empiriche ricavate dai risultati delle prove SPT:

$V_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G$ [m/s] Ohta & Goto (1978)

dove:

- C = 67,3;
- N_{60} è il valore di NSPT corretto per un'energia pari al 60% di quella teorica;
- z è la profondità (espressa in metri) dal piano campagna;
- f_A è un coefficiente che dipende dall'età geologica del deposito (vedi Tabella 7-2)
- f_G è un coefficiente che dipende dalla composizione granulometrica (vedi
- Tabella 7-3)

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	1,07	1,09

$V_s = k \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot \sigma'^{0.14}_{v0}$ [m/s] Yoshida et al. (1988)

in cui k rappresenta un coefficiente compreso tra 49-60, in funzione del tipo di terreno analizzato (vedi Tabella 7-4)

Tabella 7-4 – Valori di k in funzione del terreno analizzato

Terreno	sabbia fine	25% ghiaia	50% ghiaia	qualsiasi terreno
k	49	56	60	55

7.2.4 Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.
In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.
Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari i dati di ingresso sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali;
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella figura seguente.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado del modulo della figura, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico

tensionale; nel caso di problemi di “primo carico”, caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

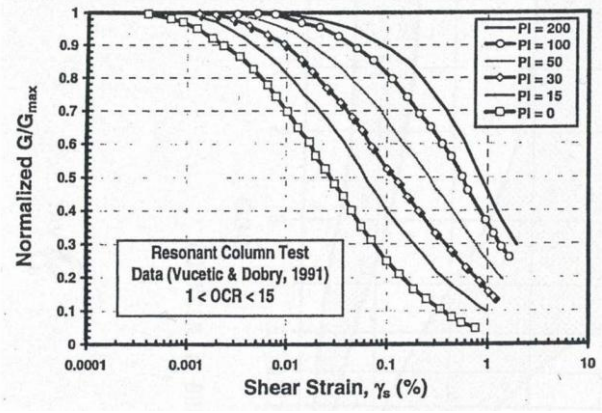


Figura 7-4 – Curve sperimentali del rapporto G/Gmax da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991).

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari il modulo viene stimato ipotizzandolo pari ad una certa percentuale di quello iniziale:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie, tirantate e non, il modulo di Young “operativo” è pari a circa 1/5 di quello iniziale;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati, problemi di ‘’primo carico’’ (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) il modulo di Young “operativo” è pari a 1/10 di quello iniziale.

In via cautelativa, per la definizione del modulo operativo ai fini della caratterizzazione, viene considerato il valore di modulo elastico fattorizzato di 1/10.

7.3 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Nella presente sezione sono riportate le modalità di classificazione geomeccanica dell'ammasso in esame.

Lo scopo della caratterizzazione geomeccanica è quello di sviluppare un modello dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geomeccanici, ed individuare eventuali dettagli geostrutturali che possano influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità. In tal senso la caratterizzazione geomeccanica può essere fatta seguendo due vie differenti: trattando l'ammasso come un mezzo "discontinuo" a comportamento strettamente anisotropo, oppure facendo ricorso alla modellazione dell'ammasso come mezzo "continuo" a comportamento ragionevolmente assimilabile a quello di un mezzo isotropo.

La validità di un tipo di caratterizzazione rispetto all'altra, nella generalità dei casi, è funzione essenzialmente di tre fattori interconnessi che sono:

- l'intensità della fratturazione e lo stato di alterazione dell'ammasso roccioso;
- la scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del "disturbo esterno".
- il comportamento non lineare dei materiali ed il comportamento meccanico caratterizzato dalla resistenza di picco e dalla resistenza residua. Le caratteristiche sforzi – deformazioni del materiale sono tipicamente non lineari e, conseguentemente, il modulo di deformabilità dipende dal livello di deformazione causato dalla costruzione dell'opera geotecnica,

Infine, se si tiene conto delle particolari difficoltà nella definizione dei parametri di resistenza al taglio ricavati dall'interpretazione delle prove in sito ed in laboratorio i parametri ricavati dalle prove sperimentali eseguite saranno sempre da confrontare con i parametri suggeriti in letteratura da correlazioni empiriche basate sul sistema di classificazione di Bieniawski (indice RMR) e sulla definizione dell'indice GSI (Geological Strength Index).

7.3.1 Criteri di classificazione

Nel caso di ammassi rocciosi è necessario valutare separatamente le caratteristiche meccaniche della roccia intatta e dei sistemi di discontinuità per dedurre, in base alle caratteristiche strutturali, il comportamento globale dell'ammasso roccioso (roccia intatta + discontinuità = ammasso roccioso).
In Tabella 7-1 si riportano i principali parametri necessari per quantificare il comportamento meccanico della roccia intatta e delle discontinuità.

Tabella 7-5 – Parametri per la definizione del comportamento meccanico della roccia intatta e delle discontinuità

Roccia Intatta		Discontinuità	
Parametro	Simbolo	Parametro	Simbolo
PESO DI VOLUME NATURALE	γ	NUMERO DI SISTEMI	
RESISTENZA A COMPRESSIONE MONASSIALE	σc	ORIENTAZIONE	
RESISTENZA A TRAZIONE	σt	SPAZIATURA	
COSTANTE DI HOEK PER LA ROCCIA INTATTA	mi	CONDIZIONI DEI GIUNTI (PERSISTENZA, RUGOSITÀ, ALTERAZIONE, APERTURA, RIEMPIMENTO)	
COMPOSIZIONE MINERALOGICA		JOINT COMPRESSIVE STRENGTH	JCS
ABRASIVITÀ		JOIT ROUGHNESS COEFFICIENT	JRC
DURABILITÀ		ANGOLO DI ATTRITO DI BASE	φb
RIGONFIABILITÀ			

In considerazione del possibile grado di fratturazione e delle dimensioni delle opere di sostegno e di fondazione da realizzare, la caratterizzazione geotecnica della formazione rocciosa verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980.

In particolare:

- Il parametro RMR "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), il parametro GSI (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjoberg, 1997):

$$GSI = RMR_{'89} - 5$$

  Questo indice, dedotto dalle caratteristiche strutturali dell'ammasso e delle discontinuità, permette di calcolare direttamente, conosciuta la resistenza a compressione monoassiale ed il parametro mi (desumibile da prove triassiali o, in mancanza, apposita tabella) della roccia intatta, il modulo di deformazione dell'ammasso E_m ed i coefficienti m_b e s_b del criterio di rottura dell'ammasso secondo la formulazione di Hoek & Brown.

- L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso verrà valutato sulla base del criterio di Hoek & Brown (1988).

7.3.2 Valutazione del parametro RMR'89

Per ogni litotipo il parametro RMR'89 viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), come somma dei seguenti 5 indici:

- Resistenza alla compressione monoassiale della roccia intatta UCS(A1);
- Qualità della roccia RQD (A2);
- Spaziatura delle discontinuità (A3);
- Condizioni delle discontinuità (A4)
- Condizioni idrogeologiche (A5)

Nel seguito si riporta una tabella con l'attribuzione degli indici in funzione dei parametri che caratterizzano l'ammasso.

Tabella 7-6 - Parametri per l'attribuzione dell'indice RMR

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			

Non si terrà conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare; ove rilevante/possibile tale aspetto verrà messo in conto nella definizione del modello geometrico da utilizzare nelle analisi di progetto.

L'indice legato alla presenza dell'acqua verrà assunto pari a quello associabili a condizioni "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua verranno messi in conto nella definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi di progetto.

7.3.3 Criteri di rottura ammasso roccioso

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi anche Sjoberg, 1997), Hoek et al. (2002) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}}$$

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

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

GSI = RMR'_{89} –5

RMR'_{89} = parametro in accordo con Bieniawski (1989);

mi = coefficiente relativo alla roccia intatta;

$\sigma 1'$ = tensione principale efficace maggiore;

$\sigma 3'$ = tensione principale efficace minore;

σc = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

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

In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI = 100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato in Tabella 7-7, in quanto, in mancanza di prove specifiche è stato ritenuto il modo tecnicamente più affidabile di procedere:

Tabella 7-7 - Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden,1995)

Rocce	**m_i (-)**
Metamorfiti	33
Conglomerato	22
Arenaria	19

Rocce	**m_i (-)**
Calcare	10
Argilliti	4

In presenza di ammassi rocciosi eterogenei, alternanze di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR_{89} verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998):

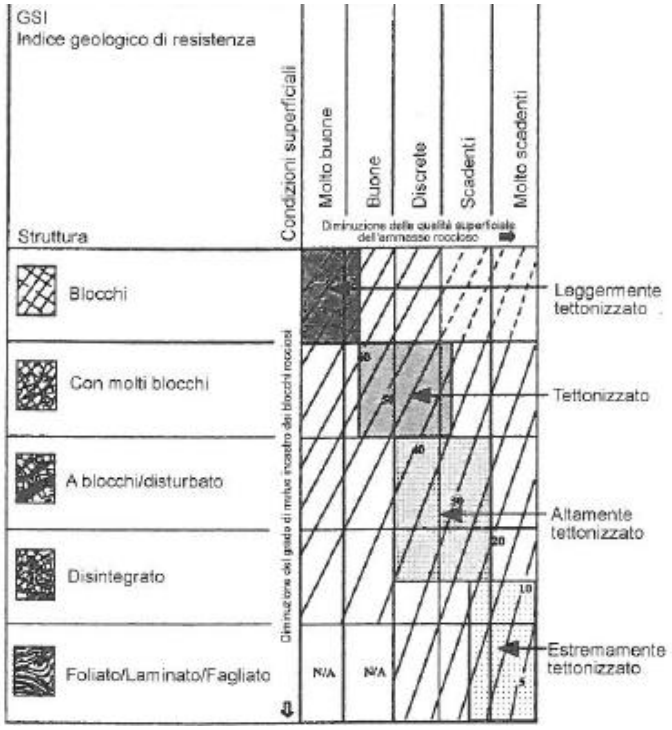


Figura 7-5 - Carta del GSI (Hoek et al., 1998)

I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ'_1 e σ'_3 possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ'_n. A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

$$\frac{\delta\sigma'_1}{\delta\sigma'_3} = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(\frac{m_b \cdot \sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^{a-1}$$

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{\delta\sigma'_1}{\delta\sigma'_3} - 1}{\frac{\delta\sigma'_1}{\delta\sigma'_3} + 1}$$

$$\tau = \left(\sigma_1^{'} - \sigma_3^{'}\right) \cdot \frac{\sqrt{\frac{\delta\sigma_1^{'}}{\delta\sigma_3^{'}}}}{\frac{\delta\sigma_1^{'}}{\delta\sigma_3^{'}} + 1}$$

In corrispondenza di valori di σ'_n negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

È quindi possibile determinare un inviluppo alla Mohr-Coulomb attraverso una linearizzazione da cui ricavare i valori di **c'** e **ϕ,** in corrispondenza dello stato tensionale di riferimento, definendo il **criterio di rottura linearizzato di Hoek-Brown,** così come suggerito dagli Autori.

$$\phi^{'} = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma^{'}_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma^{'}_{3n})^{a-1}}\right]$$

$$c^{'} = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma^{'}_{3n}\right](s+m_b\sigma^{'}_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\left(6am_b(s+m_b\sigma^{'}_{3n})^{a-1}\right)/\left((1+a)(2+a)\right)}}$$

$$\text{where} \quad \sigma_{3n} = \sigma^{'}_{3\max}/\sigma_{ci}$$

Per quanto riguarda i valori "operativi" di resistenza da utilizzare nelle analisi ingegneristiche; si ha:

- La resistenza in condizioni "undisturbed rock masses" può considerarsi rappresentativa della resistenza di picco dell'ammasso roccioso.
- La resistenza in condizioni "disturbed rock masses" può considerarsi rappresentativa della resistenza in condizioni prossime alle residue.

In generale in contesti non caratterizzati da rotture pregresse o in atto e per analisi convenzionali in cui non venga simulato il decadimento della resistenza si potranno considerare come valori operativi quelli rappresentati dai valori medi tra quelli "undisturbed" e "disturbed" oppure cautelativamente prossimi a quelli "disturbed".
Nel caso in esame, si è ritenuto di applicare in tutti i casi un valore medio del fattore di disturbo pari a 0.5;

7.3.4 Moduli elastici operativi

I moduli di Young "operativi" E_{op} dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base di espressioni di letteratura desunte da confronti tra la risposta deformativa di ammassi (da prove in sito e/o back-analysis) e i parametri tipici dei sistemi di classificazione degli ammassi stessi (RMR, GSI).
Alcune di tali espressioni possono essere riferite a particolari tipologie di ammassi.
Nello specifico si è fatto riferimento alle seguenti espressioni (Serafim & Pereira, 1983; Mehrotra et al. 1991, Berardi e Bellingeri, 1998, Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 10 \cdot^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 10 \cdot^{\left(\frac{RMR-30}{50}\right)} \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 0.87 \cdot e \cdot^{(0.045-RMR)} \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40}$$

per $10 < GSI > 50$ e per $\sigma c < 100$ MPa.

essendo:

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

Ove non diversamente specificato, dal lato della sicurezza, nel caso dei fronti di scavo (sostenuti e non) e di fondazioni dirette verranno adottati i seguenti valori di D:

- Fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo $\Rightarrow$ D = 1;
- Fondazioni a pozzo e fronti di scavo sostenuti in modo attivo $\Rightarrow$ D = 0.5.

7.4 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni, inoltre, è affidata all'interpretazione delle prove di laboratorio.
La classificazione dei terreni a grana grossa e fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- analisi granulometrica;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuti d'acqua naturale;
- parametri di resistenza a taglio

7.4.1 Prove geotecniche di laboratorio

Nella definizione dei parametri di resistenza al taglio drenati (ϕ, c') da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni rimaneggiati/indisturbati di buona qualità del tipo:

- Prove di taglio diretto (TD), da cui si sono ricavati i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci.
- Prove triassiali non consolidate e non drenate (UU)

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ STRATIGRAFICHE

All'interno del presente Capitolo vengono analizzate le caratteristiche geotecniche e i parametri di resistenza delle Unità geotecniche interferenti con l'opera in oggetto.
La presente caratterizzazione discende dall'analisi dei dati delle campagne geognostiche eseguite e dall'esperienza del progettista su contesti analoghi.
Dai risultati delle indagini svolte è possibile definire il seguente schema stratigrafico:

- un primo strato (Unita A) - (da p.c. a 5 - 7.5 m di spessore): di riporti antropici costituiti da clasti e ghiaia sabbiosa da fine a grossolana;
- un secondo strato (Unità B) - (di spessore variabile da 3 a 5 m): di deposito alluvionale misto pedemontano costituito da ghiaia sabbiosa debolmente limosa poco addensata. Tale unità tende a scomparire nella parte sud del tracciato verso il piazzale Palli;
- un terzo strato (Unità C) - (di spessore variabile da 8-22 m): di deposito alluvionale fluviale costituito prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche, in matrice sabbiosa limosa con grado di addensamento medio-alto.
- un quarto strato (Unità D) - (di spessore variabile da 3 - 8 m): di deposito alluvionale costituito da limo, limo argilloso e limo debolmente sabbioso consistente;
- un sesto strato (Unità E) - (di spessore variabile da 2 - 3 m): di substrato roccioso argilloscistoso fratturato con il relativo cappellaccio di alterazione;
- un settimo strato (Unità F): di substrato roccioso della formazione delle Argilliti di Montanesi costituite da argilliti/argilloscisti siltose da grigio scuro a nere (Cretaceo Superiore). Le profondità del substrato passano da circa 17m dal p.c nella zona sud del tracciato a circa 40m dal p.c. nella zona nord

Per maggiori dettagli relativi alla stratigrafia lungo l'intera tratta in esame si faccia al profilo geotecnico (P0_SIGS_GTA_D_002).

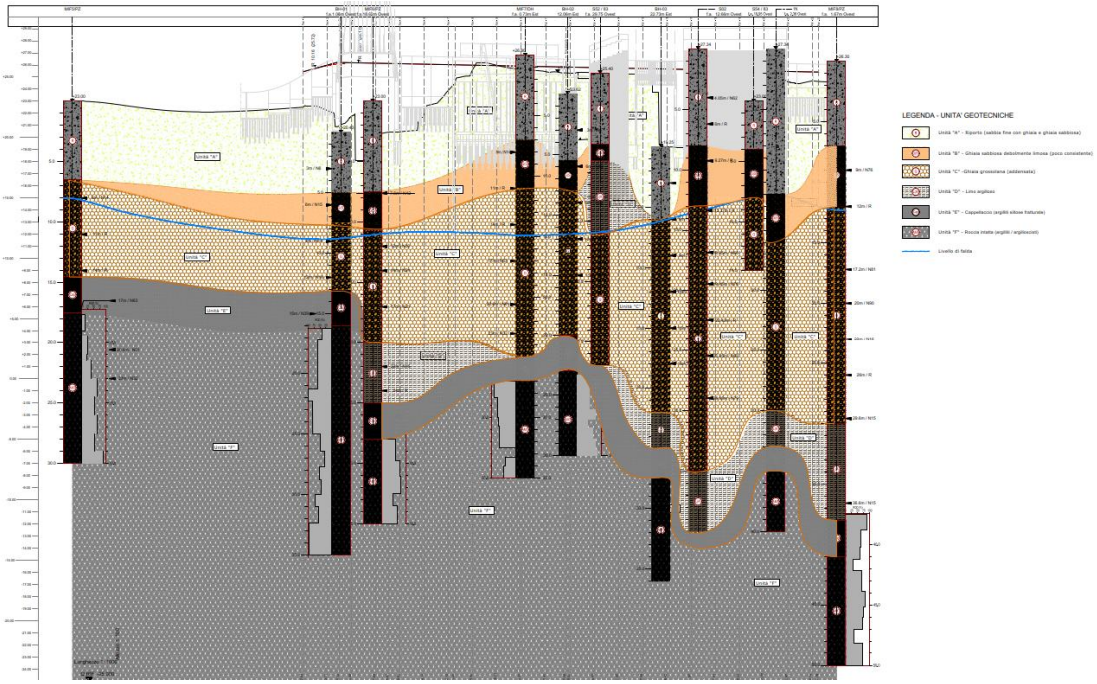


Figura 8-1 – Profilo geotecnico Metro Genova tratta Canepari - Rivarolo

8.1 UNITÀ A – RIPORTI (R)

L'unità litologica in oggetto è costituita essenzialmente da clasti e ghiaia sabbiosa da fine a grossolana;

Tale materiale di riporto è di origine antropica.



MIF5 (da 0 a 6.5 m)



MIF6 (da 0 a 7.5 m)



MIF7 (da 0 a 6.7 m)



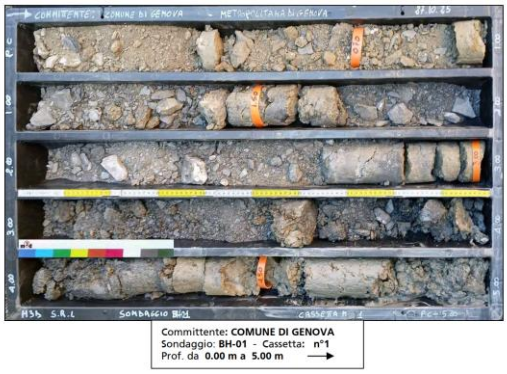
MIF8 (da 0 a 6.8 m)



1N (da 0 a 12 m)



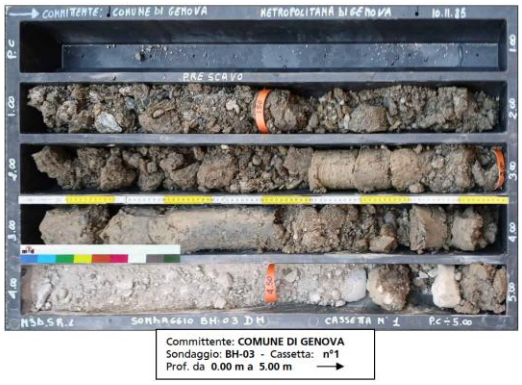
S02 (da 0 a 8 m)



BH01 (da 0 a 5 m)



BH02 (da 0 a 5 m)



BH03 (da 0 a 5 m)

Figura 8-2 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità A

8.1.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice

Le prove SPT eseguite su questa unità litologica durante le campagne geognostiche pregresse, hanno registrato un range di valori N_{spt} compreso tra i 6 e i 60 colpi/30 cm.
In base alla natura del materiale si è stimato un peso di volume naturale pari a 19 kN/m^3.
La frazione grossolana di tale unità presenta una densità relativa (DR), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT, tipicamente variabile tra il 15% e il 40%:

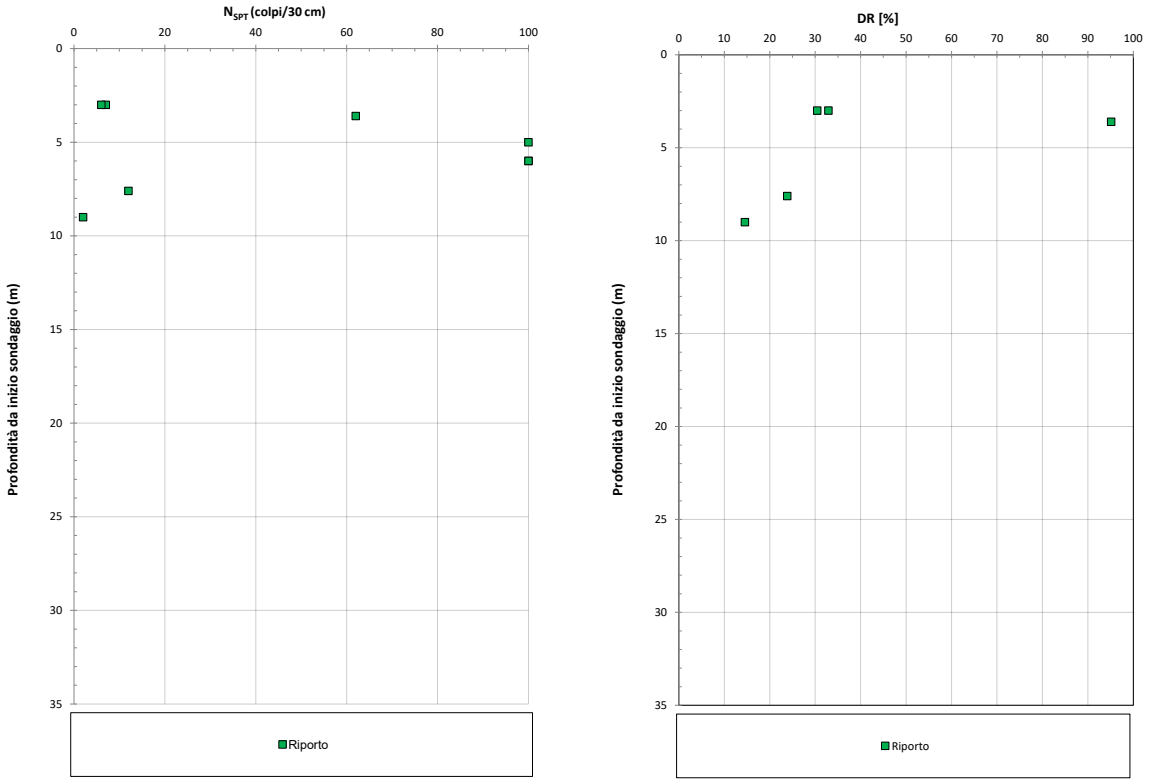


Figura 8-3 – Valori di N_{SPT} a (sx) e densità relativa DR (dx) per l'unità A (Riporto)

8.1.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità

Per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai valori di N_{SPT}.
In accordo alla formulazione fornita da Bolton (1986), si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo nell'ordine dei 31° - 35°.
I parametri di deformabilità dell'unità litologica in oggetto sono stati ricavati, in mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, da correlazioni empiriche basate sui valori di Nspt.
È possibile dedurre l'intervallo di valori dei Moduli di Young "operativi" come $E_{op} = (1/10) \cdot E_0$.
I moduli di Young iniziali, E_0, delle prove SPT vengono ottenuti dalla formulazione di Ohta & Goto, calcolando indirettamente il profilo delle onde di taglio Vs e successivamente si procede con il calcolo dei moduli alle piccole deformazioni (E_0 e G_0).
Si ottengono valori di moduli di Young iniziali (E_0) nell'ordine dei 70 – 120 Mpa, mentre di G_0 che variano da 50 a 250 Mpa.
Cautelativamente, si può assumere un valore di modulo operativo pari a E_{op}=9 Mpa.

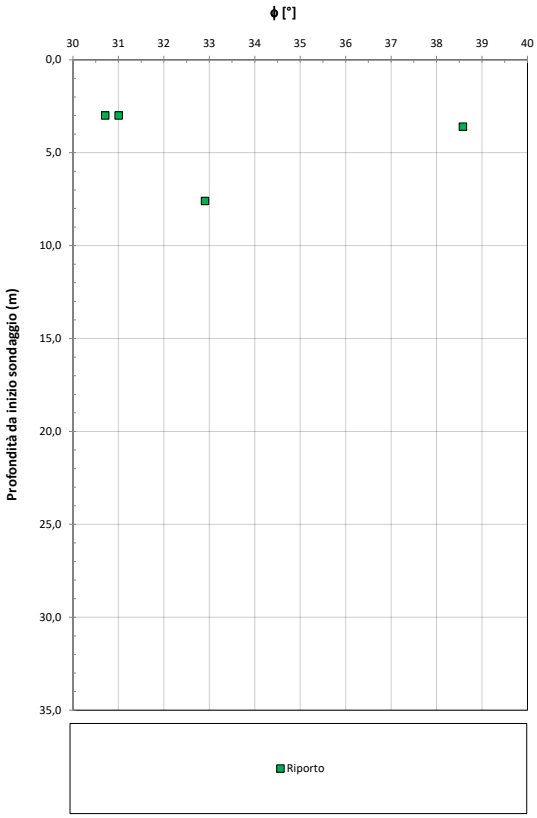


Figura 8-4 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} - Unità A

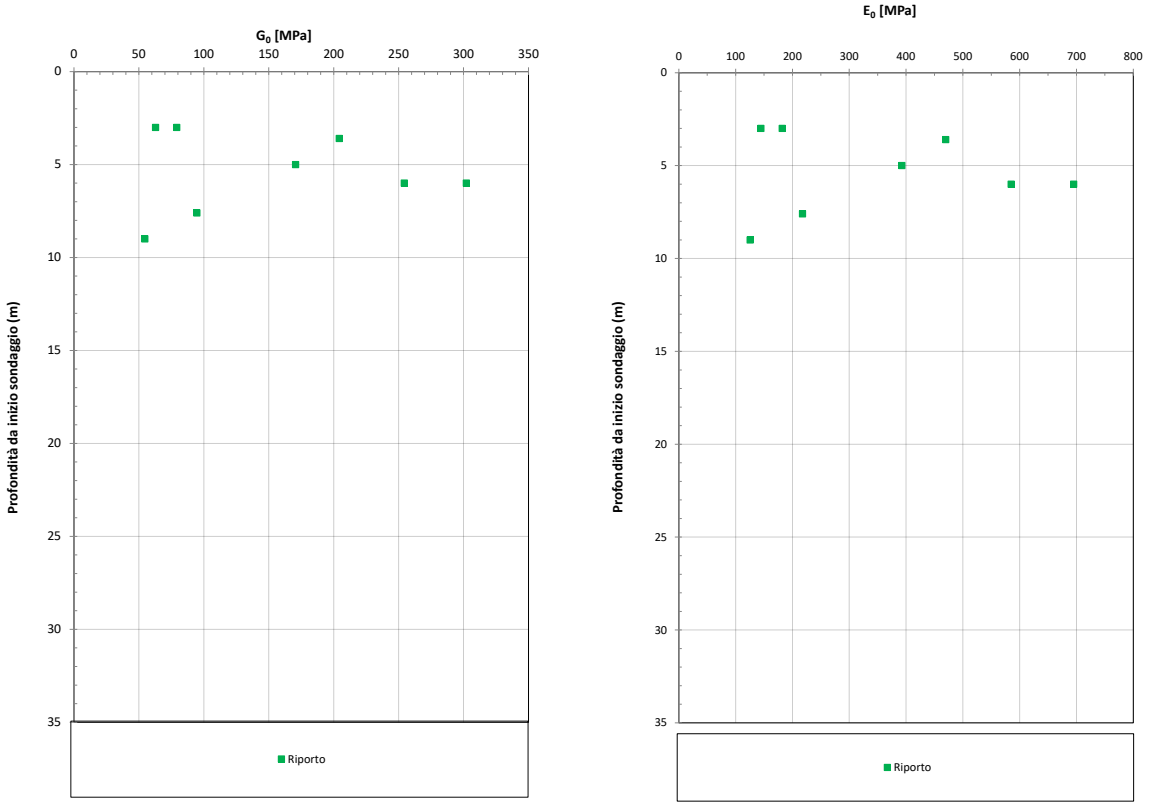


Figura 8-5 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) - Unità A

8.1.3 Parametri di progetto

Sulla base dei dati analizzati e sulla base delle considerazioni cautelative sopra esposte, per la presente fase progettuale, si ritiene di poter adottare il seguente set di parametri per l'Unità geotecnica in esame.

- γ = 19 kN/m^3
- c' =0 kPa
- φ' = 31°
- E_{op} = 9 MPa

8.2 UNITÀ B – GHIAIA SABBIOSA G(S)

L'unità litologica in oggetto è costituita essenzialmente da ghiaia sabbiosa debolmente limosa poco addensata, appartenente alla formazione deposito alluvionale misto pedemontano.



MIF6 (da 8 a 11 m da p.c)



MIF7 (da 7 a 12 m da p.c)



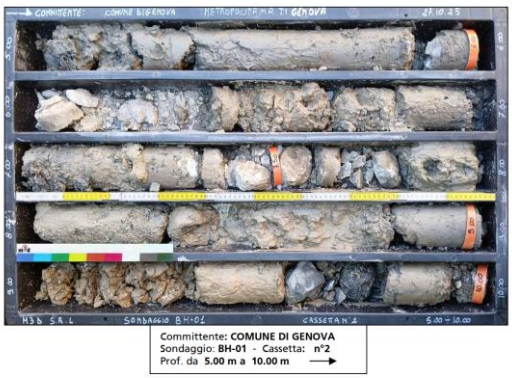
MIF8 (da 7 a 12 m da p.c)



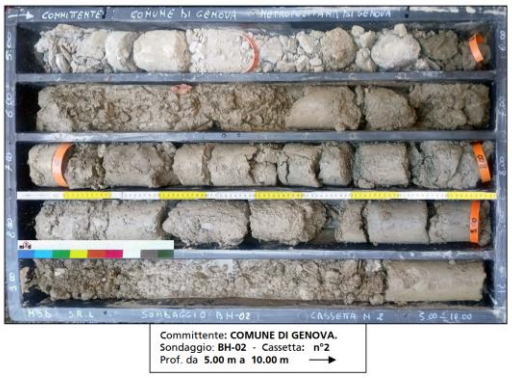
1N (da 12 a 16 m da p.c)



S02 (da 8 12 m da p.c.)



BH01 (da 5 a 8 m da p.c)



BH02 (da 5 a 8 m da p.c)

Figura 8-6 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità B

8.2.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice

Le prove SPT eseguite su questa unità litologica durante le campagne geognostiche pregresse, hanno registrato un range di valori N_{spt} compreso tra i 14 e i 76 – R (100) colpi/30 cm.
In base alla natura del materiale si è stimato un peso di volume naturale pari a 20 kN/m^3.
La frazione grossolana di tale unità presenta una densità relativa (DR), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT, tipicamente variabile tra il 25% e il 65%:

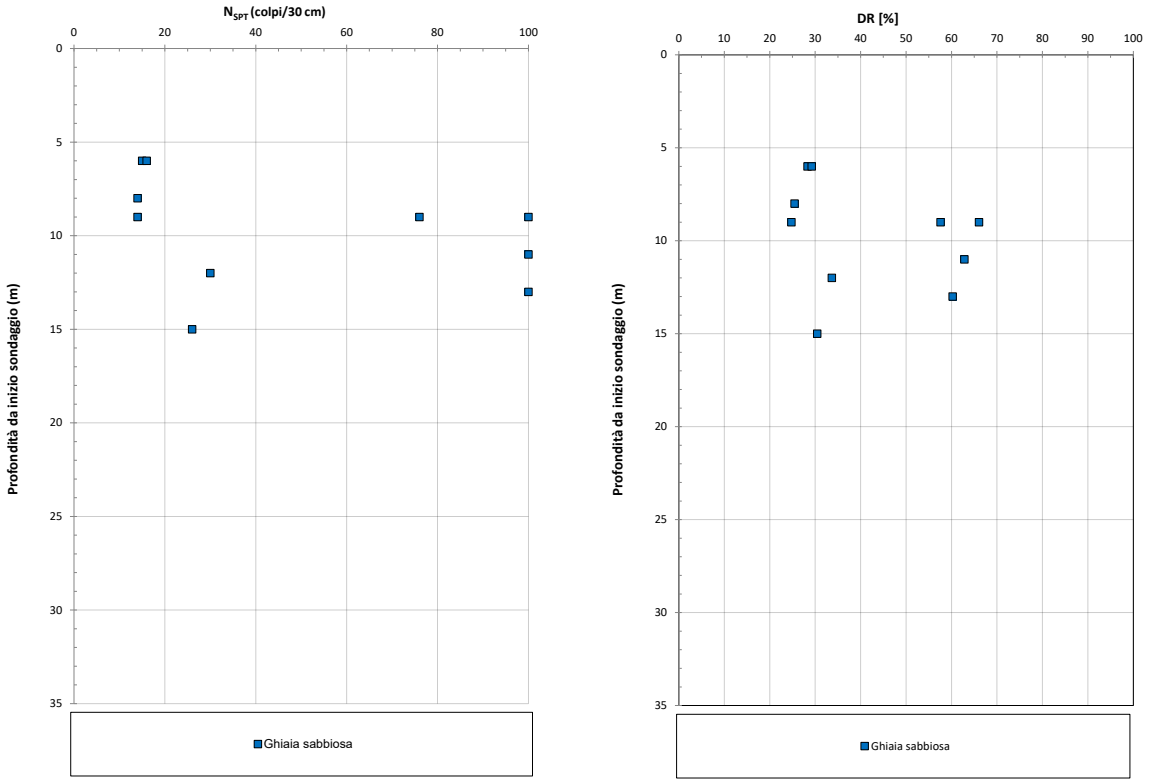


Figura 8-7 – Valori di N_{SPT} a (sx) e densità relativa DR (dx) per l'unità B (Ghiaia sabbiosa limosa)

8.2.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità

Per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai valori di N_{SPT}.
In accordo alla formulazione fornita da Bolton (1986), si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo nell'ordine dei 31° - 34°.
I parametri di deformabilità dell'unità litologica in oggetto sono stati ricavati, in mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, da correlazioni empiriche basate sui valori di Nspt.
È possibile dedurre l'intervallo di valori dei Moduli di Young "operativi" come $E_{op} = (1/10) \cdot E_0$.
I moduli di Young iniziali, E_0, delle prove SPT vengono ottenuti dalla formulazione di Ohta & Goto, calcolando indirettamente il profilo delle onde di taglio Vs e successivamente si procede con il calcolo dei moduli alle piccole deformazioni (E_0 e G_0).
Si ottengono dei valori di modulo operativo pari a E_{op}=30 MPa.

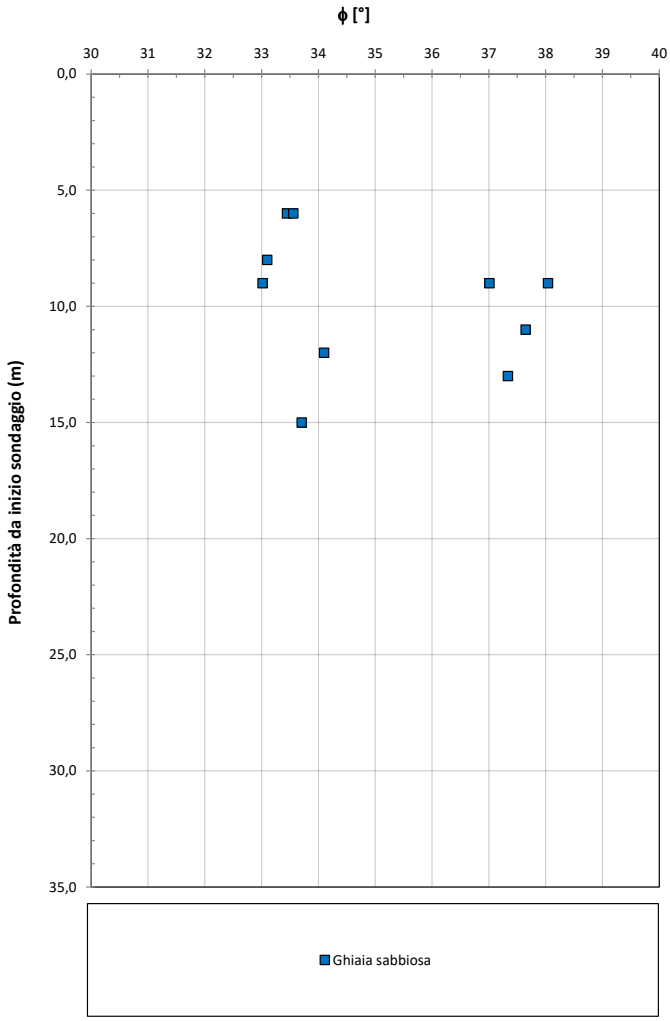


Figura 8-8 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} – Unità B

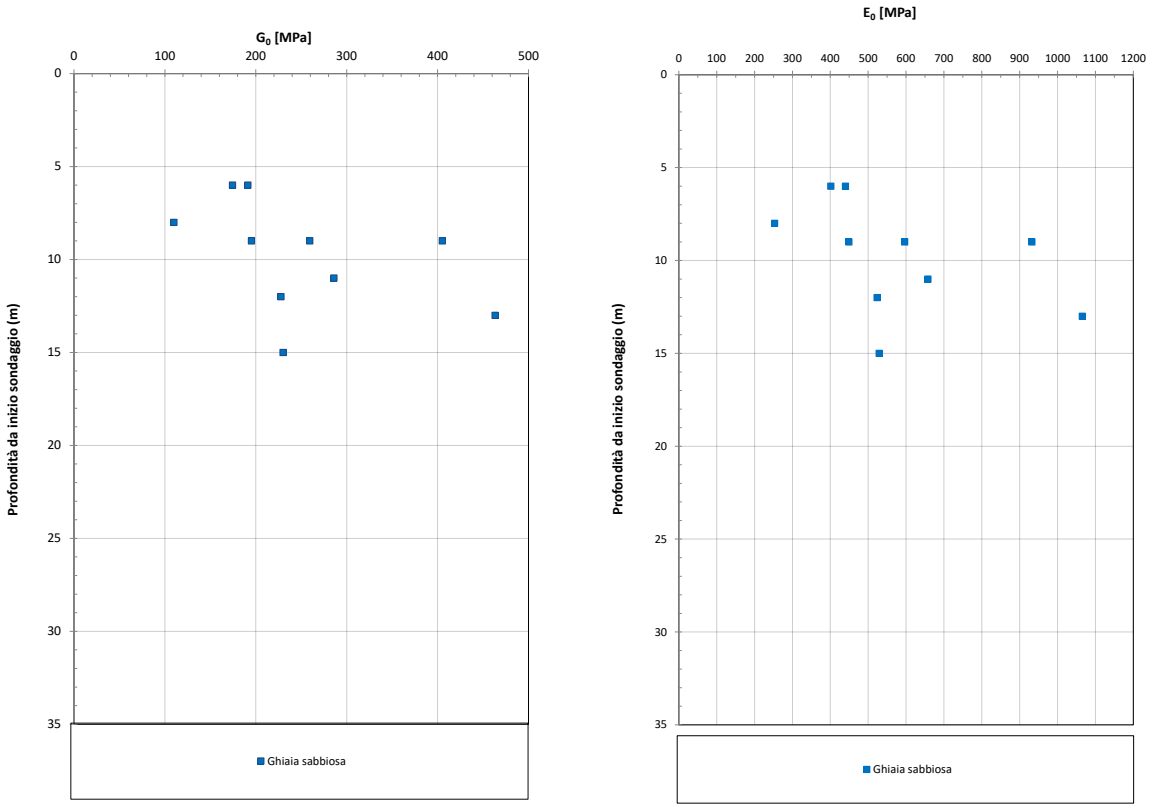


Figura 8-9 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) – Unità B

8.2.3 Parametri di progetto

Sulla base dei dati analizzati e sulla base delle considerazioni cautelative sopra esposte, per la presente fase progettuale, si ritiene di poter adottare il seguente set di parametri per l'Unità geotecnica in esame.

- $\gamma = 20$ kN/m^3
- c' =0 kPa
- $\varphi' = 32°$
- $E_{op} = 30$ MPa

8.3 UNITÀ C – GHIAIA GROSSOLANA (G)

L'unità litologica in oggetto è costituita essenzialmente da materiale a componente ghiaiosa, appartenente alla formazione deposito alluvionale fluviale.



MIF5 (da 7 a 15 m da p.c)



MIF6 (da 11 a 20 m da p.c)



MIF7 (da 12 a 25 m da p.c)



MIF8 (da 12 a 25 m da p.c)



1N (da 16 a 29 m da p.c)



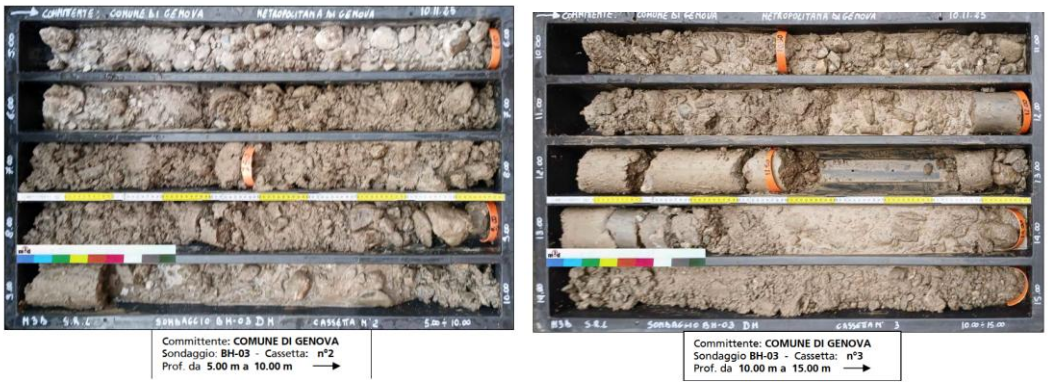
S02 (da 13 35 m da p.c.)



BH01 (da 8 a 13 m da p.c)



BH02 (da 8 a 18 m da p.c)



BH03 (da 6 a 22 m da p.c)

Figura 8-10 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità C

8.3.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice

Le prove SPT eseguite su questa unità litologica durante le campagne geognostiche pregresse, hanno registrato un range di valori N_{spt} compreso tra i 20 e i 80 – R(100) colpi/30 cm.
In base alla natura del materiale si è stimato un peso di volume naturale pari a 20 kN/m^3.
La frazione grossolana di tale unità presenta una densità relativa (DR), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT, tipicamente variabile tra il 40% e 80%:

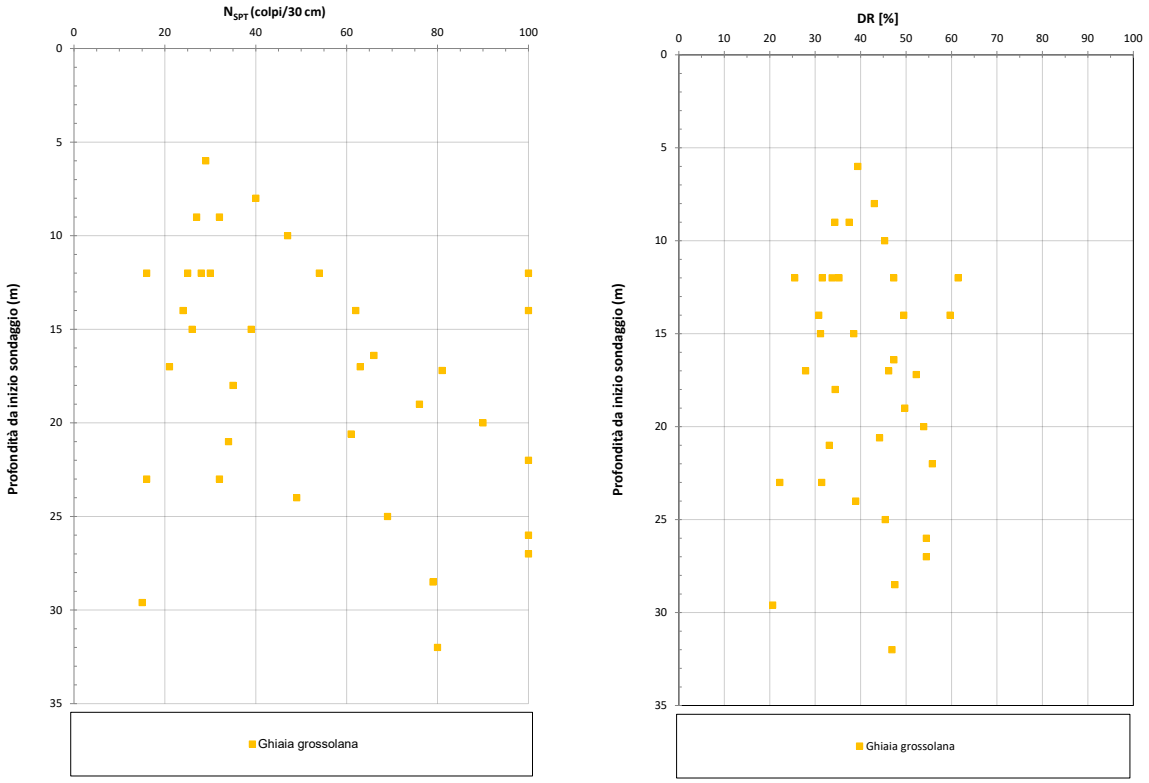


Figura 8-11 – Valori di N_{SPT} a (sx) e densità relativa DR (dx) per l'Unità C (ghiaia grossolana)

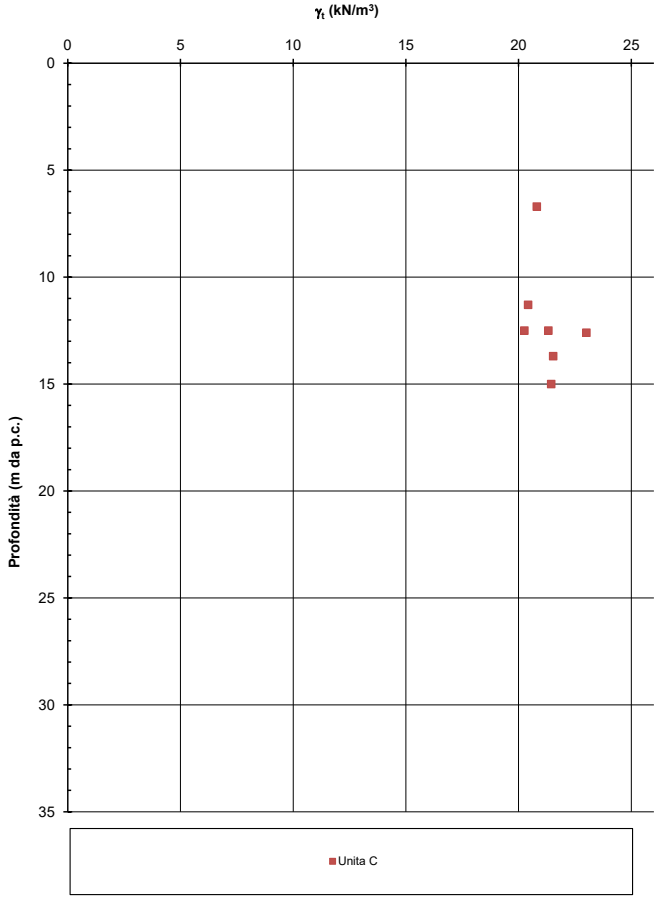


Figura 8-12 - Distribuzione del peso di unità di volume da prove di laboratorio per l'Unità C

I valori ottenuti dall'analisi granulometrica sono esplicitati nella tabella seguente per ciascun campione analizzato. La media dei valori ottenuti per ciascuna componente (A, L, S, G) conferma la classificazione dell'unità litologica come ghiaia grossolana:

	Granulometria			
	Argilla (%)	Limo (%)	Sabbia (%)	Ghiaia (%)
	4,22	29,24	26,51	40,03
	3,12	29,22	33,12	34,54
	2,6	18,35	22,59	56,46
	2.41	11.07	38.17	48.35
	2.44	12.34	32.15	53.07
	2,57	16	25,35	56,08
	2,02	8,23	29,1	60,65
media	2,91	20,21	27,33	49,55

Figura 8-13 - Elenco percentuali per argilla, limo, sabbia e ghiaia (da analisi granulometrica)

Per la componente più fine del materiale, i valori dei limiti di Atterberg sono compresi tra i seguenti intervalli:

- LL: 26 – 36 %
- LP: 13 – 18 %
- IP= 9 – 18

8.3.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità

Per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai valori di $N_{SPT.}$
Si fa riferimento anche ai risultati delle prove di laboratorio (prove di taglio) eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati per l'unità in esame.
In accordo alla formulazione fornita da Bolton (1986), si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo nell'ordine dei 32° - 36°.
I valori di angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove di laboratorio forniscono valori che variano tra 36 e 42°.
I parametri di deformabilità dell'unità litologica in oggetto sono stati ricavati, in mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, da correlazioni empiriche basate sui valori di Nspt.
È possibile dedurre l'intervallo di valori dei Moduli di Young "operativi" come $E_{op} = (1/10) \cdot E_0$.
I moduli di Young iniziali, $E_{0,}$ delle prove SPT vengono ottenuti dalla formulazione di Ohta & Goto, calcolando indirettamente il profilo delle onde di taglio Vs e successivamente si procede con il calcolo dei moduli alle piccole deformazioni (E_0 e G_0).
Si ottengono dei valori di modulo operativo pari a E_{op}=45 Mpa.

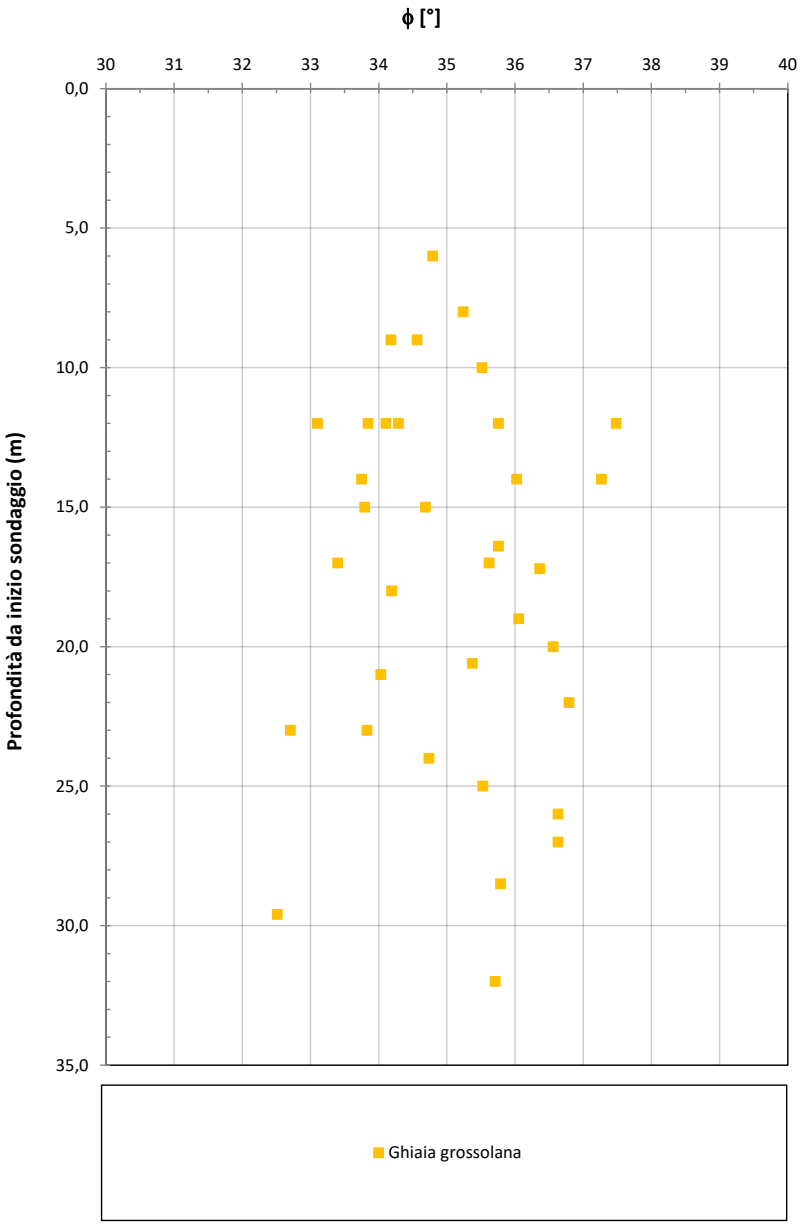


Figura 8-14 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} – Unità C

Tabella 8-1 - Risultati prove di taglio su campioni appartenenti all'Unità c

Sondaggio	ϕ (°)	c [kPa]	ϕ (°)	c [kPa]
MIF08 – CR1	29	13	31	0
BH02 – CR2	31	4	36	0
BH03 - CI	41	15	42	0

In tabella sono riportati i valori dei parametri di resistenza al taglio interpretati dal laboratorio e interpretati forzando la coesione a 0 kPa. Tali valori sono in linea con quelli ricavati dalle correlazioni empiriche, utilizzate per interpretare i risultati delle prove in sito.

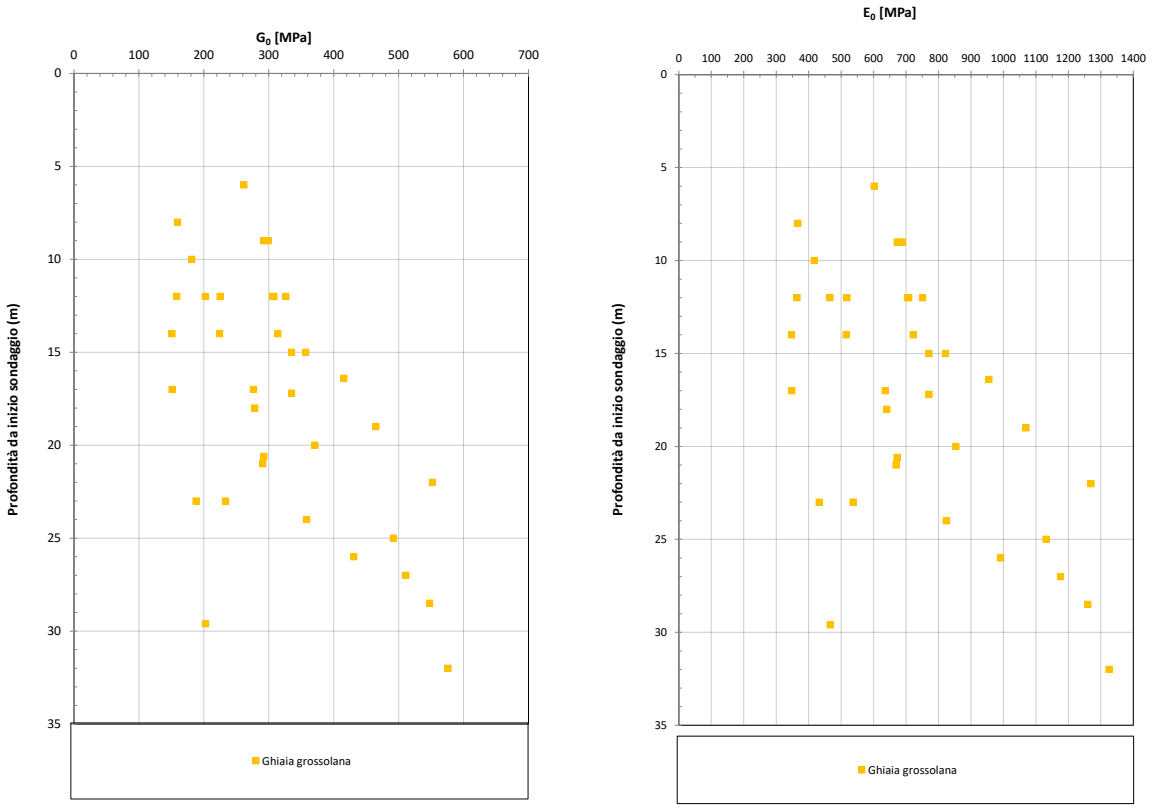


Figura 8-15 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) – Unità C

8.3.3 Parametri di progetto

Sulla base dei dati analizzati e sulla base delle considerazioni cautelative sopra esposte, per la presente fase progettuale, si ritiene di poter adottare il seguente set di parametri per l'Unità geotecnica in esame.

- $\gamma = 20$ kN/m^3
- c' =0 kPa
- $\varphi' = 33°$
- $E_{op} = 45$ MPa

8.4 UNITÀ D – LIMO ARGILLOSO (L(A))

L'unità litologica in oggetto è costituita essenzialmente da materiale fine (limo, limo argilloso e limo debolmente sabbioso consistente) appartenente all'unità del deposito alluvionale.



MIF6 (da 20 a 25 m da p.c)



S02 (da 35 a 40 m da p.c)



1N (da 30 a 33 m da p.c)



MIF8 (da 30 a 38 m da p.c)



BH03 (da 21 a 24 m da p.c)

Figura 8-16 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH03, MIF6, MIF6, MIF8, 1N e S02 in cui si intercetta l'unità D

8.4.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice

Le prove SPT eseguite su questa unità litologica durante le campagne geognostiche pregresse, hanno registrato un range di valori N_{spt} compreso tra i 16 e i 18 colpi/30 cm.
In base alla natura del materiale si è stimato un peso di volume naturale pari a 21 kN/m^3.

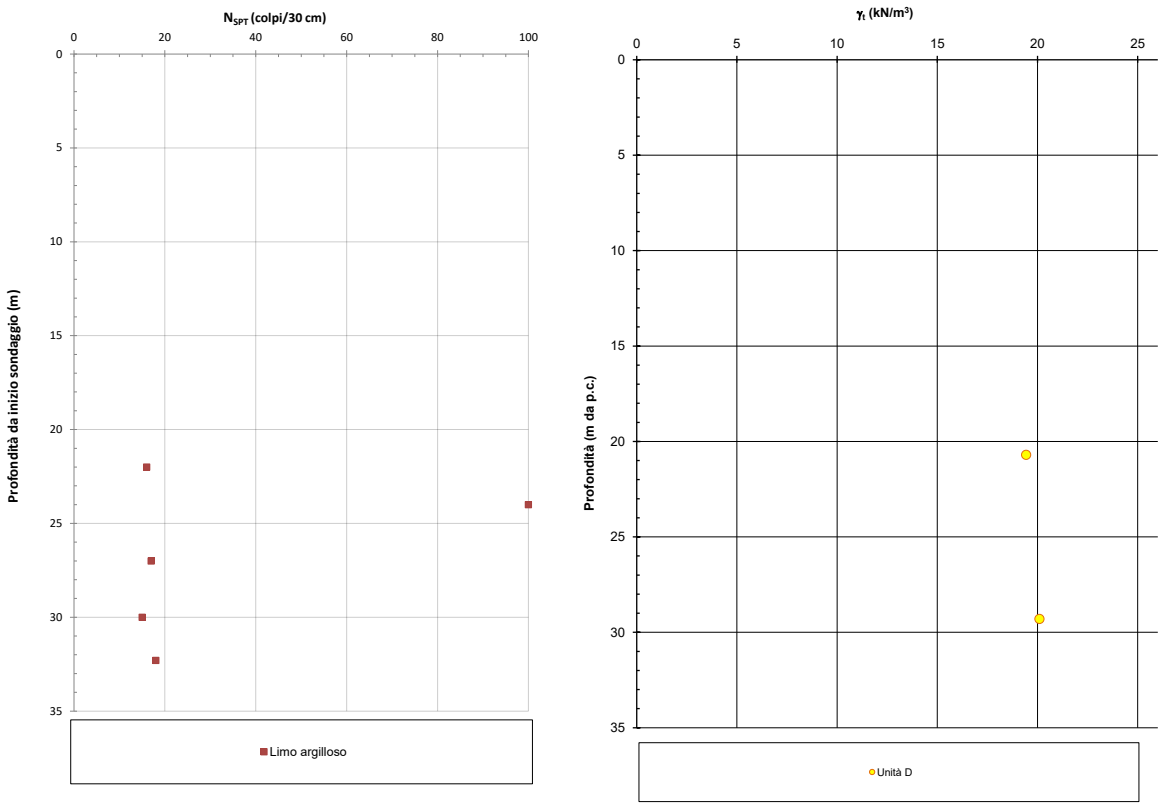


Figura 8-17 – Valori di N_{SPT} a (sx) e del peso di unità di volume da prove di laboratorio (dx) per l'Unità D (limo argilloso)

I valori ottenuti dall'analisi granulometrica sono esplicitati nella tabella seguente per ciascun campione analizzato. La media dei valori ottenuti per ciascuna componente (A, L, S, G) conferma la classificazione dell'unità litologica come limo argilloso:

	Granulometria			
	Argilla (%)	Limo (%)	Sabbia (%)	Ghiaia (%)
	11,16	49,99	36,12	2,73
	15,02	71,32	13,75	0
	14,5	68,4	15,44	1,66
	20	28,84	35,9	15,26
	20	38,81	32,27	8,92
media	16,14	51,47	26,70	5,71

Figura 8-18 - Elenco percentuali per argilla, limo, sabbia e ghiaia (da analisi granulometrica).

Per la componente più fine del materiale, i valori dei limiti di Atterberg sono compresi tra i seguenti intervalli:

- LL: 36 – 38 %
- LP: 17 – 20 %
- IP= 16 – 20

8.4.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità

Per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai valori di N_{SPT}.
In accordo alla formulazione fornita da Bolton (1986), si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo nell'ordine dei 30° - 31°.
Si fa riferimento anche ai risultati delle prove di laboratorio (prove di taglio) eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati per l'unità in esame.
I parametri di deformabilità dell'unità litologica in oggetto sono stati ricavati, in mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, da correlazioni empiriche basate sui valori di Nspt.
È possibile dedurre l'intervallo di valori dei Moduli di Young "operativi" come $E_{op} = (1/10) \cdot E_0$.
I moduli di Young iniziali, E_0, delle prove SPT vengono ottenuti dalla formulazione di Ohta & Goto, calcolando indirettamente il profilo delle onde di taglio Vs e successivamente si procede con il calcolo dei moduli alle piccole deformazioni (E_0 e G_0).
Si ottengono dei valori di modulo operativo pari a E_{op}=14 Mpa.

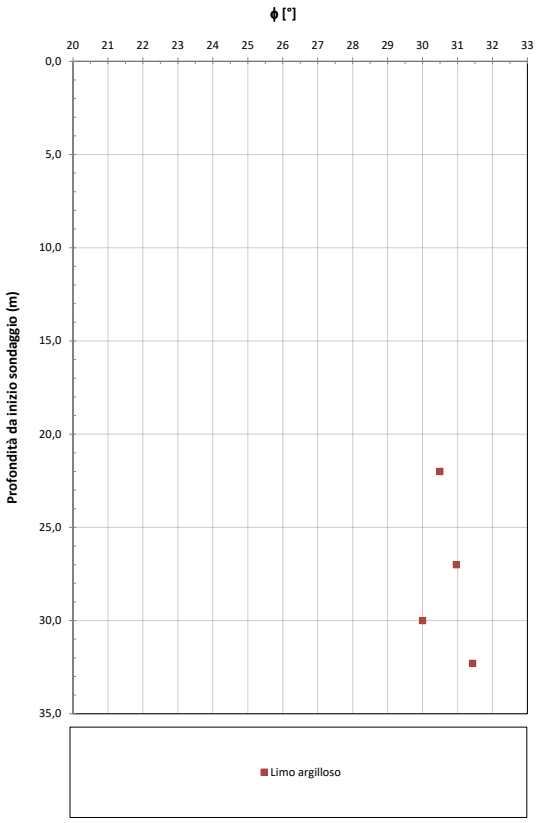


Figura 8-19 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati dalle prove N_{SPT} – Unità D

Tabella 8-2 – Risultati prove di taglio su campioni appartenenti all'Unità D

Sondaggio	ϕ (°)	c [kPa]	ϕ (°)	c [kPa]
MIF06 - CI1	20	10	23	0
MIF08 - CI1	26	15	28	0
MIF08 - CI2	20	12	23	0

In tabella sono riportati i valori dei parametri di resistenza al taglio interpretati dal laboratorio e interpretati forzando la coesione a 0 kPa. Sulla base dei valori di resistenza al taglio ricavati dalle prove in sito e di laboratorio, si assume un valore di progetto per tale unità pari a 23° e coesione pari a 0 Kpa.

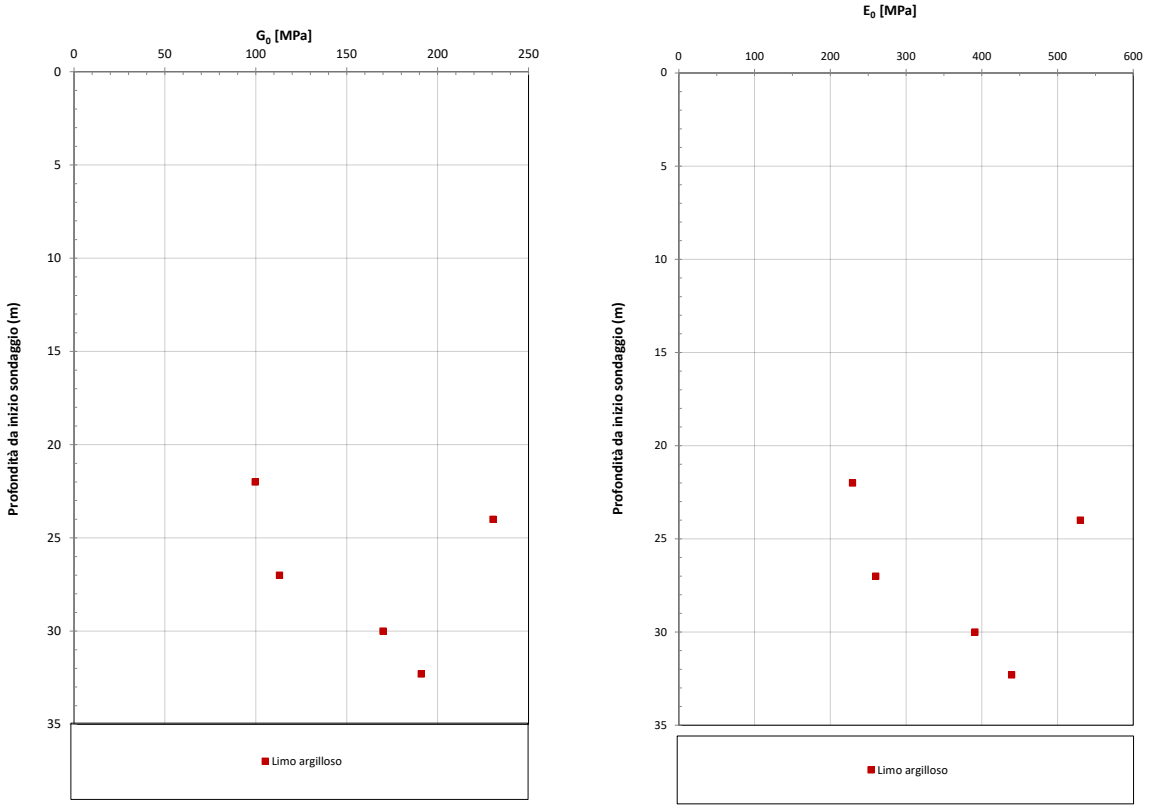


Figura 8-20 – Modulo di taglio G_0 (sx) e Modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0) (dx) – Unità D

8.4.3 Parametri di progetto

Sulla base dei dati analizzati e sulla base delle considerazioni cautelative sopra esposte, per la presente fase progettuale, si ritiene di poter adottare il seguente set di parametri per l'Unità geotecnica in esame.

- $\gamma = 21$ kN/m^3
- c' =0 kPa
- $\varphi' = 23°$
- Cu=40 kPa
- $E_{op} = 14$ Mpa

8.5 UNITÀ E – CAPPELLACCIO (CAP)

L'unità litologica in oggetto è il cappellaccio di alterazione appartenente al substrato roccioso argilloscistoso fratturato.

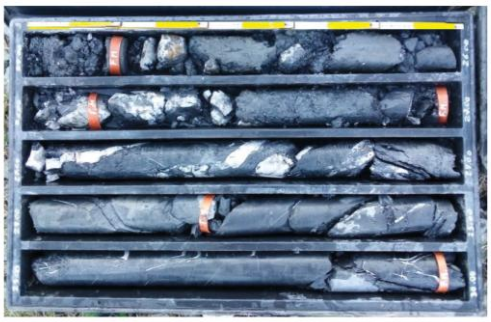
Tale formazione è caratterizzata da valori di RQD molto bassi (compresi tra 14 e il 40%).



MIF5 (da 15 a 18 m da p.c)



MIF6 (da 25 a 28 m da p.c)



MIF7 (da 25 a 27 m da p.c)



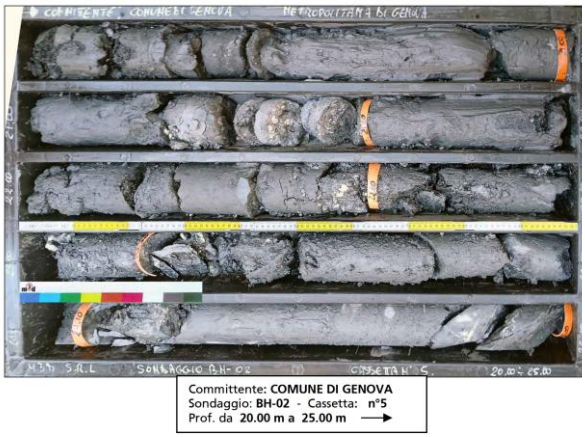
MIF8 (da 38 a 41 m da p.c.))



1N (da 33 a 35 m da p.c)



BH01 (da 14 a 17 m da p.c)



BH02 (da 18 a 23 m da p.c.))



BH03 (da 24 a 27 m da p.c)

Figura 8-21 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, BH03, MIF5, MIF6, MIF7, MIF8, 1N in cui si intercetta l'unità E

8.5.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice

Dai risultati ad oggi disponibili e dai dati bibliografici si può ritenere rappresentativo un peso di volume per tale unità pari a 23 kN/m^3.

8.5.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità

Sulla base delle prove di compressione monoassiale realizzate sulle argilliti/argilloscisti rinvenuti in vari progetti considerati nell'area in esame, si è proceduto ad estrapolare i valori medi di σ_{ci} (Resistenza a compressione della roccia intatta) che per questa unità risultano pari a σ_{ci} = 10 [MPa]
Si assume per la roccia intatta un valore di resistenza a compressione monoassiale pari a 10MPa e un valore della rigidezza pari a Ei = 3000MPa.
Il parametro m_i (costante mi per la roccia), utile alla definizione del criterio di rottura di Hoek Brown, per tale unità si considera un valore di 7.

I parametri necessari a definire il modello di Hoek-Brown, per gli ammassi rocciosi, sono stati ricavati sulla base delle informazioni in possesso per l'area in esame e sulla base di dati di letteratura.
La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci}\left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s\right)^a$$

Per la definizione del parametro GSI, si osserva che l'unità E presenta una struttura dell'ammasso roccioso molto fratturato, per cui si può assumere un valore di GSI pari a 25, coerentemente a quanto utilizzato per altri progetti nell'area in esame.
I parametri di Hoek e Brown utilizzati per la definizione dei criteri di rottura risultano (come riportato nel Par. 7.3.3):

- mb=0.197
- s=0.000045
- a=0.531

Il fattore D (grado di disturbo dell'ammasso roccioso), per il caso in esame è stato considerato pari a D=0.5

Successivamente si sono derivati, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni di interesse per la progettazione, i valori dei parametri di resistenza caratterizzanti il criterio di rottura alla Mohr – Coulomb tangente a quello curvilineo dell'ammasso.
I risultati ottenuti in termini di parametri di resistenza equivalenti sono riportati nelle successive tabelle contenenti i parametri di caratterizzazione per la formazione.
Sulla base del valore di rigidezza atteso si ottiene un valore pari a Ei=3000MPa.
Considerando Ei=3000MPa, si ottiene per l'unità E il seguente valore di modulo di Young dell'ammasso roccioso:

- Cappellaccio (GSI=25) E_{rm} = 106 MPa

8.5.3 Parametri di progetto

Sulla base dei dati analizzati e sulla base delle considerazioni cautelative sopra esposte, per la presente fase progettuale, si ritiene di poter adottare il seguente set di parametri per l'Unità geotecnica in esame.

- γ = 23 kN/m^3
- E_{rm} = 80 Mpa
- ϕ= 36°

8.6 UNITÀ F – SUBSTRATO ROCCIOSO (ARGILLITI/ARGILLOSCISTI)

L'unità litologica in oggetto è costituita dalla formazione delle Argilliti di Montanesi costituite da argilliti/argilloscisti siltose da grigio scuro a nere (Cretaceo Superiore).

Tale formazione è caratterizzata da valori di RQD compresi tra 50% - 80%.



MIF5 (da 17 m da p.c)



MIF6 (da 28 m da p.c)



MIF7 (da 27 da p.c)



MIF8 (da 38 m da p.c.)



BH01 (da 20 da p.c)



BH02 (da 24 m da p.c.)

Figura 8-22 – Cassette catalogatrici dei sondaggi BH01, BH02, MIF5, MIF6, MIF7, e MIF8 in cui si intercetta l'unità F

8.6.1 Caratteristiche fisiche e proprietà indice

Dai risultati ad oggi disponibili e dai dati bibliografici si può ritenere rappresentativo un peso di volume per tale unità pari a 26 kN/m^3.

8.6.2 Parametri di resistenza al taglio e deformabilità

Sulla base delle prove di compressione monoassiale realizzate sulle argilliti di Montalto rinvenuti in vari progetti considerati nell'area in esame, si è proceduto ad estrapolare i valori medi di σ_{ci} (Resistenza a compressione della roccia intatta) che per questa unità risultano pari a σ_{ci} = 10 [MPa]
Tale valore è giustificabile dai risultai delle prove di laboratorio condotte sui campioni in roccia:

- Prova a compressione uniassiale:
  - σ_{ci} = 5 [MPa] per il campione BH01-CL1 (prof. 19.7 m);
  - σ_{ci} = 12 [MPa] per il campione BH01-CL3 (prof. 33.85 m);

Si assume per la roccia intatta un valore di resistenza a compressione monoassiale pari a 10MPa e un valore della rigidezza pari a Ei = 3000 MPa.
Il parametro m_i (costante mi per la roccia), utile alla definizione del criterio di rottura di Hoek Brown, per tale unità si individua un valore pari a 8.

I parametri necessari a definire il modello di Hoek-Brown, per gli ammassi rocciosi, sono stati ricavati sulla base delle informazioni in possesso per l'area in esame e sulla base di dati di letteratura.
La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a$$

Per la definizione del parametro GSI, si osserva che l'unità F presenta una struttura dell'ammasso definita come fratturata, si considera un valore di GSI = 25.
I parametri di Hoek e Brown utilizzati per la definizione dei criteri di rottura risultano (come riportato nel Par. 7.3.3):

- mb=0.874
- s=0.0010
- a=0.513

Il fattore D (grado di disturbo dell'ammasso roccioso), per il caso in esame è stato considerato pari a D=0.5
Successivamente si sono derivati, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni di interesse per la progettazione, i valori dei parametri di resistenza caratterizzanti il criterio di rottura alla Mohr – Coulomb tangente a quello curvilineo dell'ammasso.
I risultati ottenuti in termini di parametri di resistenza equivalenti sono riportati nelle successive tabelle contenenti i parametri di caratterizzazione per la formazione.
Sulla base del valore di rigidezza atteso si ottiene un valore pari a Ei=3000MPa.
Considerando Ei=3000MPa, si ottiene per l'unità F il seguente valore di modulo di Young dell'ammasso roccioso:

- Substarto roccioso (GSI=38) E_{rm} = 500-700 MPa

8.6.3 Parametri di progetto

Sulla base dei dati analizzati e sulla base delle considerazioni cautelative sopra esposte, per la presente fase progettuale, si ritiene di poter adottare il seguente set di parametri per l'Unità geotecnica in esame.

- γ = 26 kN/m^3
- E_{rm} = 500 - 700 MPa

In tabella si riportano i parametri meccanici per l'unità in esame:

Tabella 8-3 - Parametri meccanici per unità 4 in funzione dello stato tensionale

Formazione	Peso di volume [kN/m^3]	c [kPa]	ϕ [°]	E_{ope} [Mpa]
Substrato roccioso	22 - 28	80-120	25 - 32	500-700

Nell'assegnazione dei parametri delle Argilliti di Montanesi si è ritenuto opportuno assumere un angolo di attrito pari a 32°.

9 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E STRATIGRAFICO

Nel presente capitolo si riassume quanto approfondito ed analizzato nei paragrafi precedenti e si riportano la stratigrafia e i parametri di progetto.

Di seguito si distinguono le stratigrafie e i parametri geotecnici da utilizzare per il dimensionamento delle opere di linea lungo l'intero tracciato in esame.

Tabella 9-1 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+000 a p.k 0+020

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	6,5	23	16,5	6,5	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (Unità C)	6,5	15,5	16,5	7,5	9	20	33	0	-	45	230-320	-	-	-
L (A,S) (Unità D)	15,5	18,5	7,5	4,5	3	21	23	0	40	14	140-170	-	-	-
Cap (Unità E)	18,5	21,5	4,5	1,5	3	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità E)	21,5	51,5	1,5	-28,5	30	26	32	100	-			38	10	0,25

Tabella 9-2 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per il Viadotto Torbella

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	7	23	16	7	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	7	10	16	13	3	20	32	0	-	30	230-270			
G (Unità C)	10	18	16	8	8	20	33	0	-	45	230-320	-	-	-
L (A,S) (Unità D)	18	25	8	1	7	21	23	0	40	14	140-170	-	-	-
Cap (Unità E)	25	28	1	-2	3	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	28	58	-2	-32	30	26	32	100	-	500		38	10	0,25

Tabella 9-3 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+080 a p.k 0+124.58

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	7	23	16	7	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	7	11	16	12	4	20	32	0	-	30	230-270			
G (Unità C)	11	25	12	-2	14	20	33	0	-	45	280-320	-	-	-
Cap (Unità E)	25	28	-2	-5	3	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	28	58	-5	-35	30	26	32	100	-	500	650-750	38	10	0,25

Tabella 9-4 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per la Stazione di Rivarolo

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	7	26	19	7	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	7	11	19	15	4	20	32	0	-	30	230-270			
G (Unità C)	11	25	15	1	14	20	33	0	-	45	280-320	-	-	-
Cap (Unità E)	25	28	1	-2	3	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	28	58	-2	-32	30	26	32	100	-	500	650-750	38	10	0,25

Tabella 9-5 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per il Sovrappasso Pisoni

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	6	27	21	6	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	6	9	21	18	3	20	32	0	-	30	230-270			
L (A,S) (Unità D)	9	14	18	13	5	21	23	0	40	14	140-170	-	-	-
G (Unità C)	9	25	18	2	16	20	33	0	-	45	280-320	-	-	-
Cap (Unità E)	25	27	2	0	2	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	27	57	0	-30	30	26	32	100	-	500	650-750	38	10	0,25

Tabella 9-6 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+240 a p.k 0+280

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	6,5	25	18,5	6,5	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	6,5	9,5	18,5	15,5	3	20	32	0	-	30	230-270			
L (A,S) (Unità D)	9,5	12,5	15,5	12,5	3	21	23	0	40	14	140-170	-	-	-
G (Unità C)	12,5	35,5	12,5	-10,5	23	20	33	0	-	45	280-320	-	-	-
L (A,S) (Unità D)	35,5	39,5	-10,5	-14,5	4	21	23	0	40	14	140-170			
Cap (Unità E)	39,5	41,5	-14,5	-16,5	2	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	41,5	71,5	-16,5	-46,5	30	26	32	100	-	500	650-750	38	10	0,25

Tabella 9-7 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per il Viadotto Rossini

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	6	25	19	6	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	6	9	19	16	3	20	32	0	-	30	230-270			
G (Unità C)	9	35	16	-10	26	20	33	0	-	45	280-320	-	-	-
L (A,S) (Unità D)	35	40	-10	-15	5	21	23	0	40	14	140-170			
Cap (Unità E)	40	42	-15	-17	2	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	42	72	-17	-47	30	26	32	100	-	500	650-750	38	10	0,25

Tabella 9-8 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici per le opere comprese da p.k 0+240 a fine tratta

Unità	Profondità da p.c. [m]		Elevazione [m s.l.m.]		Spessore [m]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]	Eoperativo [MPa]	Vs [m/s]	GSI	σc [Mpa]	v
	da	a	da	a										
R (Unità A)	0	6	25	19	6	19	31	0	-	9	120-150	-	-	-
G (S) (Unità B)	6	13	19	12	7	20	32	0	-	30	230-270			
G (Unità C)	13	30	12	-5	17	20	33	0	-	45	280-320	-	-	-
L (A,S) (Unità D)	30	37	-5	-12	7	21	23	0	40	14	140-170			
Cap (Unità E)	37	39	-12	-14	2	23	36	-	-	80	300-400	-	-	0,25
AMT (Unità F)	39	69	-14	-44	30	26	32	100	-	500	650-750	38	10	0,25