0	02/2017	Emissione	Smorgon	Pesce	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

COMUNE DI GENOVA

OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO NOCE NEL TRATTO COMPRESO TRA LA SCUOLA D'INFANZIA DELIA REPETTO IN SALITA SUPERIORE DELLA NOCE ED IL POZZO CARENA MEDIANTE REALIZZAZIONE DI UNA GALLERIA BY-PASS

AREA TECNICA - DIREZIONE OPERE IDRAULICHE E SANITARIE

Dirigente Ing. Stefano PINASCO

PROGETTISTI:	RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO	Ing. Stefano PINASCO				
A.T.I.	Staff tecnico					
TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)	TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria) Ing. S. Venturini					
STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI	STUDIO MAJONE INGEGNERI AS Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari	SSOCIATI				
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.I.	SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA Ing. A.Galli	S.r.l.				

Oggetto della tavola			Elaborato
			TECHNITAL S.p.A.
GEOLOGIA E GEOTECNIC	CA		
GEOTECNICA			Dott. Ing. Simone Venturini
			Scala
RELAZIONE GEOTECNICA			
			Dele
			Febbraio 2017
Progetto Esecutivo		Tavola N°	
Flogetto Esecutivo			PE.RG.107
Codice GULP	Codice Com	messa Precedente	Revisione
12383		DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

RELAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

INDICE

1.	INTRODUZIONE	11
2.	OGGETTO E SCOPO	12
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE 3.1. Indagini pregresse 3.2. Indagine del 2016	13 13 15
4.	DESCRIZIONE DEI LITOTIPI	16
5.	ASSETTO IDROGEOLOGICO	20
6.	ASSETTO STRATIGRAFICO6.1. Considerazioni generali6.2. Descrizione del profilo stratigrafico	23 23 23
7.	INDAGINI PREGRESSE7.1Analisi dei dati7.2Conclusioni	26 26 32
8.	INDAGINE 2016 – PROVE IN SITO 8.1. Analisi dei dati 8.2. Conclusioni	33 33 38
9.	INDAGINE 2016 – PROVE DI LABORATORIO 9.1. Analisi dei dati 9.2. Conclusioni	39 39 46
10.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'UNITA' III 10.1. Condizioni strutturali da indagini realizzate 10.2. Rilievi del fronte della galleria del Fereggiano 10.3. Calcolo dei parametri di resistenza e di deformabilità	47 47 49 50
11.	STRATIGRAFIA E GEOTECNICA DELLE OPERE IN PROGETTO 11.1. Micro – tunnel 11.2. Pozzo Carena 11.3. Pozzo 1 11.4. Pozzo 2 11.5. Pozzo 3	56 57 58 59 60 61
12.	CONCLUSIONI	62

<u>APPENDICE 1 – Correlazioni utilizzate per l'interpretazione delle prove SPT</u>

INDICE FIGURE

Fig 4-1 – Descrizione dei litotipi – Unità I tra 5 – 10 m dal p.c. in S1N	17
Fig 4-2 – Descrizione dei litotipi – Unità Is tra 0 – 3.5 m dal p.c. in S3N	18
Fig 4-3 – Descrizione dei litotipi – Unità II tra 5 – 10 m dal p.c. in S4N	18
Fig 4-4 – Descrizione dei litotipi – Unità III tra 30 – 35 m dal p.c. in S1N	19
Fig 4-5 – Descrizione dei litotipi – Unità IIIs tra 15 – 20 m dal p.c. in S1N	19
Fig 7-1 – Indagini pregresse – Unità II: coesione non consolidata non drenata	28
Fig 7-2 – Indagini pregresse – Unità II: grado di sovraconsolidazione OCR	29
Fig 7-3 – Indagini pregresse – Unità III: curva di resistenza della roccia intatta	31
Fig 8-1 – Indagine 2016 - Prove in sito – Unità Is: prove SPT	34
Fig 8-2 – Indagine 2016 - Prove in sito – Unità I: prove SPT	35
Fig 8-3 – Indagine 2016 - Prove in sito – Unità II: prove SPT	37
Fig 9-1 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità I: granulometria	40
Fig 9-2 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità I: plasticità	41
Fig 9-3 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità I: coesione non consolidata	
non drenata	42
Fig 9-4 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità II: granulometria	43
Fig 9-5 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità II: plasticità	44
Fig 9-6 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità III:resistenza a compressione monoassiale e a trazione della roccia intatta	45
Fig 10-1 - Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità III - Affioramento sul retro	
del parcheggio del supermercato Coop	47
Fig 10-2 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità III – Inviluppo di rottura di Hoek – Brown	53
Fig 10-3 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità III – Parametri di resistenza e di deformabilità	53
Fig 10-4 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità IIIs – Inviluppo di rottura di Hoek – Brown	55
Fig 10-5 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità IIIs – Parametri di resistenza e di deformabilità	55

INDICE TABELLE

Tab. 5-1 – Assetto idrogeologico – Indagine di Progetto Esecutivo (2016) - Quote di installazione piezometri	22
Tab. 5-2 – Assetto idrogeologico – Indagine di Progetto Esecutivo (2016) – Misure piezometriche	22
Tab. 7-1 – Indagini pregresse – Caratterizzazione geotecnica delle unità stratigrafiche	32
Tab. 8-1 – Indagine 2016 – Prove in sito – Sintesi dei risultati	38
Tab. 9-1 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Sintesi dei risultati	46
Tab. 10-1 – Caratterizzazione geomeccanica dell'unità III – Rilievi geostrutturali del fronte della galleria del Fereggiano	50
Tab. 11-1 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Micro-tunnel Caratterizzazione geotecnica	57
Tab. 11-2 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo Carena Caratterizzazione geotecnica	58
Tab. 11-3 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo 1 – Caratterizzazione geotecnica	59
Tab. 11-4 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo 2 – Caratterizzazione geotecnica	60
Tab. 11-5 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo 3 – Caratterizzazione geotecnica	61

DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

- [1] GEOTECNICA VENETA s.r.l., 2016. Progetto definitivo scolmatore del torrente Bisagno in Comune di Genova Primo Lotto 2° stralcio - Opere di sistemazione idraulica del rio Noce – Campagna di indagini geognostiche ed ambientali - Relazione illustrativa, stratigrafie sondaggi, foto cassette, prove in sito, indagini geofisiche (Masw e tomografia elettrica);
- [2] TECHNITAL S.p.A., 2017 Progetto esecutivo delle opere di sistemazione idraulica del Rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica;
- [3] TECHNITAL S.p.A., 2017 Progetto esecutivo delle opere di sistemazione idraulica del Rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena – Relazione sulle indagini geognostiche per la progettazione esecutiva;
- [4] TECHNITAL S.p.A., 2013 Progetto definitivo scolmatore del torrente Bisagno in Comune di Genova Primo Lotto – Realizzazione delle opere per la messa in sicurezza idraulica del torrente Fereggiano (e rivi Rovare e Noce);
- [5] TECHNITAL S.p.A., 2006 Progetto definitivo Scolmatore del Torrente Bisagno in Comune di Genova;
- [6] GENOVA ACQUE S.p.A., 2006. Progetto definitivo per la sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola D'infanzia "Delia Repetto" in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena all'incrocio tra via Benedetto XV e C.so Europa ed opere di presidio di edifici situati in Salita Superiore della Noce;
- [7] Barbaro E., 2005. Progetto per la realizzazione di un autosilos interrato in Largo Benzi – Relazione geologica, idrogeologica e sismica;
- [8] ENKI, 2002. Caratterizzazione geomeccanica di sottosuolo in supporto alla progettazione di opere in microtunnelling presso l'area ospedaliera San Martino, Genova.

TAVOLE DI PROGETTO

- PE.DS.101 Carta geologica
- PE.DS.102 Carta geomorfologica
- PE.DS.103 Carta idrogeologica
- PE.DS.104 Profilo geologico
- PE.DS.105 Planimetria generale con ubicazione delle indagini
- PE.DS.107 Profilo geotecnico geomeccanico

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AA. VV. (1981) "Rock characterization, testing and monitoring" ISRM suggested methods, Pergamon Press, Oxford.
- AA. VV. (1981) "Basic Geothernical Description of rock masses" In. J. Rock Mech. & Min. Sci., vol.18, n.1, pp.85-110.
- Barla G., Forlati F., Scavia C. & Vai L. (1986) "Classificazione geomeccanica: valutazione dei parametri di progetto" – Ed. Politecnico di Torino, Dip, Ingegneria Strutturale. Pp.10/1-10/15
- Berardi R. Bellingeri P. (1998) "Deformabilità degli ammassi rocciosi da approcci empirici: influenza della qualità del materiale roccioso e dello stato di sforzo in sito"
 Rivista Italiana di Geotecnica. Gennaio – marzo 1998, pp39-55
- Bieniawski Z.T. (1974) "Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling – Proc.3rd Int. Congr. Rock Mech. ISRM, vol.2A, Denver
- Bieniawski Z.T. (1984) "Rock mechanics design in mining and tunnelling A.A.
 Balkema, Rotterdam
- Bieniawski Z.T. (1988) "The rock mass rating (RMR) system (Geomechanics Classification) in engineering practice" Rock Classification System for Engineering Purposes, ASTM ATP 984, Louis Kirkaldie Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.17-34
- Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering" – Wiley-Interscience, New York
- Brady B.H.G. & Brown E.T. (1985) "Rock machanics for underground mining" Chapman & Hall, London
- Boccaletti M., Coli M. et alt. (1980) "Evoluzione dell'appennino settentrionale secondo un nuovo modello strutturale" – Mem. Soc. Geol. It.
- Boccaletti M. e Tortorici L. (1987) "Appunti di geologia strutturale" Patron Editore, Bologna
- Bolton M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sands" Géotechnique 36, n°1, pp. 65 78
- CIRIA (1995). "Report 143 1995: The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" - London UK
- Décourt L. "General report/Discussion session 2: SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing – Part 2: The standard penetration test, state-of-the-art report"
- De Mello V. "The Standard Penetration Test. Fourth Panamerican Conference"

- Hoek E. & Brown E.T. (1980) "Undergaround excavation in rock" Institution of Mining and Metallurgy, London
- Hoek, E and Brown, E.T. (1980) "Empirical strength criterion for rock masses". J.
 Geotech Eng. Div. ASCE 106(GT9) pp.1013-1035
- Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" Geotecnique, n.33, pp.187-223
- Hoek E. (1990) "Estimating Mohr Coulomb friction and cohesion values from the Hoec-Brown failure criterion". Intnl. J. Rock Mech. & Min. Sci. & geomechanics Abstracts 12 (3) pp 227-229.
- Hoek E. (1994) "Strength of rock and rock masses" ISRM News Journal, vol.2, n.2, pp.4-16
- Hoek & Marinos (2001) "Estimating the geotecnica proprieties of heterogeneous rock masses such as Flysch" – Bull Eng Geol Env pp 86-92
- Hoek, Carranza-Torres et Corkum (2002) "Hoek-Brown failure criterion 2002 Edition" - Proc.North American Rock Mechanics Society. Toronto, July 2002.
- Hoek, E. and Diederichs, M. S. (2006) "Empirical estimation of rock mass modulus" Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 43(2), 203–215.
- Hoek, Marinos & Benissi (1998) "Applicabilitu of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sherared rock masses. The case of the Athens Schist Formaton" - Bull Eng Geol Env pp 151-160
- Kulhawy F.H. and Mayne P.H. (1990) "Manual on estimating soil properties for foundation design" - Electric Power Research Institute, EPRI, August.
- Robertson P.K. (2013) "The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in situ tests – some insights" - Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ed. Taylor and Francis Group
- Schmertmann J.H. "Measurement of in situ shear strength. Session III, In situ measurement of shear strength"
- Serafim J.L. & Pereira J.P. (1983) "Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski" – Proc. Int. Symp. On Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, 1 (II), pp.33-44
- Skempton, A.W. (1986) "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" - Géotechnique 36, n° 3, pp 425-447
- Stroud, M.A. (1989) "The Standard Penetration Test Its application and interpretation" - Proc. ICE Conf. on Penetration Testing in the UK, Birmingham – Thomas Telford, London

ELENCO DEI SIMBOLI

σ_{v0} (MPa)	=	sforzo verticale totale in sito
σ'_{v0} (MPa)	=	sforzo verticale efficace in sito
u ₀ (MPa)	=	pressione interstiziale riferita al medio mare
σ_1 (MPa)	=	sforzo principale maggiore a rottura
σ3 (MPa)	=	sforzo principale minore a rottura
RQD	=	Rock Quality Designation
RMR	=	Rock Mass Rating
GSI	=	Geological Strength Index
Q	=	Barton Index
σ_{ci} (MPa)	=	resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta
σ _{ti} (MPa)	=	resistenza a trazione della roccia intatta
$\sigma_{\rm cm}$ (MPa)	=	resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roc-
		cioso
σ_{tm} (MPa)	=	resistenza a trazione dell'ammasso roccioso
LL (%)	=	limite liquido
LP (%)	=	limite plastico
IP (%)	=	indice di plasticità
wn (%)	=	contenuto naturale d'acqua
OCR (-)	=	grado di sovraconsolidazione
p _a (MPa)	=	pressione atmosferica
g (m/s)	=	accelerazione di gravità
$\gamma (kN/m^3)$	=	peso di volume totale
e ₀ (-)	=	indice dei vuoti in sito
e _{max} (-)	=	indice dei vuoti massimo
e _{min} (-)	=	indice dei vuoti minimo
DR (%)	=	densità relativa = (emax-eo)/(emax-emin)
c' (kPa)	=	coesione in sforzi efficaci
cu (kPa)	=	coesione non consolidata non drenata
φ' (°)	=	angolo di attrito di picco, in sforzi efficaci
E (MPa)	=	modulo di elasticità – valore operativo
E _{max} (MPa)	=	modulo di elasticità iniziale (deformazione 10E-6)

Febbraio 2017 – PE.RG.107 – Relazione geotecnica e geomeccanica

G _{max} (MPa)	=	modulo di taglio iniziale (deformazione 10E-6)
CR (-)	=	rapporto di compressione
RR (-)	=	rapporto di ricompressione
ν(-)	=	coefficiente di Poisson
K ₀ (-)	=	coefficiente di spinta a riposo
K (m/s)	=	coefficiente di permeabilità
Vs (m/s)	=	velocità delle onde di taglio
Vp (m/s)	=	velocità delle onde longitudinali
SPT	=	prova penetrometrica dinamica standard (Standard Penetra- tion Test)
N _{SPT} (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi SPT per la penetrazione di 0,3 m (=1 piede)
N1 (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi SPT normalizzato
N60 (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi corrispondente al 60% dell'energia di batti-
		tura nominale
(N1)60 (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi normalizzato (N1) corrispondente al 60% dell'energia nominale

1. INTRODUZIONE

Il by-pass del torrente Noce è un'opera di microtunneling di lunghezza complessiva pari a circa 350 m, che ha lo scopo di creare un percorso alternativo a quello del manufatto esistente, che risulta essere in precarie condizioni di stabilità.

L'intervento intercetta le acque del torrente Noce in corrispondenza della "Scuola d'Infanzia Delia Repetto" in via Salita Superiore della Noce e le convoglia all'esistente pozzo Carena, ubicato all'incrocio tra via Benedetto XV e Corso Europa, tramite un tracciato a sviluppo curvilineo con raggio di curvatura R = 250 m.

Le acque raccolte all'interno del Pozzo Carena sono convogliate nella galleria del Fereggiano, in corso di esecuzione, tramite la nuova galleria di collegamento del Noce.

L'intervento si è reso necessario a causa del degrado, nell'area di progetto, del rivestimento in muratura del tunnel, realizzato tra la fine dell'800 e gli inizi del '900.

In particolare locali crolli della volta hanno ridotto la sezione di flusso, inoltre si sono verificati fenomeni di rigurgito negli ultimi anni, durante intensi eventi meteorici, che hanno causato l'allagamento di alcune sale interrate degli Ospedali di S. Martino.

L'analisi delle indagini geognostiche pregresse, realizzate nell'area tra il 1999 e il 2005, ha permesso di redigere un profilo stratigrafico preliminare, che ha evidenziato una forte eterogeneità a causa di bruschi passaggi tra unità stratigrafiche con caratteristiche litotecniche molto dissimili.

Questo assetto è dovuto sia alla presenza di una struttura geologica tipo graben sia ai lavori di spianamento e riempimento della originaria topografia, che sono stati realizzati agli inizi del '900 per la costruzione degli edifici degli Ospedali di S. Martino.

Tale profilo preliminare è stato utilizzato per definire la nuova campagna di indagine, eseguita nel 2016 dalla ditta Geotecnica Veneta s.r.l. a supporto del Progetto Esecutivo. L'indagine è stata coordinata dal Progettista e supervisionata a mezzo di sopralluoghi, che hanno permesso inoltre di prendere visione del contesto urbano all'interno del quale si collocano le opere in progetto.

La presente relazione sintetizza i risultati delle indagini di campo e delle prove di laboratorio ad oggi realizzate e disponibili e ne fa una analisi, al fine di definire il modello geotecnico di riferimento per il progetto esecutivo, secondo quanto specificato dalla vigente normativa NTC2008.

E' fornita quindi la caratterizzazione geotecnica dei terreni all'interno dei quali si realizzeranno le opere di progetto, nonché è stato individuato il livello piezometrico di progetto.

2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto del rapporto è la presentazione delle indagini e delle prove disponibili in corrispondenza delle aree d'interesse progettuale.

Lo scopo è quello di definire, attraverso l'analisi delle informazioni sopra esposte, la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei terreni e degli ammassi rocciosi, che sono interessati dalle opere di progetto.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Si riporta di seguito per ciascuna delle indagini geognostiche, eseguite nell'area di progetto, una breve descrizione delle attività svolte, mentre si rimanda all'elaborato specifico per la consultazione dei certificati delle prove in situ e di laboratorio.

3.1. Indagini pregresse

Sono presenti 4 indagini geognostiche nell'area di progetto realizzate tra il 1999 e il 2005. Viene citata anche l'indagine del 2005 a supporto del progetto definitivo dello scolmatore del Bisagno, realizzata nelle aree adiacenti all'interno degli stessi terreni.

Indagine del 1999 (Progetto garage interrato)

L'indagine è stata realizzata per la costruzione del garage interrato di Largo Rosanna Benzi di fronte agli Ospedali di S. Martino.

Sono stati perforati 3 sondaggi, lunghi 35 m, con esecuzione di prove in foro tipo SPT e Lefranc, mentre sulle carote si sono realizzate prove puntuali di pocket penetrometer. I sondaggi sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto.

Indagine del 2002 (Progetto by-pass Noce)

L'indagine è stata eseguita a supporto della progettazione di opere in microtunneling presso l'area ospedaliera di S. Martino ed è composta da 5 sondaggi e da 4 stendimenti di geoelettrica.

I sondaggi hanno una lunghezza variabile tra 6 e 25 m, si sono eseguite prove SPT in foro e non sono stati installati piezometri.

Sono stati prelevati campioni indisturbati Shelby per l'esecuzione di prove di laboratorio come granulometrie, limiti di Atterberg, determinazione del peso dell'unità di volume, taglio diretto, prove di compressione monoassiale non confinata e prove edometriche. Inoltre si sono eseguite prove per valutare l'indice e la pressione di rigonfiamento sui materiali marnosi.

I 4 stendimenti di geoelettrica sono lunghi 120 m circa e sono stati realizzati lungo via Benedetto XV e lungo la Salita Superiore Noce.

Indagine del 2005 (Progetto garage interrato)

L'indagine è stata realizzata per la costruzione del garage interrato di Largo Rosanna Benzi ad integrazione dell'indagine del 1999.

Si tratta di 3 sondaggi lunghi tra 10 e 30 m ed attrezzati con piezometro a tubo aperto. Non sono state eseguite prove SPT. Sono stati prelevati 6 campioni indisturbati Shelby per esecuzione di prove di laboratorio tipo analisi granulometriche, limiti di Atterberg, peso dell'unità di volume, taglio diretto e prove triassiali UU non consolidate non drenate.

Indagine 2005 (Progetto by-pass Noce)

L'indagine è stata eseguita in corrispondenza del pozzo 3 del presente progetto, al fine di fornire le necessarie informazioni di carattere stratigrafico e geotecnico durante la fase di progetto definitivo.

Indagine 2005 (Progetto scolmatore del Bisagno)

L'indagine è stata eseguita a supporto del progetto definitivo dello scolmatore del torrente Bisagno. E' composta da 8 sondaggi lunghi 20 - 90 m, alcuni dei quali sono stati strumentati con piezometro.

Si sono eseguite prove SPT nei terreni superficiali, mentre il substrato roccioso è stato investigato tramite prove dilatometriche e prove Lugeon.

Si sono eseguiti stendimenti di sismica a rifrazione e prove down – hole per la misura della velocità delle onde di compressione e di taglio.

Le prove di laboratorio sono di tipo sia classificativo sia per la misura della resistenza e deformabilità dei terreni e degli ammassi rocciosi.

L'area di progetto è stata oggetto di un rilievo geologico, che ha previsto anche la realizzazione di stazioni geomeccaniche per la definizione dei caratteri strutturali e delle condizioni dei giunti degli ammassi rocciosi.

La presente campagna geognostica è stata consultata ai fini della caratterizzazione geomeccanica del substrato roccioso del Flysch di Mt. Antola.

3.2. Indagine del 2016

A supporto del Progetto Esecutivo del by-pass del Noce è stata realizzata nel corso del 2016 e 2017 una nuova campagna geognostica composta da 6 sondaggi, 2 stendimenti di geoelettrica e 3 profili MASW.

I sondaggi hanno una lunghezza variabile tra 10 e 40 m ed è stato utilizzato un rivestimento provvisorio per il sostegno del foro, garantendo la stabilità della perforazione in avanzamento con battente idraulico a bocca foro.

Si sono eseguite prove in foro quali SPT e Lefranc nei terreni sciolti e prove Lugeon nei materiali litoidi.

Sono stati installati sia piezometri a tubo aperto sia piezometri con cella Casagrande in ceramica porosa, eseguendo i filtri in ghiaino siliceo calibrato ed isolandoli tramite bentonite granulare dai restanti tratti cementati con acqua/cemento/bentonite.

Sono stati prelevati 56 campioni disturbati e 11 campioni indisturbati Shelby per esecuzione di prove di laboratorio tipo analisi granulometriche, limiti di Atterberg, peso della unità di volume, prove ad espansione laterale libera, taglio diretto e prove edometriche.

Sui campioni lapidei sono state condotte determinazioni del peso di volume e prove di compressione monoassiale non confinata.

Inoltre sia sulle carote dei sondaggi che sui campioni indisturbati si sono eseguite prove di carico puntuale tipo pocket penetrometer e prove di taglio torvane.

Gli stendimenti di geoelettrica sono lunghi 150 m circa ciascuno e raggiungono una profondità di indagine di circa 10 - 15 m.

Le 3 prove MASW hanno registrato le velocità delle onde di compressione Vp e di taglio Vs per profondità superiori ai 30 m dal piano campagna.

4. DESCRIZIONE DEI LITOTIPI

L'analisi delle informazioni, desunte dalle indagini pregresse e da quelle di nuova realizzazione a supporto del progetto esecutivo, ha permesso di definire sulla base della uniformità dei caratteri stratigrafici e del comportamento geotecnico le seguenti unità stratigrafiche:

- Unità I: materiale eterogeneo di riporto (Recente) costituito da limo argilloso e ghiaia con sabbia, consistente e pre – consolidato, di media plasticità. I clasti sono di natura calcarea da spigolosi a sub – arrotondati. Possono essere presenti frammenti di cotto e di vetro;
- Unità Is: porzione superiore dell'unità I caratterizzata da una maggiore frazione granulare e costituita da ghiaia e sabbia con abbondante frazione fine, grado medio di addensamento. Possono essere presenti frammenti di cotto e di vetro;
- Unità II: Argille di Ortovero (Pliocene inferiore) costituite da limo con argilla marnoso, compatto e pre – consolidato, di media plasticità. Sono presenti livelli sabbiosi distribuiti in modo irregolare, si rinvengono resti conchigliari;
- Unità III: Flysch di Mt. Antola (Campaniano superiore) composto da una alternanza di calcari e calcari marnosi in strati a spessore decimetrico e localmente metrico, grado di fratturazione medio – basso (RQD = 40 – 70%). Presenza locale di bande cataclastiche spesse 0.5 – 1.0 m fino a 2 m costituite da clasti spigolosi in matrice sabbioso – limosa.

Unità IIIs: porzione superiore dell'unità III caratterizzata da un maggior grado di fratturazione (RQD = 10 - 30%) e dalla presenza di riempimento fine all'interno dei giunti.

Il materiale di riporto (Unità I) ha una composizione granulometrica eterogenea in quanto deriva dalla mescola del materiale proveniente dai locali scavi nelle Argille di Ortovero e nei depositi eluvio – colluviali e di materiale portato da altre aree, si veda Fig 4-1.

Gli scavi suddetti sono stati eseguiti per la costruzione degli edifici degli Ospedali di S. Martino.

La porzione superiore (Unità Is) è spessa pochi metri e si distingue da quella sottostante per una minore frazione di fine, come è possibile vedere nella Fig 4-2, dove si ha il passaggio tra l'unità Is e la sottostante unità I.

La consistenza dell'unità I può essere attribuita ai cicli di imbibizione ed essiccamento a cui è stata soggetta, dal momento che la falda si trova a circa 10 - 18 m dall'attuale piano campagna. Il suo spessore è compreso tra 5 - 15 m. Le argille di Ortovero (Unità II) sono limi/argille marnosi di origine marina, compatti, si veda Fig 4-3, depositatesi all'interno della fossa tettonica di forma allungata nella quale ricade l'area di progetto. Lo spessore di tale unità è compreso tra 10 - 20 m ed al di sotto è presente il Flysch di Mt. Antola.

Il Flysch di Monte Antola (Unità III) è costituito da un'alternanza di calcari e calcari marnosi con superfici di strato ondulate ad elevata persistenza e generalmente prive di riempimento, si veda Fig 4-4.

La giacitura spesso cambia anche alla media scala a causa della storia tettonica dell'area. I giunti di fratturazione sono caratterizzati da una patina di ossidazione e/o sono riempiti da calcite di precipitazione.

La fascia superficiale dell'unità III è denominata IIIs e presenta un grado di fratturazione più elevato con livelli ad RQD < 10% e con riempimento fine all'interno dei giunti, si veda Fig 4-5.



Fig 4-1 – Descrizione dei litotipi – Unità I tra 5 – 10 m dal p.c. in S1N



Fig 4-2 – Descrizione dei litotipi – Unità Is tra 0 – 3.5 m dal p.c. in S3N



Fig 4-3 – Descrizione dei litotipi – Unità II tra 5 – 10 m dal p.c. in S4N



Fig 4-4 – Descrizione dei litotipi – Unità III tra 30 – 35 m dal p.c. in S1N



Fig 4-5 – Descrizione dei litotipi – Unità IIIs tra 15 – 20 m dal p.c. in S1N

5. ASSETTO IDROGEOLOGICO

L'assetto idrogeologico dell'area è stato influenzato dai lavori di rimodellamento dell'antica topografia e di intubamento degli antichi alvei dei rii agli inizi del '900.

In particolare le indagini pregresse del 1999 e del 2005, realizzate nell'area del futuro garage interrato in Largo Rosanna Benzi, sono caratterizzate dalla installazione di piezometri a tubo aperto all'interno della unità II delle Argille di Ortovero.

L'indagine del 1999 riporta un possibile livello di falda tra 10 e 17 m dal piano campagna, mentre l'indagine del 2005 lo pone tra 7.5 e 12.5 m di profondità, tuttavia nel rapporto delle indagini si ipotizza che i livelli più superficiali siano da associare all'acqua di perforazione più che ad un livello piezometrico naturale, a causa della tipologia di piezometri impiegati in rapporto alla bassa permeabilità dell'unità II.

Tale assunzione sembra essere confermata dalla risposta data al Progettista dal Direttore dei Lavori del parcheggio interrato, che a seguito delle lavorazioni eseguite nell'area, riporta un livello di falda a circa 14 – 15 m dal piano campagna.

La necessità di ottenere delle misure più precise del livello piezometrico per la progettazione esecutiva delle opere ha portato ad installare 2 celle Casagrande, a profondità diverse, in ciascun sondaggio dell'indagine del 2016, fatta eccezione per i sondaggi S1N e S6N che sono stati strumentati con piezometri a tubo aperto.

L'orientazione del tracciato è pressoché parallela a quella di deflusso della falda, che defluisce dai rilievi che circondano Genova verso il mare secondo una direzione da nord – est verso sud – ovest. Dati bibliografici e le indagini pregresse indicano che la falda è contenuta all'interno del substrato roccioso del Flysch di Mt. Antola (unità III), che la trasmette anche alle Argille di Ortovero (unità II) dal momento che queste colmano il graben tettonico sviluppatosi all'interno del Flysch stesso.

Questo assetto è confermato anche dall'indagine del 2016 - 2017 in quanto le celle che misurano un livello piezometrico sono quelle installate all'interno delle unità II e III, mentre non si rileva alcun livello all'interno del Riporto (unità I).

Dato che le quote dei 6 sondaggi sono molto simili e comprese tra + 48.1 e 49.5 m s.l.m. e che la soggiacenza del livello piezometrico è risultata aumentare da nord a sud da valori di circa 5 - 7 m a 10 - 20 m dal piano campagna, si ha che la quota della superficie piezometrica passa da circa + 43 m s.l.m. a circa + 31 m s.l.m. con un dislivello di 12 m ed un gradiente di circa il 3.5 %. Queste misure sono quindi congruenti con l'assetto idrogeologico generale dell'area, accennato in precedenza.

I livelli piezometrici letti si collocano qualche metro sopra o sotto il tetto del Flysch di Mt. Antola. Il suddetto sistema idrogeologico spiega la frequente presenza di calcite di precipitazione all'interno dei giunti di fratturazione del Flysch di Mt. Antola.

La Tab. 5-1 riporta per l'indagine del 2016 le quote dei sondaggi, le quote di installazione delle celle Casagrande o del tratto filtrante e l'unità stratigrafica all'interno della quale ricadono. La Tab. 5-2 riporta per ciascuna cella e tratto filtrante le quote piezometriche lette tra Marzo/Aprile 2016 e Gennaio 2017 e la differenza tra le due letture. Il sondaggio S3N non è stato letto per la presenza di una vettura parcheggiata.

In generale le letture del 2017 si discostano di poco rispetto a quelle del 2016, indicando che l'inerzia dell'acquifero è elevata a causa sia del fatto che si tratta di un ammasso roccioso sia della assenza di una ricarica diretta nell'area di progetto per la presenza di edifici e di aree pavimentate, che riducono l'infiltrazione verticale.

In generale le letture al 2017 indicano quote inferiori di circa 0.6 - 1.6 m, pertanto il livello piezometrico di progetto è stato definito considerando le letture del 2016.

Unica eccezione è rappresentata dal piezometro S4N, che registra valori nettamente più elevati di circa 8 m rispetto al 2016.

L'entità di questa singola anomalia rispetto all'andamento generale porta a scartare questi valori, che probabilmente sono dovuti ad una possibile infiltrazione di acque superficiali all'interno del piezometro.

Tab. 5-1 – Assetto idrogeologico – Indagine di Progetto Esecutivo (2016) - Quote di installazione piezometri							
$\begin{array}{ c c c c c c } Sondaggio & Sondaggio & Tratto filtrante & Cella Casagrande & Unità \\ (n^{\circ}) & (m \ s.l.m.) & (m \ s.l.m.) & (m \ s.l.m.) & (m \ s.l.m.) \end{array}$							
S1N	+ 48.63	+23.63 - 13.63	-	III			
S2N	+48.60	-	+ 29.60/18.60	II/III			
S3N + 49.50		-	+ 41.50	II			
S4N	+48.11	-	+ 42.71/32.31	II			
S5N	+ 48.30	-	+ 42.30/28.80	I/III			
S6N	+48.20	+44.20 - 38.20	-	I - III			

Tab. 5-2 – Assetto idrogeologico – Indagine di Progetto Esecutivo (2016) – Misure piezometriche								
Sondaggio (n°)Sondaggio quotaQuota tetto Flysch AntolaQuota falda 								
S1N	+ 48.63	+ 35.93	+ 30.91	+ 30.31	- 0.6			
S2N	+ 48.60	+ 28.60	+ 31.40/28.60	+ 29.75/28.60	- 1.65/0			
S3N	+ 49.50	+40.80	asciutto	n.d.	-			
S4N + 48.11		Arg.Ortovero	asciutto/+ 34.41 + 43.09/42.47		+0.38/8.06			
S5N	+ 48.30	+ 41.30	asciutto/+ 40.90	asciutto/+ 40.12	0/- 0.78			
S6N	+ 40.98	- 1.62						

6. ASSETTO STRATIGRAFICO

6.1. Considerazioni generali

La caratteristica principale del profilo stratigrafico è sicuramente la sua eterogeneità in termini sia di presenza di unità stratigrafiche con caratteristiche molto dissimili sia di variabilità dei rapporti geometrici tra le stesse unità.

Infatti la formazione di un graben tettonico all'interno del substrato roccioso del Flysch di Mt. Antola (unità III) ha portato ad avere brusche variazioni di quota del tetto di tale unità, a causa sia delle dislocazioni tettoniche sia delle successive fasi erosive.

Tale superficie irregolare del bacino di sedimentazione, che si andava formando, è stata ricoperta dal deposito marino delle Argille di Ortovero (unità II), il cui spessore cambia inevitabilmente di svariati metri in funzione dello spazio disponibile.

A seguito della definitiva emersione dell'area le unità II e III sono state dapprima erose, differentemente in rapporto al grado litoide, e successivamente ricoperte da depositi eluvio – colluviali.

In ultimo l'assetto attuale dell'area è stato profondamente modificato agli inizi del '900, quando importanti lavori di scavo e rinterro sono stati eseguiti per la costruzione degli Ospedali di S. Martino.

L'area di progetto era una piccola valletta dove scorreva il torrente Noce ed altri rii secondari, che è stata completamente sepolta con il riporto di materiali provenienti dagli scavi in loco delle Argille di Ortovero e dei depositi eluvio – colluviali e da aree limitrofe. Il materiale prodotto da tali lavori di regolarizzazione della antica topografia è stato denominato unità I e possiede una elevata eterogeneità granulometrica.

Ne deriva che il profilo stratigrafico è caratterizzato da rapporti geometrici variabili tra le unità ovvero l'unità I si ritrova al di sopra delle unità II e III, ma ci sono anche passaggi laterali tra le diverse unità.

6.2. Descrizione del profilo stratigrafico

Il profilo stratigrafico è stato redatto considerando le informazioni derivanti da tutte le campagne di indagine disponibili. I dati puntuali dei sondaggi sono stati estesi lungo il profilo tramite l'interpretazione degli stendimenti di geoelettrica e di sismica a rifrazione.

Di seguito si riporta la descrizione del profilo, partendo dal pozzo Carena e proseguendo verso l'opera di presa in via Salita Superiore della Noce ovvero seguendo la direzione di scavo del micro – tunnel.

Il sondaggio S1N (2016) lungo 40 m è stato eseguito in prossimità dell'esistente pozzo Carena, individuando il tetto dell'unità III a circa 13 m dal piano campagna, pertanto la

nuova camera di dissipazione e la galleria di collegamento del Noce a quella del Fereggiano saranno realizzate interamente all'interno di tale unità.

Il tetto dell'unità III scende verso il pozzo 1, pozzo di spinta della micro fresa, raggiungendo i 15 m dal piano campagna in SA3 (2002) e quindi i 20 m in S2N (2016) in corrispondenza del pozzo stesso, che si immorserà quindi nel substrato roccioso al di sotto di tale profondità.

Il tratto di profilo compreso tra il pozzo Carena ed il pozzo 1 vede quindi un incremento dello spessore dell'unità I, mentre l'unità II presenta uno spessore molto ridotto pari a 1 - 2 m.

Il tracciato prosegue dal pozzo 1 al di sotto di via Benedetto XV fino all'incrocio con via Pastore, dove i sondaggi SA1 (2002) e S4N (2016) mostrano la presenza delle Argille di Ortovero (unità II) fino a 30 m di profondità. Questo dato è confermato dai sondaggi eseguiti presso Largo Rosanna Benzi nel 1999 e nel 2005.

L'assetto stratigrafico del tracciato al di sotto di via Benedetto XV risulta essere caratterizzato dalla presenza dell'unità I fino ad una profondità variabile tra 6 e 11 m dalla superficie, come mostrato dai sondaggi S3N (2016) e SA2 (2002) e dagli stendimenti di geoelettrica. Al di sotto di tale unità si trova l'unità II che colma il graben tettonico all'interno dell'unità III.

Ne deriva che il tratto di tunnel compreso tra il pozzo 1 e l'incrocio di via Benedetto XV con via Pastore, sarà realizzato all'interno delle unità II e III, che si alterneranno lungo il tracciato con passaggi laterali netti.

L'ubicazione dei limiti tra le due unità si è basata sulla interpretazione dei dati restituiti dagli stendimenti di geoelettrica sulla base della differente resistività. E' stato inoltre possibile individuare tramite la geoelettrica una discontinuità tettonica tra le unità II e III presso SA1 (2002).

Il tracciato al termine di via Benedetto XV cambia direzione seguendo la Salita Superiore della Noce fino al pozzo 3 di recupero della micro fresa presso la Scuola Materna Delia Repetto.

A causa della larghezza estremamente ridotta di tale via e della necessità di mantenerla sempre aperta per il transito dei mezzi di soccorso, si è deciso di realizzare i sondaggi S5N (2016) e S6N (2016) all'interno del piazzale della suddetta scuola e di correlarli al sondaggio S4N (2016) tramite uno stendimento di geoelettrica.

Tale stendimento ha permesso in analogia con quanto fatto per via Benedetto XV di individuare il passaggio tra le unità I, II e III, attraversate dai suddetti sondaggi.

L'indagine in corrispondenza della Salita Superiore della Noce ha evidenziato come la discesa che porta da via Pastore al pozzo 3 corrisponda alla progressiva riduzione di spessore dell'unità I, il cui spessore è quindi massimo lungo Corso Europa.

Ne deriva che il tracciato del micro – tunnel, passando al di sotto dei terrazzi sui quali sorgono gli edifici che cingono la Salita Superiore della Noce, si sviluppi in questo settore all'interno dell'unità I.

In particolare il tracciato del micro – tunnel esce dall'unità II ed entra nell'unità I poco dopo via Pastore, sviluppandosi nell'unità I fino a qualche decina di metri prima del pozzo 3, dove entra all'interno dell'unità III.

In generale il tetto dell'unità III si immerge da nord verso sud, infatti esso è presente ad una profondità dal piano campagna di circa 7 m presso il pozzo 3 e di circa 14 m presso il pozzo Carena. Tale dato è in accordo con la morfologia generale visto che il tracciato nell'area della Salita Superiore del Noce si avvicina ai rilievi montuosi che cingono la città di Genova e quindi al limite del graben. Infatti presso il pozzo 3 l'unità II è assente e l'unità III è ricoperta direttamente dall'unità I.

Il pozzo 2 si sviluppa interamente all'interno dell'unità I, essendo collocato nel settore centrale del tracciato lungo la Salita Superiore della Noce.

Per quanto riguarda il livello piezometrico si ha che la sua quota è pari a circa + 31 m s.l.m. in corrispondenza del pozzo Carena e del pozzo 1, collocandosi in corrispondenza del piano di posa dei tubi pre-fabbricati della galleria. Lo scavo di tali pozzi è al di sotto della piezometrica per i tratti in roccia (unità III), tuttavia si tratta di stillicidi e di venute d'acqua localizzate, così come indicato anche dallo scavo della galleria del Fereggia-no.

La superficie piezometrica risale dal pozzo 1 fino all'incrocio tra via Benedetto XV e via Pastore, dove raggiunge la quota + 34.5 m s.l.m., collocandosi sempre al piano di posa dei tubi, essendo la galleria in salita.

Essendo che la falda è contenuta all'interno dell'unità III e che il tetto di tale unità risale di quota lungo la Salita Superiore della Noce, si ha un aumento del gradiente della superficie piezometrica in questo settore del tracciato, che raggiunge quota + 42.5 m s.l.m. in corrispondenza del pozzo 3.

Ne deriva che la superficie piezometrica dall'inizio alla fine del tracciato lungo la Salita Superiore della Noce si innalza dal piano di posa dei tubi alla sommità degli stessi nel settore centrale fino a collocarsi al di sopra di 2 m in corrispondenza dell'innesto del micro – tunnel nel pozzo 3.

Lo scavo di tale pozzo sarà sotto falda per il tratto in roccia all'interno dell'unità III, tuttavia si tratta di stillicidi e di venute d'acqua localizzate, così come indicato anche dallo scavo della galleria del Fereggiano.

7. INDAGINI PREGRESSE

In merito alle 4 campagne geognostiche eseguite nell'area di progetto tra il 1999 e il 2005, al momento della redazione del presente rapporto sono disponibili le stratigrafie dei sondaggi ma non i certificati delle prove in sito e di laboratorio.

Pertanto il presente capitolo riporta per ciascuna unità stratigrafica una sintesi dei risultati delle suddette prove, così come sono citati nel testo delle rispettive relazioni specialistiche.

L'indagine del 2005 a supporto del progetto definitivo dello scolmatore del Bisagno è invece completa dei certificati delle prove eseguite.

7.1 Analisi dei dati

<u>Unità Is</u>

L'unità è stata attraversata dalle indagini del 2002 e del 2005 a supporto delle opere di progetto definitivo del by-pass del Noce.

In merito alle indagini di campo le prove SPT forniscono valori di N_{SPT} compresi tra 7 – 13 e localmente a rifiuto nei livelli a maggiore presenza di clasti.

Si sono eseguite alcune prove Lefranc che hanno misurato valori di permeabilità k nell'ordine di 3E-5/1.5E-4 m/s, confermando la presenza di uno scheletro solido ghiaioso – sabbioso.

Gli stendimenti di geoelettrica indicano valori di resistività ρ pari a 20 - 150 (ohm m), che dipendono dalla variabilità della frazione fine in rapporto a quella ghiaioso – sabbiosa.

L'unità non ha prove di laboratorio essendo un materiale granulare con frazione fine variabile.

<u>Unità I</u>

L'unità è stata attraversata dalle indagini del 2002 e del 2005 a supporto delle opere di progetto definitivo del by-pass del Noce.

In merito alle indagini di campo le prove SPT forniscono valori di N_{SPT} compresi tra 5 – 18 e localmente a rifiuto nei livelli a maggiore presenza di clasti.

Si sono eseguite alcune prove Lefranc che hanno misurato valori di permeabilità k nell'ordine di 1.2E-6/1.6E-4 m/s, confermando la presenza di una frazione ghiaioso – sabbiosa non trascurabile.

Gli stendimenti di geoelettrica misurano valori di resistività ρ pari a 10 - 50 (ohm m), a causa di una frazione fine superiore a quella dell'unità Is.

In merito alle prove di laboratorio sono stati prelevati alcuni campioni indisturbati Shelby in corrispondenza dei livelli a maggiore frazione fine, che tuttavia non rappresentano l'eterogeneità granulometrica dell'unità.

Il peso dell'unità di volume γ varia tra 18.4 – 19 (KN/m3) con un contenuto naturale d'acqua w_n del 34 – 38 (%) e con un indice dei vuoti e₀ = 0.93 – 1.0.

Quattro prove triassiali non consolidate non drenate TRX-UU hanno fornito valori di c_u pari a 39/54/57.9/79.4 (KPa), che in rapporto alla composizione granulometrica dell'unità ed al livello di falda sono da ritenersi influenzati dall'essiccamento della frazione fine.

Si sono inoltre eseguite prove di taglio diretto, ottenendo valori molto dispersi in rapporto alla composizione granulometrica dei campioni. Infatti la coesione drenata c' varia tra 0 – 10 (KPa) mentre l'angolo di attrito efficace ϕ ' è compreso tra 31 – 35.8 (°) con un valore a 22 (°). Tale valore dell'angolo di attrito efficace non è ritenuto essere rappresentativo della composizione granulometrica dell'unità I, pertanto non lo si considera valido.

<u>Unità II</u>

L'unità è stata attraversata da tutte le campagne geognostiche, in particolare quelle del 1999 e del 2005 in Largo Benzi, dove l'unità ha lo spessore maggiore in riferimento all'area di progetto.

Per quanto riguarda le indagini di campo le prove SPT forniscono valori di N_{SPT} sempre superiori a 50 con molteplici punti a rifiuto a causa della elevata consistenza.

Si sono eseguite alcune prove di permeabilità Lefranc, che hanno misurato valori di permeabilità k di 1E-7/3E-8 m/s. In rapporto alla granulometria dell'unità II tali valori sembrano elevati, ma possono essere giustificati considerando la presenza di livelletti sabbiosi, che ne aumentano la permeabilità della massa.

Gli stendimenti di geoelettrica indicano una resistività ρ compresa tra 100 - 500 (ohm m), considerando il litotipo in questione tali valori sono riconducibili ad una massa compatta ed a un basso valore di w_n.

Le prove di laboratorio sono state eseguite su campioni indisturbati Shelby.

L'unità II è caratterizzata da una percentuale di frazione fine tra il 70 - 80 (%) con limo al 60 - 70 (%) ed argilla al 15 - 20 (%), mentre la frazione sabbiosa varia tra il 15 - 30 (%).

I limiti di Atterberg sono dati da un LL = 30 - 37 (%), LP = 20 - 22 (%), IP = 10 - 15 (%), mentre il contenuto naturale d'acqua w_n è prossimo al LP con valori tra 22 - 26 (%), indicando che l'unità è sovraconsolidata.

Questo dato è confermato dai valori del peso di volume γ compreso tra 19 – 21 (KN/m³), nonché dai valori elevati della coesione non consolidata non drenata c_u, definita tramite prove triassiali TRX-UU.

Si sono eseguite sei prove su campioni prelevati a profondità comprese tra 6 e 26 m di profondità, ottenendo valori di c_u tra 160 e 600 (KPa), confermando quindi i risultati delle prove SPT.

I valori più bassi di c_u sono correlati ad una maggiore frazione sabbiosa dei provini, anche se esiste un trend di crescita con la profondità, si veda Fig 7-1.

Prove di compressione monoassiale su campioni a maggior grado di compattezza hanno fornito valori di σ_{ci} di 2.5 – 3.5 (MPa), confermando gli elevati valori di c_u.



UNITA' II - COESIONE NON CONSOLIDATA NON DRENATA

Fig 7-1 - Indagini pregresse - Unità II: coesione non consolidata non drenata

E' possibile ricavare il grado di sovra consolidazione OCR dalla c_{u} tramite la seguente correlazione

 $OCR = {}^{0.8} \sqrt{(c_u/0.22 \sigma' v_0)}$

ottenendo dei valori di OCR decrescenti con la profondità da 20 a 4, si veda Fig 7-2.



UNITA' II - GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DA CU

Fig 7-2 – Indagini pregresse – Unità II: grado di sovraconsolidazione OCR

Si sono eseguite quattro prove di taglio diretto su provini prelevati a 10 e 20 m di profondità, che hanno fornito valori di coesione drenata c' = 15 - 16 (KPa) e di angolo di attrito drenato $\phi' = 31 - 32$ (°), compatibili con questa unità.

Ai fini dello scavo del tunnel con micro – fresa si sono misurate le caratteristiche di rigonfiamento ottenendo:

- indice di rigonfiamento in condizioni non confinate x = 0.26, y = 0.35, z = 0.06 (%);
- pressione di rigonfiamento in condizioni confinate ISP = 104 (KPa);
- deformazione di rigonfiamento in condizioni confinate ISS = 0.05 (per 400 KPa) e 0.86 (per 200 KPa).

Sulla base dei suddetti risultati si ha che l'unità II è caratterizzata da un comportamento spingente e rigonfiante medio – basso.

<u>Unità III</u>

L'unità è stata raggiunta dalle indagini del 2002 e del 2005 a supporto delle opere di progetto definitivo del by-pass del Noce.

Sono disponibili i seguenti risultati delle prove di laboratorio:

- $\gamma = 25.3 26.9$ (KN/m3);
- $\sigma_{ci} = 10 136$ (MPa);
- indice di rigonfiamento in condizioni non confinate x = 0.02, y = 0, z = 0.02 (%), pertanto a comportamento spingente e rigonfiante nullo.

L'ammasso roccioso è classificabile secondo un indice GSI tra 50 e 60 in funzione del suo grado di fratturazione e delle condizioni dei giunti.

Gli stendimenti di geoelettrica hanno registrato valori di resistività ρ tra 100 - 1000 (ohm m) tipici di calcari marnosi, che incrementano con la profondità per il passaggio ad un ammasso più compatto.

Una indagine più completa e ricca di dati è quella realizzata nel corso del 2005 a supporto del progetto definitivo dello scolmatore del Bisagno, che ha definito le seguenti caratteristiche dell'unità III:

- GSI = 40 50 da sondaggi e rilievi geostrutturali di superficie;
- k = 5E-7/5E-8 (m/s) da prove Lugeon;
- E = 1.5 8.0 (GPa) da prove dilatometriche;
- $\sigma_{ci} = 47 \pm 24$ (MPa) da prove di compressione;
- $\sigma_{ci} = 94 \pm 48$ (MPa) da prove di point load;
- $\sigma_{ti} = 6 \pm 3$ (MPa) da prove di trazione.

Si sono eseguite inoltre prove triassiali sui provini lapidei che hanno definito i valori a rottura delle coppie degli sforzi principali massimo e minimo (σ 1; σ 3), che insieme con i dati delle prove di compressione e di trazione hanno portato a definire l'inviluppo di rottura della roccia intatta, che è risultata essere caratterizzata da una σ_{ci} = 75 (MPa) e da un indice m_i = 15, si veda Fig 7-3.

La composizione mineralogica dei calcari marnosi è stata definita tramite prove diffrattometriche ed è risultata essere composta da:

- 60 75 (%) di calcite;
- 20 30 (%) di quarzo;
- 0-3 (%) di feldspati;
- 2 8 (%) di argilla.



Fig 7-3 – Indagini pregresse – Unità III: curva di resistenza della roccia intatta

7.2 Conclusioni

L'unità Is è un materiale granulare con frazione fine variabile così come indicato dalle stratigrafie dei sondaggi e dai risultati delle prove Lefranc.

L'unità I è un terreno fine all'interno del quale si trova dispersa una abbondante frazione ghiaioso – sabbiosa. Tale aspetto è confermato sia dalle schede stratigrafiche sia dalla variabilità dei valori delle prove SPT sia da quelle di laboratorio, come prove triassiali TRX-UU e prove di taglio diretto con valori associabili sia a terreni coesivi sia a terreni granulari. Questo dipende dal punto di prelievo dei campioni ovvero se dai livelli a maggiore o minore contenuto di fine.

L'unità II è invece caratterizzata da una omogeneità elevata delle sue caratteristiche granulometriche e geotecniche con una dispersione dei valori di resistenza e deformabilità tipica di questi terreni. Si tratta di limi argillosi marnosi, sovraconsolidati e compatti, con comportamento spingente e rigonfiante basso.

L'unità III è un calcare marnoso con grado litoide medio e grado di fratturazione medio.

La Tab. 7-1 riporta per ciascuna unità stratigrafica la caratterizzazione geotecnica media derivante dalle indagini pregresse realizzate tra il 1999 ed il 2005.

Tab. 7-1 – Indagini pregresse – Caratterizzazione geotecnica delle unità stratigrafiche										
Unità	N _{SPT}	GSI	γ	q_u	σ_{ci}	c _u	c'	\$ '	k	ρ
(n°)	(colpi/0.3 m)	(-)	(KN/m^3)	(MPa)	(MPa)	(KPa)	(KPa)	(°)	(m/s)	(ohm m)
Is	7 – 13	-	-	-	-	-	-	-	5E-5	20-150
Ι	5 - 18	-	19	-	-	50	5	33	1E-5	10-50
II	50 - rif.	-	20	3	-	300	15	31	5E-8	100-500
III	-	40-60	26	-	20-120	-	-	-	1E-7	100-1000
Note:										
- Unità Is e I con N _{SPT} localmente a rifiuto per presenza clasti										
- Valore	- Valore di q _u dell'unità II riferito a livelli più compatti									

8. INDAGINE 2016 – PROVE IN SITO

Il capitolo presenta per ciascuna unità stratigrafica la sintesi e l'analisi delle prove in sito dell'indagine del 2016. Le prove SPT sono state realizzate nelle unità Is, I e II, impiegando un dispositivo di sganciamento automatico del maglio e un campionatore a pareti grosse. Si rimanda all'Allegato per la consultazione delle correlazioni utilizzate per l'interpretazione delle prove SPT. Le prove Lefranc sono state eseguite nelle unità Is, I e II, adottando lo schema a carico idraulico variabile con tasca di prova a geometria cilindrica di altezza pari a 0.5 m. Le prove Lugeon sono state condotte all'interno dell'unità III con tasca di prova a geometria cilindrica di altezza variabile tra 1.0 e 1.5 m.

8.1. Analisi dei dati

<u>Unità Is</u>

Le prove SPT sono caratterizzate da un numero di colpi N_{SPT} variabile tra 10 e 50, che è risultato essere in funzione della frazione ghiaiosa. I valori sono confrontabili con quelli delle indagini pregresse.

La Fig 8-1 illustra l'interpretazione delle prove SPT con la profondità, non sono state eseguite prove nei primi due metri dal piano campagna.

L'angolo di attrito ϕ ' è compreso tra 35 – 42 (°), mentre il modulo di deformabilità E varia tra 10 – 20 (MPa) e il modulo di taglio alle piccole deformazioni G_{max} tra 50 – 100 (MPa). La velocità delle onde di taglio Vs cresce con la profondità da valori di 175 – 200 (m/s).

Si sono eseguite sette prove Lefranc con valori di permeabilità compresi tra 6.7E-7 (m/s) e 1.7E-5 (m/s) a conferma della presenza di una frazione ghiaioso – sabbiosa con matrice fine variabile.

L'indagine sismica con tecnica MASW ha misurato valori di velocità delle onde di compressione Vp e di taglio Vs rispettivamente pari a 412 - 451 (m/s) e 200 - 215 (m/s), in accordo quindi con l'interpretazione delle prove SPT. La geoelettrica indica valori di resistività ρ tra 10 - 70 (ohm m) in accordo con le indagini pregresse.



Fig 8-1 – Indagine 2016 - Prove in sito – Unità Is: prove SPT

<u>Unità I</u>

Le prove SPT sono caratterizzate da un numero di colpi N_{SPT} variabile tra 10 e 25, che rispecchiano la consistenza dell'unità e la presenza di una frazione ghiaiosa non trascurabile. I valori sono confrontabili con quelli delle indagini pregresse.

Vista la presenza di una frazione fine del 50% circa, l'unità I ha un comportamento coesivo, pertanto le prove SPT sono state interpretate utilizzando le correlazioni per terreni coesivi, si veda Fig 8-2.

Si sono ottenuti dei valori di coesione non consolidata non drenata c_u pari a 50 – 125 (KPa), mentre il modulo di deformabilità E risulta essere compreso tra 10 – 20 (MPa) e quello di taglio alle piccole deformazioni G_{max} tra 75 – 150 (MPa).



Fig 8-2 - Indagine 2016 - Prove in sito - Unità I: prove SPT

Si sono inoltre eseguite prove di pocket penetrometer e torvane sulle carote appena estratte, ottenendo in media rispettivamente valori di q_u tra 150 e 400 (KPa) e di c_u maggiori di 100 (KPa) ovvero al di sopra del fondo scala.

Questi risultati indicano che l'unità I è preconsolidata, tuttavia si ritiene che i valori più elevati di q_u siano condizionati dalla presenza di una frazione ghiaiosa non trascurabile.

E' stata eseguita una prova Lefranc che ha misurato una permeabilità k pari a 1.2E-6 (m/s), in accordo quindi con la presenza di uno scheletro solido ghiaioso – sabbioso.

L'indagine sismica con tecnica MASW ha misurato valori di velocità delle onde di compressione Vp e di taglio Vs rispettivamente pari a 483 - 595 (m/s) e 225 - 290 (m/s), in accordo con l'interpretazione delle prove SPT.
La resistività ρ misurata tramite stendimenti geoelettrici varia tra 10 – 70 (ohm m) in accordo con le indagini pregresse.

<u>Unità II</u>

Le prove SPT sono caratterizzate da un numero di colpi N_{SPT} generalmente a rifiuto e pari a 100 solamente nei primi 4 m dal piano campagna. Tale risultato è in accordo con le indagini pregresse e conferma la compattezza dell'unità.

La Fig 8-3 illustra l'interpretazione delle prove con la profondità.

Visto che la prova è andata a rifiuto, i valori derivati sono da considerarsi come un limite inferiore.

La coesione non consolidata non drenata c_u varia tra 350 – 400 (KPa), mentre il modulo di deformabilità E è compreso tra 80 – 90 (MPa) e quello di taglio alle piccole deformazioni G_{max} oscilla tra 300 – 325 (MPa).

I risultati delle prove SPT sono confermati dal raggiungimento del valore di fondo scala anche per le prove di pocket penetrometer, pari a 600 (KPa), e di torvane, pari a 100 (KPa), ottenendo quindi per la resistenza non consolidata non drenata c_u un valore di limite inferiore pari a 300 (KPa).

Si sono eseguite tre prove Lefranc che hanno misurato valori di permeabilità k tra 4.2E-10 (m/s) e 6.9E-9 (m/s), a conferma della granulometria fine e della compattezza dell'unità.

L'indagine sismica con tecnica MASW ha misurato valori di velocità delle onde di compressione Vp e di taglio Vs rispettivamente pari a 932 (m/s) e 439 (m/s), a conferma della compattezza dell'unità.

La resistività ρ misurata tramite stendimenti geoelettrici varia tra 70 – 500 (ohm m) in accordo con le indagini pregresse.



Fig 8-3 – Indagine 2016 - Prove in sito – Unità II: prove SPT

<u>Unità III</u>

Non sono state eseguite prove SPT a causa del grado litoide dell'unità che è costituita da calcari marnosi. Si sono eseguite 4 prove Lugeon in corrispondenza di settori con RQD pari a 40 - 70 (%), rappresentativo del grado medio di fratturazione dell'ammasso roccioso. I valori misurati di permeabilità k variano tra 1E-7 e 5E-7 (m/s) e sono in accordo con il suddetto valore di RQD. Le prove hanno evidenziato un comportamento elastico di apertura e chiusura dei giunti in funzione delle pressioni applicate.

L'indagine sismica con tecnica MASW ha misurato valori di velocità delle onde di compressione Vp e di taglio Vs rispettivamente pari a 932 - 1353 (m/s) e 439 - 640 (m/s). La resistività ρ misurata tramite stendimenti geoelettrici varia tra 500 - 1000 (ohm m) in accordo con le indagini pregresse.

8.2. Conclusioni

La Tab. 8-1 riporta per ciascuna unità stratigrafica la sintesi dei risultati delle prove in sito, che risultano essere abbastanza congruenti con quelli delle indagini pregresse.

	Tab. 8-1 – Indagine 2016 – Prove in sito – Sintesi dei risultati													
Unità	N _{SPT}	Inter	pretazion	e delle prov	e SPT	k	Vs	ρ						
(n°)	(colpi/0.3m)	c _u (KPa)	φ' (°)	E' (MPa)	G _{max} (MPa)	(m/s)	(m/s)	(ohm m)						
Is	10 - 50	-	35-42	10-20	50-100	1E-5	200-215	10-70						
Ι	10 - 25	50-125	-	10-30	50-175	1E-6	225-290	10-70						
II	rifiuto	350-400	-	80-90	300-325	1E-9	440	70-500						
III	-	-	-	-	-	1E-7	440-640	500-1000						

9. INDAGINE 2016 – PROVE DI LABORATORIO

Il capitolo presenta per ciascuna unità stratigrafica la sintesi e l'analisi delle prove di laboratorio dell'indagine del 2016.

Si sono prelevati 42 campioni disturbati, 11 campioni indisturbati Shelby e 13 spezzoni di roccia.

I campioni disturbati sono stati utilizzati per analisi granulometriche e per la definizione dei limiti di Atterberg, mentre i campioni indisturbati sono stati impiegati sia per analisi classificative sia per prove di resistenza e deformabilità come prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL), prove di taglio diretto (TD) e prove di compressione edometrica.

I campioni lapidei sono stati oggetto di prove per determinare il peso dell'unità di volume e la resistenza a compressione monoassiale.

9.1. Analisi dei dati

<u>Unità Is</u>

Sono stati prelevati solo campioni disturbati per esecuzione di analisi granulometriche e determinazioni dei limiti di Atterberg. L'unità è eterogenea ed è composta dalla ghiaia per il 35 - 55 (%), da sabbia per il 15 - 25 (%) e dalla frazione fine per il 35 - 45 (%), pertanto si tratta di una ghiaia sabbiosa con abbondante frazione fine. I limiti di Atterberg sono caratterizzati da un LL del 31 - 55 (%), da un LP del 16 - 28 (%) e da un IP del 15 - 27 (%), ovvero si tratta di argille di media plasticità.

<u>Unità I</u>

L'unità è caratterizzata da una elevata variabilità granulometrica, pertanto sono stati prelevati sia campioni disturbati sia campioni indisturbati.

L'unità è eterogenea infatti si ha un 30 - 45 (%) di ghiaia, un 15 - 25 (%) di sabbia ed un 35 - 50 (%) di fine con netta prevalenza della frazione limosa su quella argillosa, si veda Fig 9-1. Sono presenti intercalazioni di livelli fini nei primi 5 m dal piano campagna.

I limiti di Atterberg sono caratterizzati da un LL del 35 - 45 (%), un LP del 18 - 25 (%) e da un IP del 17 - 20 (%), pertanto si tratta di argille/limi di media plasticità/compressibilità.

Il contenuto naturale d'acqua w_n varia tra 15 – 25 (%) ed è crescente con la profondità da valori inferiori a valori superiori al LP, si veda Fig 9-2, pertanto l'unità è stata soggetta ad essiccamento, infatti il livello piezometrico è posto al di sotto dei 15 m dal piano campagna.



Fig 9-1 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità I: granulometria

Dal momento che sono stati prelevati dei campioni indisturbati dall'unità I, sui quali si sono determinati i valori di γ , w_n e Gs, è possibile fornire una stima del parziale essiccamento dell'unità I tramite la correlazione

 $S = (w_n \gamma)/((1+w_n)\gamma_w - \gamma/Gs))$

Considerando un valore di γ tra 19.3 – 20.3 (KN/m³), un valore di w_n tra 15 – 25 (%) ed un valore di Gs tra 2.7 – 2.75, si ottiene un corrispondente valore di S tra 0.75 – 0.90 ovvero il terreno è parzialmente essiccato.



Fig 9-2 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità I: plasticità

Questo aspetto trova conferma anche nei valori di c_u misurati tramite torvane e prove di compressione ad espansione laterale libera ELL su campioni indisturbati, che risultano essere al di sopra della linea di incremento della c_u con la profondità per un terreno normal consolidato NC, si veda Fig 9-3, secondo la correlazione

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

I valori sono maggiori nei primi 6 m dal piano campagna, dove l'essiccamento è maggiore, e si riducono con la profondità fino ad allinearsi con la retta NC, restandone leggermente al di sopra.



Fig 9-3 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità I: coesione non consolidata non drenata

Anche le due prove edometriche eseguite confermano il parziale essiccamento della frazione fine con valori dell'indice dei vuoti e_0 di 0.64 – 0.80, e del grado di sovraconsolidazione OCR che diminuiscono da 7 a 2 passando da 6 a 16 m di profondità dal piano campagna. L'indice di compressione CR varia tra 0.13 – 0.23, mentre quello di ricompressione RR tra 0.02 – 0.03. Si sono eseguite delle prove di taglio diretto che hanno fornito in media valori della coesione drenata c' tra 20 - 50 (KPa) e dell'angolo di attrito efficace ϕ ' tra 26 - 33 (°), confermando quindi la sovraconsolidazione dell'unità I.

<u>Unità II</u>

L'unità è composta da un 5 – 15 (%) di sabbia, da un 40 – 60 (%) di limo e da un 30 – 40 (%) di argilla, si veda Fig 9-4.



UNITA' II - GRANULOMETRIA (%)

Fig 9-4 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità II: granulometria

I limiti di Atterberg sono caratterizzati da un LL del 35 - 45 (%), un LP del 20 - 25 (%) e da un IP del 15 - 20 (%), pertanto si tratta di argille/limi di media plasticità/compressibilità. Il contenuto naturale d'acqua w_n varia tra 20 - 25 (%) ed è prossimo al LP, si veda Fig 9-5, pertanto l'unità è sovraconsolidata.



Fig 9-5 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità II: plasticità

Il peso dell'unità di volume γ è compreso tra 19 – 21 (KN/m³) a causa della compattezza dell'unità, che è confermata dal raggiungimento dei valori di fondo scala per le prove torvane e di pocket penetrometer, indicando quindi valori di cu superiori a 300 (KPa). Le tre prove edometriche indicano per l'indice dei vuoti e₀ valori di 0.56 – 0.71, mostrando una riduzione dell'indice di sovraconsolidazione OCR da 18 a 4 passando dalla superficie a 12 m di profondità. L'indice di compressione CR varia tra 0.16 - 0.19, mentre quello di ricompressione tra 0.02 - 0.03.

Si sono eseguite quattro prove di taglio diretto che hanno fornito in media valori della coesione drenata c' tra 25 - 80 (KPa) e dell'angolo di attrito efficace ϕ ' tra 26 - 34 (°), confermando quindi la sovraconsolidazione dell'unità II.

<u>Unità III</u>

Si è determinato il peso di volume γ dei campioni lapidei che è risultato variare tra 23.5 e 26 (KN/m³). I campioni sono stati sottoposti inoltre a prove di compressione monoassiale e di trazione indiretta che hanno fornito rispettivamente per la roccia intatta valori compresi tra $\sigma_{ci} = 10 - 50$ (MPa) e $\sigma_{ti} = 4 - 7$ (MPa), si veda Fig 9-6.

I valori di σ_{ci} compresi tra 10 e 20 (MPa) non sembrano essere rappresentativi della reale resistenza del litotipo, così come suggerito anche dalle prove delle indagini pregresse, e probabilmente sono influenzati dalla presenza di discontinuità all'interno dei campioni.



Fig 9-6 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Unità III:resistenza a compressione monoassiale e a trazione della roccia intatta

9.2. Conclusioni

La Tab. 9-1 riporta la sintesi per ciascuna unità stratigrafica dei risultati delle prove di laboratorio, che risultano essere abbastanza congruenti con quelle delle indagini pregresse.

	Tab. 9-1 – Indagine 2016 – Prove di laboratorio – Sintesi dei risultati													
Unità	σ_{ci}	IP	Wn	γ	c _u	c'	φ'	OCR	CR	RR				
(n°)	(MPa)	(%)	(%)	(KN/m ³)	(KPa)	(KPa)	(°)	(-)	(-)	(-)				
Is	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
Ι	-	17-20	15-25	19-20	50-100	20-50	26-33	2-7	0.13-0.23	0.02-0.03				
II	-	15-20	20-25	19-21	>300	25-80	26-34	4-18	0.16-0.19	0.02-0.03				
III	10-50	-	-	23.5-26	-	-	-	-	-	-				

10. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'UNITA' III

10.1. Condizioni strutturali da indagini realizzate

L'analisi dei sondaggi, delle prove in sito e di laboratorio delle indagini realizzate nell'area di progetto ha permesso di definire le principali caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso dell'unità III ovvero del Flysch di Mt. Antola, che è costituito da calcari marnosi localmente alternati a marne calcaree.

L'ammasso presenta una stratificazione a spessore da decimetrico fino al metro con giunti di strato chiusi ad elevata persistenza e geometria planare.

La fratturazione, derivante dalla storia tettonica dell'area, è data da quattro famiglie di giunto a formare blocchi angolari a più facce. Il grado di fratturazione è medio, infatti l'indice RQD varia tra 40 – 70 (%). I giunti di fratturazione presentano generalmente una patina di ossidazione o sono cementati da calcite di precipitazione.

Le prove di laboratorio definiscono per la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{ci} un valore tra 25 – 50 (MPa).

Questo assetto che condiziona il comportamento in termini di resistenza e deformabilità dell'ammasso vede la locale presenza di zone di taglio cataclastiche, aventi spessore medio di 1 m fino ad un massimo di 2 m, associabili alle dislocazioni della struttura tipo graben all'interno della quale ricade l'area di progetto.

Il suddetto assetto è visibile anche in affioramento sul retro del parcheggio del supermercato Coop nei pressi dell'area di progetto, si veda Fig 10-1, dove è presente una scarpata verticale alta 10 m circa e stabilizzata con chiodi, funi e rete metallica.



Fig 10-1 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità III – Affioramento sul retro del parcheggio del supermercato Coop

La porzione superiore dell'unità III presenta un grado di fratturazione superiore con RQD = 10 - 30 (%) e locali orizzonti ad RQD = 0 (%), inoltre i giunti sono spesso riempiti con materiale limoso – sabbioso, derivante probabilmente dal dilavamento dei terreni sovrastanti ad opera delle acque di infiltrazione. Si è deciso pertanto di distinguere tale orizzonte interno all'unità III con la sigla IIIs.

Ai fini del calcolo dei parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso si adotta il valore di GSI, da utilizzare nell'inviluppo di rottura di Hoek – Brown, derivante dalla correlazione

GSI = RMR89 - 5

dove il valore di RMR89 è stimato sulla base dei primi 5 parametri, si esclude quindi la correzione per l'orientazione dei giunti, adottando una condizione idraulica asciutta dell'ammasso roccioso, ovvero le verifiche di stabilità del cavo saranno eseguite in sforzi totali e non efficaci.

Sulla base delle suddette caratteristiche geo-strutturali medie è possibile classificare l'unità III secondo l'indice RMR89 come segue:

Parametro	Valore	<u>Punteggio</u>
1. Resistenza roccia intatta (MPa)	25-50	3
2. RQD (%)	40 - 70	8
3. Spaziatura discontinuità (mm)	200-600	8
4. Condizione giunti	vedi testo	12
5. Condizione idraulica	asciutto	15
		TOT 46

Si associa quindi all'unità III un RMR89 = 46 ed un corrispondente GSI = 40.

Sulla base delle suddette caratteristiche geo-strutturali medie è possibile classificare l'unità IIIs secondo l'indice RMR89 come segue:

Parametro	Valore	Punteggio
1. Resistenza roccia intatta (MPa)	25-50	3
2.RQD (%)	10 - 30	3
3. Spaziatura discontinuità (mm)	60-200	7
4. Condizione giunti	vedi testo	8
5. Condizione idraulica	asciutto	15
		TOT 36

Si associa quindi all'unità III un RMR89 = 35 ed un corrispondente GSI = 30.

10.2. Rilievi del fronte della galleria del Fereggiano

Si dispone di 5 rilievi geostrutturali del fronte di scavo della galleria del Fereggiano in corrispondenza delle progressive pk 1+627, 1+678, 1+720, 1+806 e 1+887.

I rilievi possono essere raggruppati in due domini geostrutturali omogenei e distinti:

1. rilievi 1+627 e 1+887;

2. rilievi 1+678, 1+720 e 1+806.

Il primo gruppo di rilievi presenta le caratteristiche geomeccaniche migliori con:

- RQD = 75 80 (%)
- $\sigma_{ci} = 50 100$ (MPa)
- RMR89 = 61 63
- GSI = 60 67

Questi valori sono congruenti con quelli dell'indagine del 2005 per la progettazione definitiva dello scolmatore del Bisagno e risultano essere superiori a quelli derivati dalle indagini del by-pass del Noce.

Il secondo gruppo di rilievi è invece caratterizzato da condizioni geomeccaniche più scadenti e pari a:

- RQD = 35 50 (%)
- $\sigma_{ci} = 25 50$ (MPa)
- RMR89 = 40 43
- GSI = 35 47

Questi valori sono in accordo con quelli delle indagini realizzate per il progetto del bypass del Noce.

La discrepanza tra le due classi riflette probabilmente il fatto che il by-pass del Noce ricade all'interno del graben di Genova e che l'innesto della galleria del Noce all'interno di quella del Fereggiano è collocato al di sotto dell'alto topografico, dove si trova il forte di S. Martino.

Questo alto topografico sembra essere correlato alle dislocazioni tettoniche associate al graben, pertanto l'assetto geostrutturale degli ammassi rocciosi è analogo.

La Tab. 10-1 riporta una sintesi dei suddetti rilievi, specificando per ciascuno di essi le caratteristiche geostrutturali principali.

La metodologia di scavo è con esplosivo per entrambi i domini descritti, lo sfondo varia tra 1.2 e 2.0 m e la sezione di avanzamento è con bulloni e spritz beton.

Г	Tab. 10-1 – Caratterizzazione geomeccanica dell'unità III – Rilievi geostrutturali del fronte della galleria del Fereggiano												
Rilievo		Metodo	Lunghezza	Condiz.	RQD	σ_{ci}	RMR89	GSI					
(pk)	Unita	scavo	volata (m)	idrauliche	(%)	(MPa)	(3)	(4)					
1+627	III	esplosivo	1.2	(1)	75	50 - 100 (2)	61	63 - 67					
1+678	III	esplosivo	1.2	(1)	50	25 - 50 (2)	42	40					
1+720	III	esplosivo	1.2	(1)	40 - 50	25 - 50 (2)	43	43 - 47					
1+806	III	esplosivo	2.0	(1)	35 - 40	25 - 50 (2)	40	35 - 40					
1+887	III	esplosivo	2.0	(1)	80	50 - 100 (2)	63	60 - 65					

Note:

- (1) umido con locali stillicidi
- (2) classe di resistenza stabilita con numero di colpi necessari per rompere roccia con martello
- (3) RMR89 considera anche la correzione per orientazione giunti
- (4) GSI valutato indipendentemente da RMR89

10.3. Calcolo dei parametri di resistenza e di deformabilità

L'inviluppo di rottura di un ammasso roccioso è definito secondo la teoria di Hoek – Brown tramite la correlazione

 $\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s_b \sigma_{ci}^2)^a$

con

mb: parametro empirico che definisce l'inclinazione dell'inviluppo

 s_b : parametro empirico che definisce l'intercetta dell'inviluppo sull'asse σ_1

 σ_{ci} : resistenza a compressione della roccia intatta

a: esponente empirico dell'inviluppo

Le correlazioni di riferimento sono quelle indicate da Hoek et alii nella riformulazione dell'inviluppo del 2002 ovvero

 $m_b = m_i \exp ((\text{GSI-100})/(28 - 14\text{D}))$ $s_b = \exp ((\text{GSI} - 100)/(9 - 3\text{D}))$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-\text{GSI}/15} - e^{-20/3})$

con

mi: parametro empirico che definisce l'inclinazione dell'inviluppo della roccia intatta D: parametro di danneggiamento dell'ammasso in funzione del metodo di scavo Si riportano di seguito per le unità III e IIIs i valori assunti per il calcolo dell'inviluppo di rottura dell'ammasso roccioso secondo la formulazione di Hoek – Brown ed i valori correlati di coesione ed angolo di attrito secondo il criterio di Mohr – Coulomb, derivanti dalla linearizzazione del suddetto criterio.

Questa analisi è condotta tramite un software implementato dal Progettista, che permette la linearizzazione in corrispondenza dei seguenti due intervalli tensionali:

- $0 - 0.2\sigma_{v0}$ per il calcolo delle coppie (c', ϕ ') all'origine

- $0.5 - \sigma_{v0}$ per il calcolo delle coppie (c', ϕ ') alla copertura

che consentono rispettivamente la verifica della stabilità del fronte e del cavo.

La procedura descritta permette di valutare i valori di picco dell'inviluppo di rottura ovvero $m_b = m_p e s_b = s_p$, mentre per il calcolo dei valori residui si fa riferimento all'entità della deformazione tangenziale attesa nella zona plastica espressa come

 $\epsilon_{\theta} = u/R$ con u: spostamento radiale del contorno dello scavo R: raggio equivalente dello scavo

Nel caso presente si adotta un valore di $\varepsilon_{\theta} < 3$ (%) in rapporto alle dimensioni ridotte del cavo e delle caratteristiche di resistenza e deformabilità attese dell'ammasso roccioso. Pertanto si ha che i valori residui dei parametri empirici dell'inviluppo di rottura di Hoek – Brown sono pari a

 $m_r = 0.7 m_p$ $s_r = 0.04 s_p$

Si riportano di seguito per le unità III e IIIs i valori di ingresso assunti per il calcolo dell'inviluppo di rottura di Hoek – Brown ed i corrispondenti valori delle coppie (c; ϕ) secondo il criterio di Mohr – Coulomb.

<u>Unità III</u>

Si assumono per il calcolo dell'inviluppo di rottura dell'ammasso roccioso i seguenti valori di ingresso:

- GSI = 40

- $\gamma = 25 (KN/m^3)$
- $\sigma_{ci} = 35$ (MPa)
- $m_i = 10$
- D = 0
- $\sigma_{v0} = 600 (KPa)$

Lo stato tensionale utilizzato è un valore medio presente lungo il tracciato, mentre si è assunto un valore nullo per D in quanto si ipotizza di realizzare lo scavo con microcariche controllate.

La Fig 10-2 riporta gli inviluppi di rottura di picco e residuo per l'unità III secondo il criterio di Hoek – Brown, mentre la Fig 10-3 riporta il risultato dei calcoli eseguiti per la definizione dei parametri di resistenza e di deformabilità dell'ammasso roccioso.

I parametri empirici del criterio di Hoek – Brown valgono:

- condizione di picco $m_p = 1.17$

 $s_p = 1.27E-3$ condizione residua $m_r = 0.82$ $s_r = 5.1E-5$

I corrispondenti valori operativi di coesione ed angolo di attrito in Mohr – Coulomb valgono:

- condizione di picco: alla copertura $c_p = 270$ (KPa) e $\phi_p = 52$ (°) all'origine $c_p = 120$ (KPa) e $\phi_p = 60$ (°)
- condizione residua: alla copertura $c_r = 200$ (KPa) e $\phi_r = 50$ (°) all'origine $c_r = 14$ (KPa) e $\phi_r = 60$ (°)

Si assume per il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso un valore E = 3 (GPa).



Fig 10-2 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità III – Inviluppo di rottura di Hoek – Brown

		copertura	24	m
		peso specifico ammasso	25	kN/m ³
				1
	Nİ	RMR ₈₉	45	
	eriz:	BRMR	-	
	atte	Q m	-	
	cai	-	10	
	dici	σ _c	35	MPa
	Ľ.		0.60	MPa
		631	40.00	
	uw	m _p (di picco)	1.17	
	Bro	s _p (di picco)	1.27E-03	
	*	m _r (residuo)	0.82	
	Hoe	s _r (residuo)	5.09E-05	
	ŋ	c _p (di picco)	0.277	MPa
a	irtur	φ _p (di picco)	52	0
lom	ope	c _r (residuo)	0.199	MPa
Cou	0	ϕ_r (residuo)	50	0
		c _p (di picco)	0.131	MPa
Moh	gine	φ _p (di picco)	64	0
2	oriç	c _r (residuo)	0.014	MPa
		ϕ_r (residuo)	64	0
	ri di ıza	E	3.33	GPa
	meti	σ_{gd}	1.25	MPa
	araı resi	σtg	-0.04	MPa
	d -	β	0.030	

Fig 10-3 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità III – Parametri di resistenza e di deformabilità

<u>Unità IIIs</u>

Si assumono per il calcolo dell'inviluppo di rottura dell'ammasso roccioso i seguenti valori di ingresso:

- GSI = 30

- $\gamma = 24 \ (KN/m^3)$
- $\sigma_{ci} = 35$ (MPa)
- $m_i = 10$
- D = 0
- $\sigma_{v0} = 300 (KPa)$

Lo stato tensionale utilizzato è un valore medio presente lungo il tracciato, mentre si è assunto un valore nullo per D in quanto si ipotizza di realizzare lo scavo con microcariche controllate.

La Fig 10-4 riporta gli inviluppi di rottura di picco e residuo per l'unità III secondo il criterio di Hoek – Brown, mentre la Fig 10-5 riporta il risultato dei calcoli eseguiti per la definizione dei parametri di resistenza e di deformabilità dell'ammasso roccioso.

I parametri empirici del criterio di Hoek – Brown valgono:

- condizione di picco $m_p = 0.82$

$$s_p = 4.2E-4$$

condizione residua $m_r = 0.57$
 $s_r = 1.7E-5$

I corrispondenti valori operativi di coesione ed angolo di attrito in Mohr – Coulomb valgono:

- condizione di picco: alla copertura $c_p = 150$ (KPa) e $\phi_p = 55$ (°) all'origine $c_p = 70$ (KPa) e $\phi_p = 65$ (°)
- condizione residua: alla copertura $c_r = 100$ (KPa) e $\phi_r = 53$ (°) all'origine $c_r = 7$ (KPa) e $\phi_r = 65$ (°)

Si assume per il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso un valore E = 1.5 (GPa).



Fig 10-4 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità IIIs – Inviluppo di rottura di Hoek – Brown

		copertura	12	m
		peso specifico ammasso	25	kN/m ³
	-	1		
	.:	RMR ₈₉	35	
	rizz	BRMR	-	
	atte	Q'	-	
	car	mi	10	
	dici	σ _c	35	MPa
	ing	σ _{ν0}	0.30	MPa
		GSI	30.00	
	Ę		0.00	
	NO	m _p (di picco)	0.82	
	<u>е</u> '	s _p (al picco)	4.19E-04	
	Sek	m _r (residuo)	0.57	
	Ĭ	s _r (residuo)	1.68E-05	
			0.440	
	Ira	c _p (di picco)	0.148	MPa
qu	ertu	φ _p (di picco)	55	0
lol	dop	c _r (residuo)	0.107	MPa
õ		φ _r (residuo)	53	0
-		c _p (di picco)	0.069	MPa
Mot	gine	φ _p (di picco)	66	0
	orio	c _r (residuo)	0.007	MPa
		ϕ_r (residuo)	66	0
	-	1		
	ri di 1za	E	1.87	GPa
	net	σ _{gd}	0.72	MPa
	arar esi:	σ _{tg}	-0.02	MPa
	ğ	β	0.025	

Fig 10-5 – Caratterizzazione geomeccanica dell'Unità IIIs – Parametri di resistenza e di deformabilità

11. STRATIGRAFIA E GEOTECNICA DELLE OPERE IN PROGETTO

La parametrizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi di progetto è stata effettuata tramite l'analisi delle prove in sito e di laboratorio effettuate nelle campagne di indagine, che sono state eseguite nell'area di progetto dal 1999 ad oggi.

L'unità Is è stata caratterizzata come un terreno granulare, mentre le unità I e II sono state trattate come terreni fini dotate di coesione.

I valori di resistenza e di deformabilità dei terreni granulari e dei terreni fini sono stati definiti tramite l'interpretazione delle prove SPT alla luce della loro composizione granulometrica, della plasticità e del grado di addensamento/compattezza.

Per quanto riguarda i terreni fini, i risultati delle prove SPT sono stati integrati e traguardati con i risultati delle prove di laboratorio, al fine di stimare correttamente sia i valori della coesione non consolidata non drenata, sia quelli di coesione efficace ed angolo di attrito sia del modulo di deformabilità.

Si sottolinea che per i terreni fini si è adottato un comportamento resistivo e tenso – deformativo nel campo della sovraconsolidazione (OCR > 1), in quanto le opere di progetto sono degli scavi che implicano una riduzione dello stato tensionale rispetto a quello originario.

Per quanto riguarda l'unità I si sono adottati dei valori di coesione efficace inferiori e di angolo di attrito leggermente superiori rispetto a quelli delle prove di laboratorio. Questo fatto dipende dalla composizione granulometrica dell'unità che in generale presenta una frazione granulare superiore rispetto a quella dei campioni indisturbati prelevati per le prove di laboratorio.

La permeabilità dei terreni è stata definita alla luce dei risultati delle prove Lefranc e della composizione granulometrica degli stessi.

Per quanto riguarda gli ammassi rocciosi si è definito il criterio di rottura secondo la teoria di Hoek – Brown e successivamente lo si è linearizzato per definire le coppie di valori di coesione ed angolo di attrito del criterio Mohr – Coulomb equivalente.

La permeabilità degli ammassi rocciosi è stata derivata dalle prove Lugeon.

I valori ottenuti sono stati quindi ottimizzati considerando l'esperienza del Progettista in terreni analoghi.

11.1. Micro – tunnel

L'assetto stratigrafico e la caratterizzazione geotecnica di dettaglio sono illustrati rispettivamente negli elaborati di riferimento Profilo Geologico e Profilo Geotecnico.

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo il tracciato secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità Is: dal p.c. a 2 m;
- unità I: da 2 a 20 m;
- unità II: da 2 a 25 m;
- unità IIIs: da 20 a 25 m;
- unità III: > 20 m.

La falda varia lungo il tracciato da una profondità di 7 ad una profondità di 18 m circa al di sotto del piano campagna, procedendo da nord verso sud.

La Tab. 11-1 indica per ciascuna unità stratigrafica suddetta la parametrizzazione geotecnica di progetto.

	Tab. 11-1 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Micro- tunnel Caratterizzazione geotecnica												
Unità (n°)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	c _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	v (-)	k ₀ (-)	Vs (m/s)
Is	18.5	-	-	0	35	15	75	-	-	1E-6	0.35	0.50	200
Ι	19.0	5-2 (1)	75	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250
II	20.0	8-4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400
IIIs	24.0	-	-	150	54	1500	-	_	-	5E-7	0.25	1.0	>800
III	25	_	_	270	52	3000	_	_	-	1E-7	0.20	1.0	>800
Note:													

(1) Decresce con la profondità

(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre-consolidazione (OCR>1).

11.2. Pozzo Carena

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità Is: dal p.c. a 4 m;
- unità I: da 4 a 11 m;
- unità II: da 11 a 12.7 m;
- unità IIIs: da 12.7 a 19 m;
- unità III: > 19 m.

La falda si pone a circa 18 m di profondità dal piano campagna.

La Tab. 11-2 indica per ciascuna unità stratigrafica suddetta la parametrizzazione geotecnica di progetto.

	Tab. 11-2 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo Ca- rena Caratterizzazione geotecnica													
Unità (n°)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	c _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	v (-)	k ₀ (-)	Vs (m/s)	
Is	18.5	-	-	0	35	15	75	_	-	1E-6	0.35	0.50	200	
Ι	19.0	5-2 (1)	75	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250	
II	20.0	8-4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400	
IIIs	24.0	-	-	140	54	1500	-	_	-	5E-7	0.25	1.0	>800	
III	25	_	_	220	52	3000	-	_	-	1E-7	0.20	1.0	>800	
Note:														

(1) Decresce con la profondità

(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

11.3. Pozzo 1

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità Is: dal p.c. a 2.5 m;
- unità I: da 2.5 a 18.5 m;
- unità II: da 18.5 a 20.5 m;
- unità IIIs: da 20.5 a 25 m;
- unità III: > 25 m.

La falda si pone a circa 18 m di profondità dal piano campagna.

La Tab. 11-3 indica per ciascuna unità stratigrafica suddetta la parametrizzazione geotecnica di progetto.

	Tab. 11-3 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo 1 – Caratteriz- zazione geotecnica													
Unità (n°)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	c _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	v (-)	k ₀ (-)	Vs (m/s)	
Is	18.5	-	-	0	35	15	75	_	-	1E-6	0.35	0.50	200	
Ι	19.0	5-2 (1)	75	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250	
II	20.0	8-4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400	
IIIs	24.0	-	-	170	52	1500	-	-	-	5E-7	0.25	1.0	>800	
III	25	-	-	260	50	3000	-	-	-	1E-7	0.20	1.0	>800	
Noto:														

(1) Decresce con la profondità

(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

11.4. Pozzo 2

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità Is: dal p.c. a 6 m;
- unità I: > 6 m.

La falda si pone a circa 17 m di profondità dal piano campagna.

La Tab. 11-5 indica per ciascuna unità stratigrafica suddetta la parametrizzazione geotecnica di progetto.

	Tab. 11-4 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo 2 – Caratteriz- zazione geotecnica												
Unità (n°)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	c _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	v (-)	k ₀ (-)	Vs (m/s)
Is	18.5	-	-	0	35	15	75	I	-	1E-6	0.35	0.50	200
Ι	19.0	5-2 (1)	75	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250
II	20.0	8-4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400
IIIs	24.0	-	_	120	56	1500	-	-	-	5E-7	0.25	1.0	>800
III	25	-	-	200	54	3000	-	-	-	1E-7	0.20	1.0	>800

Note:

(1) Decresce con la profondità

(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre-consolidazione (OCR>1).

11.5. Pozzo 3

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità Is: dal p.c. a 2.7 m;
- unità I: da 2.7 a 8 m;
- unità IIIs: da 8 a 13 m;
- unità III: > 13 m.

La falda si pone a circa 7 m di profondità dal piano campagna.

La Tab. 11-5 indica per ciascuna unità stratigrafica suddetta la parametrizzazione geotecnica di progetto.

	Tab. 11-5 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Pozzo 3 – Caratteriz- zazione geotecnica												
Unità (n°)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	c _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	v (-)	k ₀ (-)	Vs (m/s)
Is	18.5	-	-	0	35	15	75	-	-	1E-6	0.35	0.50	200
Ι	19.0	5-2 (1)	75	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250
II	20.0	8-4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400
IIIs	24.0	-	-	120	56	1500	-	-	-	5E-7	0.25	1.0	>800
III	25	-	-	200	54	3000	-	-	-	1E-7	0.20	1.0	>800

Note:

(1) Decresce con la profondità

(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre-consolidazione (OCR>1).

12. CONCLUSIONI

L'intervento è finalizzato ad intercettare le acque del Noce in corrispondenza della "Scuola d'Infanzia Delia Repetto" in via Salita Superiore della Noce, trasportandole fino all'esistente pozzo Carena, tramite un tracciato che si sviluppa al di sotto di via Benedetto XV. Da qui le acque saranno convogliate all'interno della galleria del Fereggiano in corso di esecuzione tramite la nuova galleria di collegamento del Noce.

L'area di progetto è stata indagata da svariate campagne geognostiche succedutesi dal 1999 al 2005 fino all'ultima del 2016 a supporto della progettazione esecutiva.

L'assetto stratigrafico dell'area è molto eterogeneo in quanto è caratterizzato dalla presenza di una struttura tettonica tipo graben, che si è sviluppata all'interno del substrato roccioso del Flysch di Mt. Antola, che è stato colmato dai sedimenti marini delle Argille di Ortovero, ricoperte da depositi eluvio – colluviali a seguito della definitiva emersione dell'area.

L'assetto strutturale descritto implica che i rapporti tra le unità stratigrafiche siano caratterizzati da netti passaggi sia in senso verticale sia in senso orizzontale.

Agli inizi del '900 l'area è stata oggetto di importanti interventi di rimodellamento della originaria topografia, al fine di realizzare una superficie pianeggiante al di sopra della quale costruire gli edifici degli Ospedali di S. Martino.

I suddetti lavori hanno quindi determinato la presenza di materiale di riporto, derivante sia dagli scavi in loco delle Argille di Ortovero e dei depositi eluvio – colluviali sia da altre aree di approvvigionamento.

Sulla base della interpretazione delle indagini eseguite è stato possibile individuare la presenza di tre unità stratigrafiche, che risultano essere omogenee da un punto di vista del comportamento geotecnico in virtù delle loro caratteristiche granulometriche, di plasticità, di stato di addensamento e presenza o meno di cementazione. Le unità sono:

- unità I (Riporto): materiale eterogeneo costituito da limo argilloso e ghiaia con sabbia. Presenza di frammenti di cotto e vetro;
- unità II (Argille di Ortovero): limo con argilla marnoso, compatto e pre-consolidato;
- unità III (Flysch di Mt. Antola): calcari marnosi e marne calcaree

L'unità I vede alla sommità un incremento della frazione granulare, tale orizzonte spesso pochi metri è stato denominato unità Is.

L'unità III presenta una fascia corticale spessa qualche metro con grado di fratturazione superiore e con condizioni più scadenti dei giunti, pertanto si è deciso di indicare tale porzione detensionata con la sigla IIIs.

L'analisi di tutte le prove in sito e di laboratorio eseguite dal 1999 ad oggi ha permesso di definire le caratteristiche di resistenza e di deformabilità delle unità stratigrafiche, adottando dei valori nel campo della sovraconsolidazione per i terreni fini, dal momento che le opere di progetto sono tutte in scavo.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geomeccanica del substrato roccioso, unità III, si è fatto riferimento all'inviluppo di rottura di Hoek – Brown e con successiva linearizzazione si sono ricavate le coppie di valori di coesione ed angolo di attrito equivalenti secondo il criterio Mohr – Coulomb.

Lo studio dei principali caratteri geostrutturali dell'unità III si è basato non solo sulle indagini eseguite nell'area del by-pass del Noce, ma anche sulle indagini del 2005 a supporto del progetto definitivo dello scolmatore del Bisagno e dei rilievi del fronte di scavo della galleria del Fereggiano nei pressi dell'innesto della galleria del Noce in quella del Fereggiano.

In generale i terreni ed il substrato roccioso sono dotati di buone caratteristiche di resistenza e deformabilità in rapporto alla tipologia di opere da realizzare.

Il livello piezometrico di riferimento è stato stabilito tramite le misure effettuate nei piezometri con cella Casagrande, installati nell'indagine del 2016 a diverse profondità, ed è risultato avere una soggiacenza che aumenta progressiva da monte a valle da 7 a circa 18 m di profondità dal piano campagna. Questo assetto idrogeologico locale è in accordo con quello a scala regionale.

ALLEGATO 1

CORRELAZIONI UTILIZZATE PER L'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT

Correlazioni per terreni granulari

Classificazione

Una prima classificazione in relazione al valore di $(N_1)_{60}$ è stata data da Clayton (1993) per terreni prevalentemente sabbiosi:

(N ₁) ₆₀	Classificazione	
0-3	Molto sciolti (very loose)	
3-8	Sciolti (loose)	
8-25	Mediamente addensati (medium den-	
	se)	
25-42	Addensati (dense)	
42-58	Molto addensati (very dense)	

Densità relativa

SKEMPTON (1986)

Sulla base di numerosi risultati sperimentali, ha sviluppato la correlazione Dr N_{60} [Dr%; (N₁)₆₀] per SABBIE PULITE NC e OC:

	$Dr = \left(\frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma_{v0}}\right)^{0.5}$	con	σ_{v0}	espresso in kPa
	$\int a = 27$			
Per SABBIE NC:	b = 0.28			
	$\int a = 38$			
per SABBIE OC	$b = 0.28 \cdot C_{oc}$			

per SA





Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di un terreno granulare è dato dalla somma di due componenti: l'angolo allo stato critico ϕ'_{cv} , ovvero per deformazione a volume co-

stante, e la dilatanza ψ , che essenzialmente dipende dalla densità relativa Dr%. Il valore finale di ϕ ' è funzione anche del livello tensionale, grado di cementazione, storia tensionale (OCR) etc.

$$\phi' = \phi'_{cv} + \psi = f(\phi'_{cv}; \psi; \sigma'_{v0}; cementazione; OCR...)$$

Da una raccolta di valori di letteratura per sabbia e ghiaia PULITE, Stroud (1989) ha riassunto i valori caratteristici di ϕ'_{cv} . Tali valori dipendono essenzialmente da gradazione, forma e natura dei grani.

Sulla base di queste considerazioni, la determinazione di ϕ ' a partire dai valori di N_{SPT} può essere diretta, con correlazioni (N₁)₆₀ - ϕ ', oppure indiretta, tramite utilizzo della densità relativa Dr%.

- MITCHELL et al. (1978)

E' derivata e valida per SABBIE NC. La correlazione è rappresentata dal grafico sottostante e mette in diretta dipendenza N_{60} con ϕ '.



Fig. A. 2 - Correlazione tra N_{60} , $\phi' e \sigma'_{v0}$

Modulo elastico drenato E

La rigidezza del terreno, e quindi il suo modulo elastico, è correlabile con il valore di N_{SPT} adeguatamente corretto per l'energia, ovvero N_{60} . Non si applica la correzione per la profondità, in quanto la variazione di N_{SPT} con la profondità è analoga a quella del modulo E.

- STROUD (1989)

La correlazione più valida è quella proposta da Stroud (1989) che ha derivato da back-analysis di fondazioni superficiali, pali e prove di carico la variazione del rapporto E/N_{60} con il livello di mobilitazione della resistenza al taglio $q_{\text{NET}}/q_{\text{ULT}}$.

Il grafico seguente, Fig. A. 3, mostra come la relazione dipenda dal grado di sovraconsolidazione, ma in maggior modo dal grado di mobilitazione della resistenza. A basse deformazioni, quindi per coefficienti di sicurezza elevati nell'ordine di 20, e sabbie OC, si può arrivare a valori di $E/N_{60} = 16$. Per FS=3, il rapporto E/N_{60} sia per sabbie NC che OC tende invece all'unità.



Fig. A. 3 -Relazione fra deformabilità, resistenza alla penetrazione e gra-
di applicazione del carico (q_{net}/q_{ult}) per sabbie (da Stroud, 1989)

Realisticamente, nel programma di interpretazione della prova SPT, si ipotizza

che
$$\frac{q_{NET}}{q_{ULT}} = 0.25 \rightarrow FS = 4$$
 per cui:
 $\frac{E}{N_{60}} = 1(MPa)$ per sabbie NC
 $\frac{E}{N_{60}} = 2(MPa)$ per sabbie e ghiaie OC

E' messo in evidenza da Stroud che il fattore di sicurezza delle fondazioni che si prendono in considerazione è solitamente ben elevato, per cui il coefficiente E/N_{60} soprattutto per terreni OC può arrivare a valori di almeno 4.

Modulo di taglio a piccole deformazioni G₀ OHTA e GOTO (1978)

Si determina in primo luogo la velocità delle onde di taglio Vs, che viene poi correlata con G_0 .

$$V_{s} = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_{A} \cdot f_{G} \qquad (m/s)$$
$$G_{0} = \frac{\gamma}{9.81} \cdot (V_{s})^{2}$$

Dove si pone:

 γ = peso di volume del terreno (kN/m³)

z = profondità dal p.c. (m)

C = 67.3

-

 f_A = coefficiente dipendente dall'età del deposito

 f_G = coefficiente dipendente dalla composizione granulometrica

$$f_{A} = \begin{cases} 10 & OLOCENE \\ 1.3 & PLEISTOCENE \end{cases}$$

$$f_{G} = \begin{cases} 1.45 & GHIAIA \\ 1.15 & SABBIE \ GHIAIOSE \\ 1.14 & SABBIE \ GROSSE \\ 1.09 & SABBIE \ MEDIE \\ 1.07 & SABBIE \ FINI \end{cases}$$

Nel programma d'interpretazione, il valore di f_G assume solo 2 valori medi:

$$f_G = 1.45$$
 per GHIAIA

$$f_G = 1.10$$
 per SABBIA

Correlazioni per terreni coesivi

Classificazione

Analogamente a quanto detto per i terreni granulari, una prima classificazione in base al valore di $(N_1)_{60}$ è stata fornita da Clayton (1995).

$(N_1)_{60}$	CLASSIFICAZIONE
0-4	Molto tenero (very soft)
4-8	Tenero (soft)
8-15	Mediamente consistente (firm)
15-30	Consistente (stiff)
30-60	Molto consistente (very stiff)
> 60	Compatto (hard)

Resistenza al taglio non drenata, Cu

- STROUD (1974)

La resistenza al taglio non drenata dipende da svariati fattori, quali:

- OCR
- plasticità
- sensitività
- fessurazione

In generale C_u è correlato con N_{60} secondo la seguente relazione:

$$C_u = f_1 \cdot N_{60}$$

dove C_u è fornita in kPa ed f_1 è un coefficiente adimensionalizzato.

L'Autore ha correlato i valori di N60 con valori di Cu determinati tramite prove di compressione triassiale su campioni con D = 102 mm.

La correlazione prodotta è solida però se si limita ad ARGILLE NON SENSITI-VE OC. Vi è una lieve dipendenza dall'indice di plasticità IP.



Fig. A. 4 - Correlazione tra N60 e resistenza non drenata Cu per argille non sensitive (da Stroud, 1974)

Quindi data la relazione

 $f_1 = \begin{cases} 5 & \text{per argille non sensitive e con IP} < 15 \text{ o limi OC} \\ 4 & \text{per argille non sensitive OC e con IP} > 15 \end{cases}$

Modulo elastico drenato E

- STROUD (1989)

Le correlazioni esistenti si riferiscono esclusivamente ad argille sovra consolidate, ed il valore medio di E o E_u che si calcola è da considerarsi il modulo medio di ricompressione sotto carico verticale. Non esistono, ed effettivamente non è possibile pretenderlo da una prova semplice come la SPT, correlazioni con il coefficiente di compressione vergine C_c .

Analogamente a quanto fatto per i terreni granulari, il rapporto E/N60 viene fornito in relazione al grado di mobilitazione della resistenza qNET/qULT. L'influenza della plasticità risulta essere limitata.


Fig. A. 5 -Variazione di E'/N60 con il grado di carico per argille OC (daStroud, 1989)

Nel programma d'interpretazione, considerando un FS=4, cioè $q_{\text{NET}}/q_{\text{ULT}}=0.25$, si ha che:

$$\frac{E}{N_{60}} = 0.9 \, (MPa)$$

A basse deformazioni, alti FS, tale rapporto può salire fino a 6-7.

Modulo di taglio a piccole deformazioni, G0

- Crespellani-Vannucchi (1991)

La relazione introdotta per i terreni granulari è utilizzata anche per le argille, secondo i valori raccolti in tabella:

MATERIALE	ORIGINE	a	b	r
ARGILLA	Alluvionale-olocenica	16.6	0.719	0.921
	Glaciale-pleistocenica	24.6	0.555	0.712

 $G_0 = a \cdot N_{60}^b$