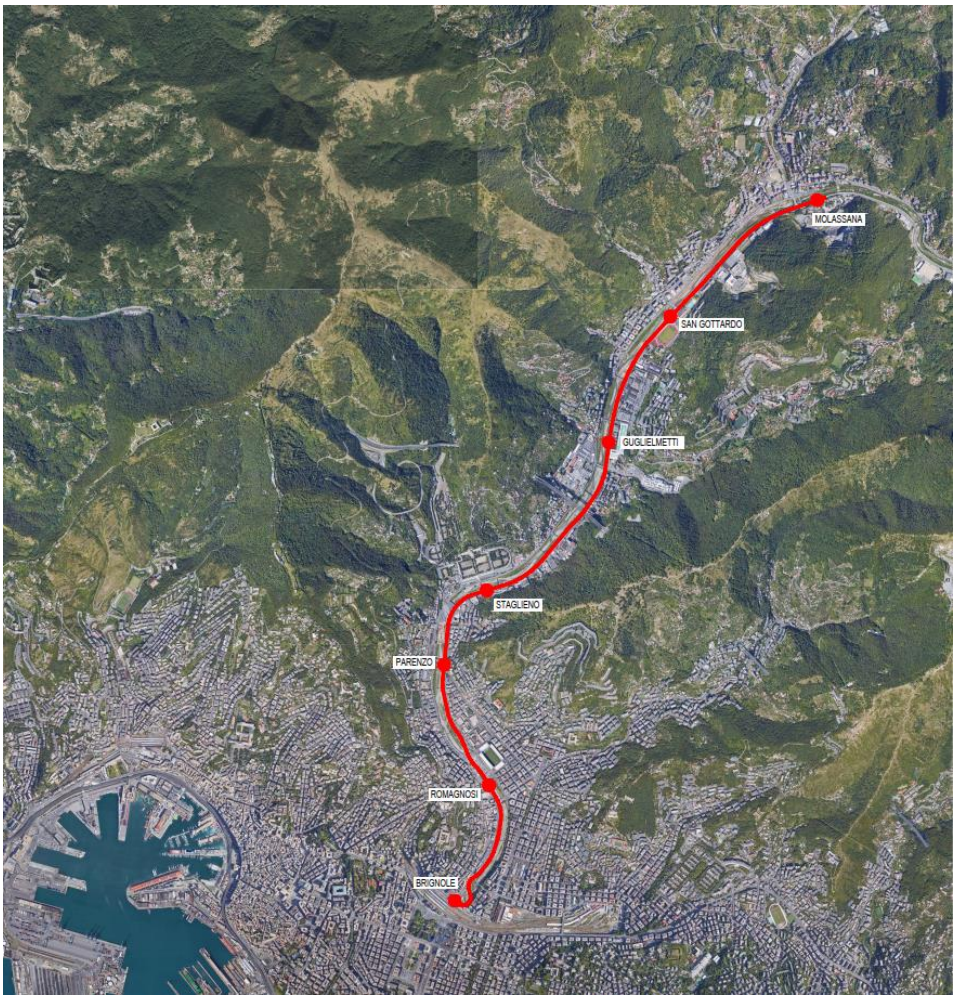
Comune di Genova

SKYMETRO

PROLUNGAMENTO DELLA METROPOLITANA IN VALBISAGNO

CUP B39J22001360001 CIG 9262977270

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
(D.lgs. n. 36 / 2023)



STUDI E INDAGINI
GEOTECNICA
Relazione geotecnica

Commessa	Fase	Lotto	Disciplina	WBS	Tipo	Numero	Foglio	Rev.
MGE1	PR	LV	GEO	COM	R	005	00	A

SYSTRA SOTECNI SYSTRA SYSTRA SWS ITALFERR architecna LAND

Rev.	Descrizione	Nome		Data
A	Emissione	Redatto	S. Romano	10/10/2023
		Verificato	M. Pietrantoni	10/10/2023
		Approvato	S. Oss	10/10/2023
		Autorizzato	P. Marchetti	10/10/2023
B		Redatto		
		Verificato		
		Approvato		
		Autorizzato		
C		Redatto		
		Verificato		
		Approvato		
		Autorizzato		
D		Redatto		
		Verificato		
		Approvato		
		Autorizzato		

INDICE

1.	**PREMESSA**	**6**
2.	**RIFERIMENTI**	**6**
2.1	**NORMATIVA TECNICA**	**6**
2.2	**DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**	**7**
3.	**QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO**	**7**
3.1	**RETE IDROGRAFICA**	**7**
3.2	**DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICHE**	**8**
3.3	**CARATTERI GEOMORFOLOGICI**	**10**
3.4	**ASSETTO IDROGEOLOGICO**	**11**
4.	**CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**	**11**
4.1	**MATERIALI A GRANA FINE**	**12**
4.2	**MATERIALI A GRANA GROSSA**	**12**
4.2.1	DENSITÀ RELATIVA	12
4.2.2	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO	13
4.2.3	MODULO ELASTICO E COEFFICIENTE DI POISSON	14
4.3	**MATERIALI LAPIDEI**	**16**
4.3.1	CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA	16
4.3.2	RESISTENZA AL TAGLIO	18
4.3.3	DEFORMABILITÀ ELASTICA	19
5.	**MODELLO GEOTECNICO**	**19**
5.1	**CATEGORIA DI SOTTOSUOLO**	**20**
5.2	**PERICOLOSITÀ SISMICA**	**22**
6.	**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**	**24**
7.	**BIBLIOGRAFIA**	**25**

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1. Bacino idrografico Torrente Bisagno 8
Figura 2. Grafico di correlazione per la stima dell'angolo di attrito residuo ϕ'_{cv} in funzione dell'angolo di attrito di picco ϕ'_{p} e della densità relativa Dr (da Bolton 1986). 13
Figura 3. Rapporto G/G_0 in funzione del livello di deformazione, con range generali (da Benz 2007). 15
Figura 4. Carta per la determinazione del GSI degli ammassi rocciosi fratturati sulla scorta dei dati di sondaggio, quali stato di fratturazione (RQD) e condizioni dei giunti ($JCond_{89}$) (da Hoek et al. 2013). 17
Figura 5. Carta per la determinazione del GSI degli ammassi rocciosi eterogenei sulla scorta delle osservazioni di campo (da Marinos 2014). 18
Figura 6. Griglia di riferimento per il settore oggetto di studio, riprodotto in scala 1:150000, con individuazione del lotto in esame (in blu) e dei punti del grigliato scelti (in rosso). 23

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1. Modalità di determinazione delle costanti empiriche "a" e "b" in funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni e del relativo grado di consolidazione (da Skempton 1986). 13
Tabella 1. Sintesi dei risultati delle prospezioni sismiche disponibili 21
Tabella 2. Parametri di riferimento del moto sismico su suolo rigido per un periodo di ritorno Tr pari a 475 anni, le coordinate sono espresse in gradi decimali (EPSG:4230). 23
Tabella 3. Parametri geotecnici dei depositi di copertura 24
Tabella 4. Parametri geotecnici dele unità del substrato 24

1. PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali unità geotecniche interessate dalle opere previste nello "Studio di fattibilità per il prolungamento della metropolitana in Valbisagno".

La tratta in progetto costituisce il prolungamento della linea metropolitana di Genova esistente. La nuova tratta comprende sei nuove stazioni ed è lunga circa 6.9 km.

La diramazione dall'esistente avviene ad est della stazione di Brignole, all'inizio dell'attuale tronchino di inversione dei treni. Qui si inseriscono due nuovi deviatoi che si distaccano dalla linea attuale, che è previsto proseguirà verso la stazione di Martinez attualmente in corso di realizzazione. La linea si porta quindi lungo la Val Bisagno portandosi per un brevissimo tratto in sponda sinistra e passare poi con un'opera di scavalco del Torrente alla sponda destra. Da qui proseguirà fino alla stazione Romagnosi, per poi portarsi di nuovo in sponda sinistra, attraversando di nuovo il Torrente in corrispondenza della copertura esistente del Bisagno, sfruttando l'ingombro delle strutture già realizzate. Da qui in poi la linea si tiene in sponda sinistra dove è prevista l'ubicazione delle stazioni Parenzo, Staglieno, Guglielmetti, San Gottardo e Molassana.

Le stazioni hanno una distanza media di circa 1,15 km e al termine della linea è previsto un tronchino per effettuare l'inversione dei treni, ma anche per far sostare i rotabili durante la notte. In corrispondenza della stazione Molassana è previsto un polo intermodale, con parcheggi per auto private e dove verranno attestate in particolare le linee extraurbane provenienti da monte.

2. RIFERIMENTI

2.1 Normativa tecnica

Si riporta di seguito l'elenco delle Normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente Relazione:

- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica, 2004;
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica, 2004;
- OPCM n.3274 del 08 maggio 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi allegati e s.m.i.;
- OPCM n.3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 14 gennaio 2008;
- Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617;
- Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17 gennaio 2018.
- Circolare del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 Documentazione di riferimento

Elaborati del PFTE:

- Relazione geologica: MGE1PRLVGEOCOMR00100A
- Carta geologica: MGE1PRLVGEOCOMT00100A
- Carta geomorfologica: MGE1PRLVGEOCOMT00200A
- Carta idrogeologica: MGE1PRLVGEOCOMT00300A
- Profilo idrogeologico: MGE1PRLVGEOCOMT00400A
- Profilo geologico: MGE1PRLVGEOCOMT00500A
- Report indagini geognostiche: MGE1PRLVGEOCOMR00200A
- Report prospezioni sismiche preliminari: MGE1PRLVGEOCOMR00300A
- Report prove di laboratorio preliminari: MGE1PRLVGEOCOMR00400A
- Profilo geotecnico tav. 1/4: MGE1PRLVGEOCOMT00601A
- Profilo geotecnico tav. 2/4: MGE1PRLVGEOCOMT00602A
- Profilo geotecnico tav. 3/4: MGE1PRLVGEOCOMT00603A
- Profilo geotecnico tav. 4/4: MGE1PRLVGEOCOMT00604A

3. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

3.1 Rete idrografica

Tra i corsi d'acqua appenninici del versante ligure tirrenico, il torrente Bisagno, presenta un bacino di dimensioni medio-piccole, con superficie complessiva di circa 95 kmq. Il bacino imbrifero è delimitato a Nord dallo spartiacque Bisagno-Scrivia (dal monte Alpe al passo della Scoffera); ad Ovest dallo spartiacque Bisagno-Polcevera (dal monte Righi al monte Alpe seguendo l'antico percorso del crinale dei Forti); ad Est dallo spartiacque Bisagno-Lavagna (dal passo della Scoffera al monte Becco) ed a Sud dallo spartiacque Bisagno-torrenti Sturla, Nervi, Poggio e Sori (dal monte Becco all'area urbana della spianata di S. Martino, passando per il colle di Bavari ed i Camaldoli).

Il bacino del T. Bisagno ha una forma complessa ed articolata, sviluppata in due direzioni principali N-S ed E-W per influenze neotettoniche, si presenta con profili trasversali quasi sempre asimmetrici e con bacini secondari maggiormente sviluppati in sponda orografica destra rispetto a quella sinistra. Il reticolo idrografico non corrisponde ad un preciso tipo morfologico, se non alla scala di alcuni sottobacini.

L'alto corso del torrente Bisagno ha inizio al Colle della Scoffera (675 m sul l.m.m.) e termina in località La Presa ove riceve in sponda sinistra il T. Lentro; poco a valle riceve alla sua destra idrografica il T. Canate.

Il tratto medio, che inizia approssimativamente in corrispondenza dell'abitato di Prato, è caratterizzato da un particolare assetto: lungo la sponda sinistra del torrente i versanti costituiscono una sorta di striscia di larghezza costante, corrispondenti al prato di S. Eusebio, drenati da brevi incisioni perpendicolari all'asta principale, mentre per quanto riguarda il versante destro confluisce in località Doria il rio Torbido e, dopo le pendici di S. Siro, il torrente Geirato a Molassana. A valle della confluenza del T. Geirato, si presentano in sponda sinistra alcune aree drenate da brevi incisioni e quindi il rio

Montesignano, mentre in destra confluiscono a S. Gottardo il rio Trensasco e, dopo poche centinaia di metri, il rio Cicala. In prossimità del cimitero di Staglieno confluisce in destra il rio Veilino, che raccoglie le acque dei rii Rovena, Briscata e S. Antonino e, quindi, a Marassi il rio Fereggiano. Nel basso corso hanno anche recapito le fognature bianche dell'area urbanizzata.

Il tratto terminale ha la sua foce all'estremità orientale del bacino portuale, alla sinistra del quartiere fieristico il cui sporgente accompagna la corrente.

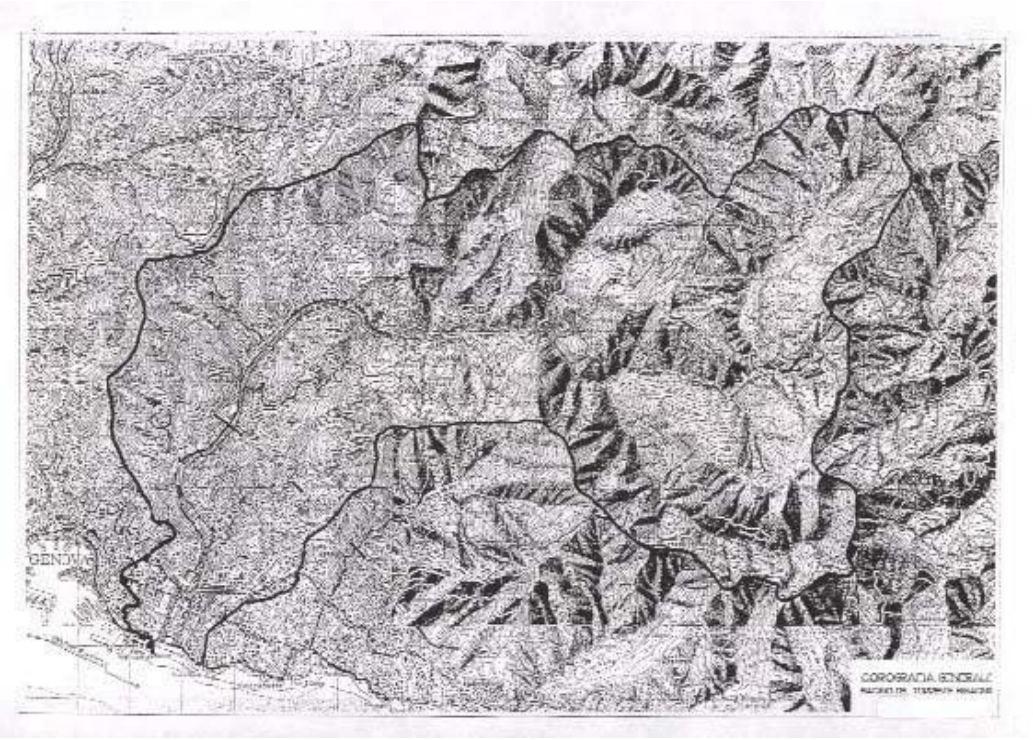


Figura 1. Bacino idrografico Torrente Bisagno

L'asta principale della Val Bisagno presenta un andamento a spezzata che si estende verso NNE-SSW lungo il centro cittadino e che descrive un'ampia deviazione in senso E-W in prossimità di Molassana fino al limite del confine comunale a Struppa per riprendere quindi la direttrice NNW-SSE.

Il reticolo idrografico è profondamente asimmetrico, con bacini secondari in sponda orografica destra più sviluppati in conseguenza sia del prevalente condizionamento neotettonico, sia dell'erosione differenziale tra calcari marnosi e argilliti, queste ultime distribuite nelle depressioni.

3.2 Descrizione delle Unità geologiche

Per la descrizione delle caratteristiche geologiche dell'area interessata dal tracciato si fa riferimento alla cartografia ed alle note illustrative del "Foglio Genova 213-230" nell'ambito del progetto nazionale "CARG", alla carta geologica regionale con elementi di geomorfologia (cgr) a scala 1:25000 – tavoletta n. 214.3 Bargagli e alle cartografie tematiche allegate al Piano Urbanistico comunale del comune di Genova e al Piano di assetto idrogeologico del fiume Bisagno.

L’area del bacino del torrente Bisagno è caratterizzata dalla presenza di unità litostratigrafiche di origine sedimentaria prevalentemente di età Cretaceo-Paleocenica e da sedimenti Plio-Quaternari. I terreni di età Cretaceo-Paleocenica sono costituiti da sedimenti di natura flyschoide caratterizzati prevalentemente da alternanze di Calcari, Calcari Marnosi, Arenarie ed Argilliti.

La Formazione del Monte Antola costituisce la litologia maggiormente affiorante nel bacino. Alla base dei Calcari di Monte Antola si rileva la presenza di sedimenti di natura argillosa appartenenti alle Argilliti di Montoggio che risultano affioranti lungo il fondovalle del rio Mermi, lungo il torrente Geirato, nella zona compresa tra Molassana e Prato ed infine in corrispondenza degli abitati di Morego e Davagna.

Nella parte alta del bacino (zona di Borgonovo e Sant’Alberto) inoltre, si rileva la presenza di limitati affioramenti delle Argilliti di Montanesi**.** Sono presenti infine, in sponda sinistra, nella zona di Davagna, litologie appartenenti alla Formazione di Ronco. I sedimenti pliocenici, appartenenti alle Argille d’Ortovero, sono localizzati in prossimità dell’attuale linea di costa lungo una depressione d’origine tettonica orientata secondo una direzione circa E-W.

Il complesso geologico descritto appartiene all’orogenesi appenninica e presenta motivi tettonici associati ad uno stile plicativo, caratterizzato da diverse fasi deformative che hanno prodotto un’estrema variabilità di giaciture, intensa fratturazione dei materiali a prevalente comportamento fragile e scistosità nei materiali a prevalente comportamento duttile.

La zona, inoltre, è caratterizzata da un’attività tettonica recente (Plio-Quaternaria) che ha fortemente influenzato l’evoluzione morfologica dell’area. In generale la ripresa del sollevamento della catena, accompagnata da un suo inarcamento e da una tettonica fragile espressa da lineamenti fra loro sub-ortogonali (NNE-SSW e WNW-ESE), ha determinato un modello strutturale configurato a blocchi, questi ultimi sono soggetti a fenomeni di dislocazione indipendente. Si può constatare che alle principali linee tettoniche corrispondono le anomalie del reticolo idrografico nonché l’affioramento dei termini stratigraficamente inferiori della serie dei terreni presenti.

Nel bacino del Bisagno i sedimenti alluvionali sono presenti con estensioni importanti lungo l’asta principale a partire dalla zona di Prato e in prossimità della foce, raggiungono spessori localmente superiori ai 40 metri (massimo spessore segnalato 50 m) ma con valori medi sempre superiori ai 30 m. Tali depositi presentano una diffusione areale piuttosto estesa, ricoprendo l'area del fondovalle del rio Torbido, del torrente Geirato, del rio Trensasco, del rio Cicala e del rio Veilino.

Un caso particolare è rappresentato dal T. Geirato il cui fondovalle risulta coperto da una coltre alluvionale di potenza anomala: questo fatto può essere causato dalla presenza, nel bacino a monte, di una paleofrana di grandi dimensioni (Prato Casarile). Gli apporti detritici derivati dall'erosione del corpo di frana vanno ad aggiungersi alla normale portata solida del Bisagno, causandone l'anomalo "colmamento".

Il materasso alluvionale, in questo tratto, ha una potenza variabile, comunque sempre notevole, crescente da Prato a Staglieno (dove raggiunge lo spessore massimo di circa 50 m). La granulometria è piuttosto grossolana, ghiaioso-ciottolosa, ma è presente anche la frazione fine localmente costituita da lenti sovrapposte o intercalate alla formazione. La frazione fine derivata dall'erosione e smantellamento delle formazioni argillose (prima tra tutte le Argilliti di Montoggio), forma delle lenti, di dimensioni anche piuttosto ampie, all'interno della coltre alluvionale. Si viene così a formare una stratigrafia alquanto complessa, che favorisce l'instaurarsi di numerose importanti falde acquifere,

talvolta anche artesiane. In genere quindi la formazione alluvionale risulta costituita da un livello superficiale argilloso di colore giallastro che si sovrappone a grossi spessori di ghiaie più o meno sabbiose a cui si intercalano lenti argillose di spessore variabile da 1 a 10 m.

Considerando che il tracciato di progetto ricade interamente in una area altamente urbanizzata si prevede la presenza di una coltre di terreni di riporto di spessore presunto variabile fra 2 e 4 metri.

Per la visualizzazione delle zone di affioramento dei litotipi descritti si rimanda alla Carta geologica ricostruita (MGE1PFLVGEOCOMT001-00_A).

3.3 Caratteri geomorfologici

L'assetto oroidrografico del bacino del T. Bisagno è fortemente condizionato da fattori geodinamici endogeni la cui influenza appare evidente soprattutto in relazione ad una serie di indicatori geomorfologici che testimoniano la rilevante correlazione tra attività tettonica quaternaria ed evoluzione morfologica del bacino stesso. La presenza, infatti, di superfici fossili, terrazzi morfologici, movimenti di massa e meandri, testimonia come l'assetto attuale sia stato raggiunto attraverso fasi successive d'erosione rapida avvenute in epoche relativamente recenti. È questo il caso delle frane e dei collassi di versante, delle esondazioni e dei processi erosivi lungo i corsi d'acqua, fenomeni che prendono solitamente l'avvio dal convergere di più fattori.

Per quel che riguarda l'erosione e il dilavamento dei versanti, si può ricordare che sono dovuti a più fattori, quali la natura del materiale, i fattori morfologici, i fattori climatici, il tipo di copertura vegetale e i fattori antropici. Nel territorio sono intensi i processi erosivi dovuti alle acque dilavanti ed ai corsi d'acqua.

Il profilo longitudinale dei torrenti in questo territorio non sembra aver raggiunto l'equilibrio ma pare essere ancora in una fase di evoluzione; si assiste infatti ad un'intensa erosione al piede, che è causa dell'instabilità nei versanti, dal momento che i corsi d'acqua incidono le proprie abbondanti alluvioni si può addirittura parlare di sovralluvionamento degli alvei. Questo copioso alluvionamento, formato da ghiaie, ciottoli e blocchi di grandi dimensioni, è dovuto alla presenza nelle valli di grande quantità di detriti, di cui sono serbatoi le numerose frane e paleofrane. In effetti durante le piene si hanno eccezionali apporti di materiale con conseguente innalzamento dell'alveo e successivamente avviene una ripresa dell'erosione quando il regime del corso d'acqua è di nuovo normalizzato: poiché questo si verifica anche per i rii meno importanti, tale situazione sembra essere generale.

Sono evidenti una serie di indicatori geomorfologici che testimoniano fasi di ringiovanimento del ciclo erosivo. In particolare, nella valle del T. Lentro si rileva la presenza di superfici fossili e valli sospese mentre lungo il T. Canate e lungo il T. Bisagno, a monte di Prato, sono ben osservabili una serie di meandri incassati in roccia il cui andamento appare fortemente correlato all'assetto strutturale.

L'influenza di fattori geodinamici endogeni sull'evoluzione geomorfologica del bacino del T. Bisagno risulta anche evidenziata dalla risposta dei versanti sui quali si riscontra un rilevante numero di movimenti di massa a scala di versante correlabili direttamente o indirettamente al sollevamento dell'area ovvero al ringiovanimento del ciclo di erosione.

Le forme dei versanti sono soprattutto condizionate dall'assetto strutturale mentre, rispetto alle litologie presenti, differenze rilevanti d'andamento e forma dei versanti si riscontrano soprattutto in corrispondenza dei litotipi di natura prevalentemente argillosa.

Nella relazione geologica generale (MGE1PFLVGEOCOMR00100A) si riportano in sintesi le principali forme presenti nella valle del Bisagno.

3.4 Assetto idrogeologico

Le valutazioni in merito alle caratteristiche idrogeologiche dei terreni presenti nell'area hanno carattere generale ed indicativo in quanto dedotte dall'esame della permeabilità relativa delle diverse litologie presenti. Nel definire il diverso grado di permeabilità relativa si sono analizzate le diverse caratteristiche litologico-strutturali nonché la presenza o meno di contatti di permeabilità o particolari zone d'impregnazione idrica.

Sono state individuate quattro classi fondamentali di permeabilità associate alle diverse litologie, in particolare sono state classificate generalmente "impermeabili" le litologie a prevalente comportamento argilloso. Le litologie a prevalente comportamento calcareo sono state invece classificate come "permeabili per fratturazione e localmente per carsismo", mentre i litotipi appartenenti alla Formazione di Ronco sono stati considerati, rispetto ad una scala relativa di permeabilità, «semipermeabili per fratturazione». Infine, sono stati classificati "permeabili per porosità" i depositi alluvionali di fondovalle.

Le litologie caratterizzate da elevata permeabilità per fratturazione sono sede di circuiti idrici fortemente condizionati dall'andamento (orientazione e densità) e dalla persistenza delle discontinuità presenti. Nei litotipi semipermeabili ed impermeabili la circolazione idrica lungo le discontinuità è fortemente influenzata da fenomeni d'alterazione che interessano i materiali argillosi; i prodotti d'alterazione, infatti, tendono ad intasare le discontinuità presenti rallentando e limitando i processi di circolazione idrica. Nell'ambito della zona di studio l'infiltrazione in tali litologie va ad alimentare una circolazione idrica prevalentemente superficiale caratterizzata da una rete di flusso discontinua.

In particolare, nell'ambito delle coperture detritiche eluvio-colluviali a prevalente matrice fine argillosa sono possibili circolazioni idriche di ridotta entità riconducibili ad uno schema di flusso limitato che si realizza lungo orizzonti ben determinati, discontinui e spesso isolati.

In prossimità del substrato roccioso fenomeni di impregnazione idrica del terreno di copertura possono essere connessi con sorgenti poste nel substrato stesso mentre, in corrispondenza del piano campagna, la circolazione idrica è in stretta connessione con gli apporti meteorici.

4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il sottosuolo dell'area di intervento è stato suddiviso in varie unità litotecniche, omogenee dal punto di vista litologico e geotecnico. In particolare, la caratterizzazione fisico-meccanica delle diverse unità litotecniche presenti nell'area studio è stata basata su tutte le indagini geotecniche a disposizione, quali:

- prove penetrometriche dinamiche eseguite nei fori di sondaggio (SPT);
- indagini geofisiche di superficie (MASW);
- prove pressiometriche e dilatometriche eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di permeabilità eseguite nei fori di sondaggio.

Nei paragrafi seguenti si riportano i criteri utilizzati per l'interpretazione dei dati e la definizione delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche. A tal riguardo, si sottolinea che le parametrizzazioni di seguito riportate derivano dall'analisi critica dell'intero set di dati a disposizione. Ove necessario, le informazioni a disposizione sono state integrate con i dati bibliografici relativi a terreni con caratteristiche geologiche simili.

Ovviamente, i parametri geotecnici di riferimento sono indicativi del comportamento medio di ogni singola unità e, pertanto, non tengono conto di eventuali anisotropie o disomogeneità presenti all'interno del materiale. In generale, l'aumento percentuale della frazione fine comporta una marcata diminuzione della resistenza al taglio del terreno, sia nel breve che nel lungo periodo, mentre la maggior presenza della componente lapidea o grossolana determina un incremento dei parametri di resistenza al taglio.

4.1 Materiali a grana fine

Per i terreni a grana fine, in assenza di specifiche prove di sito e di laboratorio, le caratteristiche fisico-meccaniche sono state determinate sulla scorta delle informazioni bibliografiche a disposizione e in funzione delle caratteristiche litologiche dei terreni. Per tali materiali, quindi, sono stati determinati i parametri fisici più rappresentativi (γ, k), le proprietà di resistenza in condizioni drenate e non drenate (c', ϕ', c_u) e i principali parametri di deformabilità (v).

4.2 Materiali a grana grossa

Per i terreni granulari le principali caratteristiche fisico-meccaniche sono state stimate attraverso i risultati delle prove SPT condotte nei fori di sondaggio, delle prove pressiometriche e dilatometriche in foro e delle indagini geofisiche di superficie. Per questi materiali, quindi, sono stati determinati i parametri fisici più rappresentativi (γ, D_R, k), le caratteristiche di resistenza in condizioni drenate (c', φ') e i principali parametri di deformabilità (E, G, v).

4.2.1 Densità relativa

La densità relativa D_R può essere ricavata tramite l'analisi delle prove penetrometriche dinamiche condotte nei fori di sondaggio (SPT). I valori di D_R possono essere determinati in funzione del valore di N_{spt} e del tipo di terreno in accordo con la correlazione proposta da Skempton (1986), ovvero:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{a + b\,\sigma'_{v0}}}$$

in cui $N_{1(60)}$ è il valore di N_{spt} normalizzato rispetto ad una pressione di riferimento (1 kg/cm^2) per una energia trasferita alle aste pari al 60%, σ'_{v0} la pressione verticale efficace (espressa in kg/cm^2) e "a" e "b" due costanti adimensionali. Queste ultime dipendono dalle caratteristiche granulometriche dei terreni e dal loro grado di saturazione.

Queste ultime dipendono dalle caratteristiche granulometriche dei terreni e dal loro grado di saturazione, come mostrato in Tabella 1.

Tabella 1. Modalità di determinazione delle costanti empiriche "a" e "b" in funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni e del relativo grado di consolidazione (da Skempton 1986).

Tipo di terreno	a	b
Sabbie fini normalconsolidate (NC)	27.5	27.5
Sabbie grosse normalconsolidate (NC)	43.3	21.7
Sabbie grosse sovraconsolidate (OC)	27.5÷43.3	$35.3 \frac{[1+2\,K_0(OC)]}{[1+2\,K_0(NC)]}$ $K_0(OC) = K_0(NC)\sqrt{OCR}$

La suddivisione tra sabbie fini e sabbie grosse è fatta in riferimento alle descrizioni di sondaggio e alle prove di laboratorio condotte sui campioni di terreno prelevati in corrispondenza delle prove.

4.2.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di attrito di picco φ'_p di terreni incoerenti è stato determinato a partire dalle prove penetrometriche dinamiche condotte nei fori di sondaggio (SPT). Il valore di φ'_p è stato quindi ricavato tramite la correlazione di Shioi & Fukumi (Japanese National Railway 1982), ovvero:

$$\varphi' = 0.3\,(N_1)_{60} + 27$$

Dal valore dell'angolo di attrito di picco ϕ'_p è possibile stimare, in funzione della densità relativa Dr, l'angolo di attrito residuo ϕ'_{cv} in accordo con il metodo proposto da Bolton (1986). Quest'ultimo si basa sui risultati di prove di laboratorio ed è sintetizzato nella Figura 2).

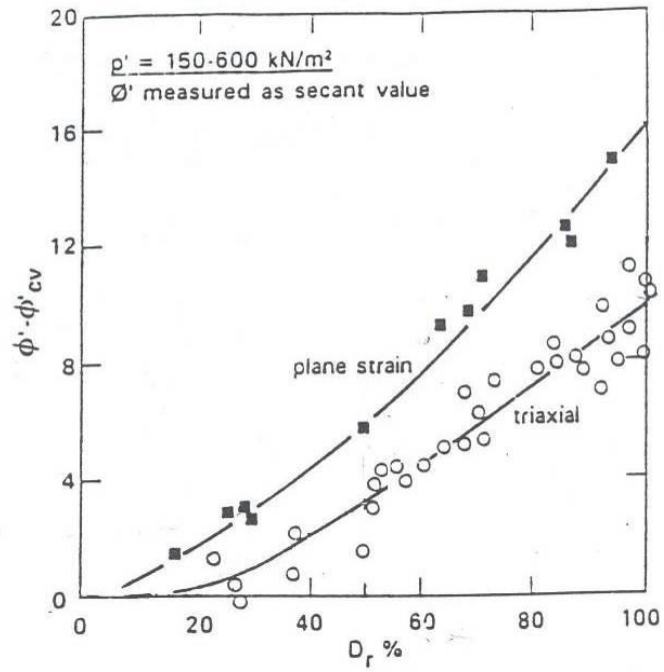


Figura 2. Grafico di correlazione per la stima dell'angolo di attrito residuo ϕ'_{cv} in funzione dell'angolo di attrito di picco ϕ'_p e della densità relativa Dr (da Bolton 1986).

L'angolo di attrito di picco φ' di terreni incoerenti può essere determinato a partire dalle prove penetrometriche dinamiche condotte nei fori di sondaggio (SPT) e in superficie (DPSH). Il valore di φ' può essere quindi ricavato tramite correlazioni empiriche come quella di Meyerhof (1956):

$$\varphi' = 23.7 + 0.57\,N - 0.006\,N^2$$

quella di Sowers (1962):

$$\varphi' = 28.3 + 0.27\,N$$

quella di Peck et al. (1974):

$$\varphi' = 27.2 + 0.28\,N$$

quella di Owasaki & Iwasaki (1982):

$$\varphi' = \sqrt{20\,N} + 15$$

e quella di Shioi & Fukui (1982):

$$\varphi' = 0.3\,N + 27$$

in cui N è il numero di colpi SPT. Una correlazione più attuale è quella proposta da Hatanaka & Uchida (1996), basata sul valore di $N_{1(60)}$:

$$\varphi' = 20 + \sqrt{15.4\,N_{1(60)}}$$

valida per sabbie ben selezionate o con contenuto di fini inferiori al 30%.

4.2.3 Modulo elastico e coefficiente di Poisson

Il modulo elastico o modulo di Young E' dei terreni granulari è stato determinato mediante le indagini di sito a disposizione, In particolare, per ogni unità è stato determinato il modulo elastico operativo E'_{op} corrispondente al livello deformativo previsto dalle opere in progetto. Il coefficiente di Poisson v' è stato invece stimato attraverso le informazioni presenti in letteratura per terreni con caratteristiche simili.

Il modulo elastico operativo E'_{op} è stato valutato sulla scorta dei valori di velocità delle onde di taglio V_s derivanti da specifiche prove in sito, mentre non sono state considerate le correlazioni indirette con le prove SPT. In particolare, il range di velocità delle onde di taglio è stato determinato scartando i valori estremi, generalmente influenzati dalle caratteristiche della superficie topografica o degli orizzonti litologici limitrofi. Attraverso i valori di V_s è stato quindi determinato il valore del modulo di taglio iniziale G_0 del terreno (in kPa) attraverso l'equazione:

$$G_0 = \frac{\gamma_n}{g} \cdot (V_s)^2$$

in cui γ_n è il peso per unità di volume del terreno, g l'accelerazione di gravità (pari a 9.81 m/s^2) e V_s la velocità delle onde di taglio. Quindi, attraverso il coefficiente di Poisson v'_{dyn} dinamico, è stato determinato il valore del modulo elastico iniziale E'_0 del terreno (in kPa) mediante l'equazione:

$$E'_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu_{dyn})$$

Il coefficiente di Poisson ν'_{dyn} dinamico può essere ottenuto a partire dalla misurazione delle onde sismiche V_p e V_s secondo la seguente relazione:

$$\frac{V_s}{V_p} = \left(\frac{0.5 - \nu_{dyn}}{1 - \nu_{dyn}}\right)^{0.5}$$

o, in alternativa, attraverso prove con colonna risonante considerando la velocità delle onde longitudinali nel mezzo confinato V_{rod} secondo la formula:

$$\nu_{dyn} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{rod}}{V_s^2} - 1$$

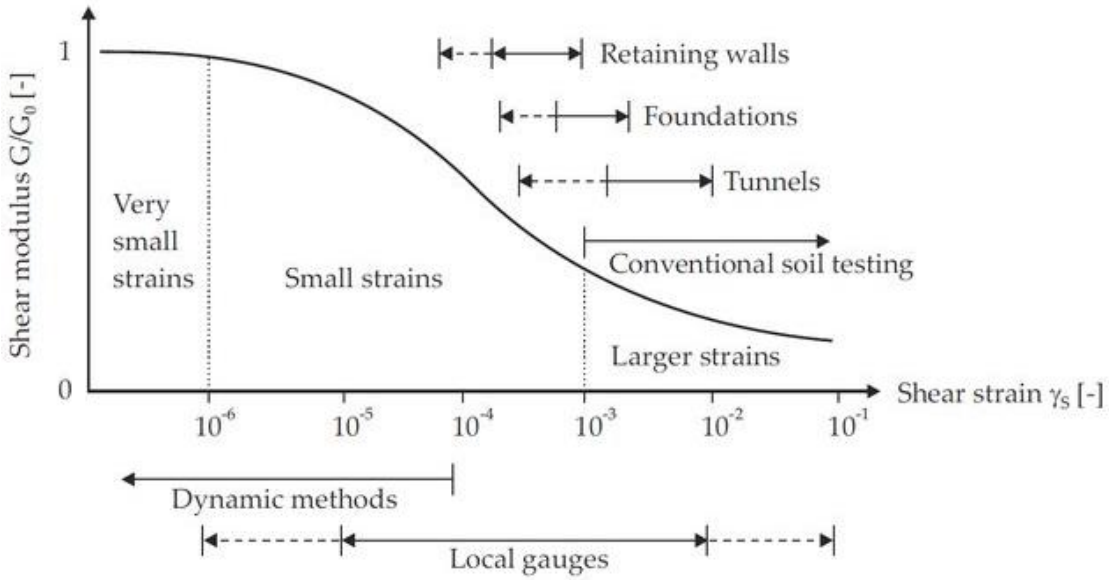


Figura 3. Rapporto G/G_0 in funzione del livello di deformazione, con range generali (da Benz 2007).

Il modulo elastico operativo E'_{op}, correlato come esposto al modulo di taglio G, dipende dal livello di deformazione indotto nel terreno e dalla resistenza al taglio mobilitata. Esso può quindi variare sensibilmente rispetto al modulo elastico iniziale E'_0, valido invece per piccole deformazioni (Figura 3). Questo comportamento deve essere considerato ai fini della valutazione del modulo elastico operativo E'_{op} a partire dai risultati provenienti da diverse tipologie di prove in situ.

In relazione al comportamento descritto, in generale viene utilizzato un modulo elastico operativo E'_{op} associato ad un determinato livello di deformazione. Come descritto in precedenza, l'intervallo coperto dalla maggior parte delle opere geotecniche varia tra 1/3 ed 1/10 del modulo elastico iniziale E'_0. In via cautelativa e stanti tutte le incertezze nella determinazione dei moduli dinamici, il modulo elastico operativo E'_{op} per il presente studio è stato assunto pari a 1/10 del modulo iniziale E'_0.

I moduli elastici precedentemente descritti sono stati confrontati con i risultati delle diverse prove pressiometriche e dilatometriche condotte nei fori di sondaggio. Queste ultime sono infatti in grado di fornire valori piuttosto attendibili dei moduli elastici dei terreni nelle reali condizioni di situ,

minimizzando le incertezze connesse con il disturbo dei campioni o l'applicazione dei correlazioni empiriche indirette.

4.3 Materiali lapidei

Per quanto concerne gli ammassi rocciosi, le caratteristiche fisico-meccaniche sono state stimate attraverso le risultanze delle prove pressiometriche e dilatometriche in foro e delle indagini geofisiche di superficie. Tali informazioni sono state integrate con la valutazione delle caratteristiche litologiche e strutturali derivanti dalle perforazioni di sondaggio. Per tali litotipi sono stati quindi determinati i parametri fisici più rappresentativi (γ, k), le caratteristiche di resistenza della roccia intatta (σ_c), le condizioni di fratturazione dell'ammasso (*GSI*), la constante della roccia di Hoek-Brown (m_i) e i parametri di deformabilità dell'ammasso (E, G, v), sempre considerando l'ammasso roccioso fratturato come un mezzo equivalente continuo.

4.3.1 Classificazione geomeccanica

In assenza di rilievi geomeccanici di superficie, la caratterizzazione degli ammassi rocciosi è stata condotta attraverso le risultanze dei sondaggio geognostici appositamente eseguiti. In particolare, al fine di definire le caratteristiche di resistenza e deformabilità, gli ammassi sono stati classificati attraverso il sistema *GSI* (Hoek 1994; Hoek & Marinos 2000; Marinos et al. 2007; Hoek et al. 2013).

Il *GSI* o Geological Strength Index è un parametro adimensionale utilizzato per analizzare le condizioni geologiche degli ammassi rocciosi. Il *GSI* può essere determinato attraverso il confronto con apposite tavole grafiche, sviluppate sia per ammassi fratturati (Hoek 1994; Hoek & Marinos 2000; Hoek et al. 2013) che per ammassi eterogenei (Hoek & Marinos 2000; Marinos et al. 2007; Marinos 2014). Il *GSI* è anche utilizzato direttamente per la valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso attraverso il criterio di Hoek-Brown.

I valori di Geological Strength Index dell'ammasso sono stati stimati tramite il confronto dei dati di sondaggio con le specifiche carte di confronto. Nel presente studio, il GSI degli ammassi rocciosi fratturati è stato determinato sulla scorta della carta di confronto (Figura 4) proposta da Hoek et al. (2013), mentre il GSI degli ammassi rocciosi eterogenei nei fori di sondaggio è stato definito in relazione alla carta di confronto (Figura 5) proposta da Marinos (2014).

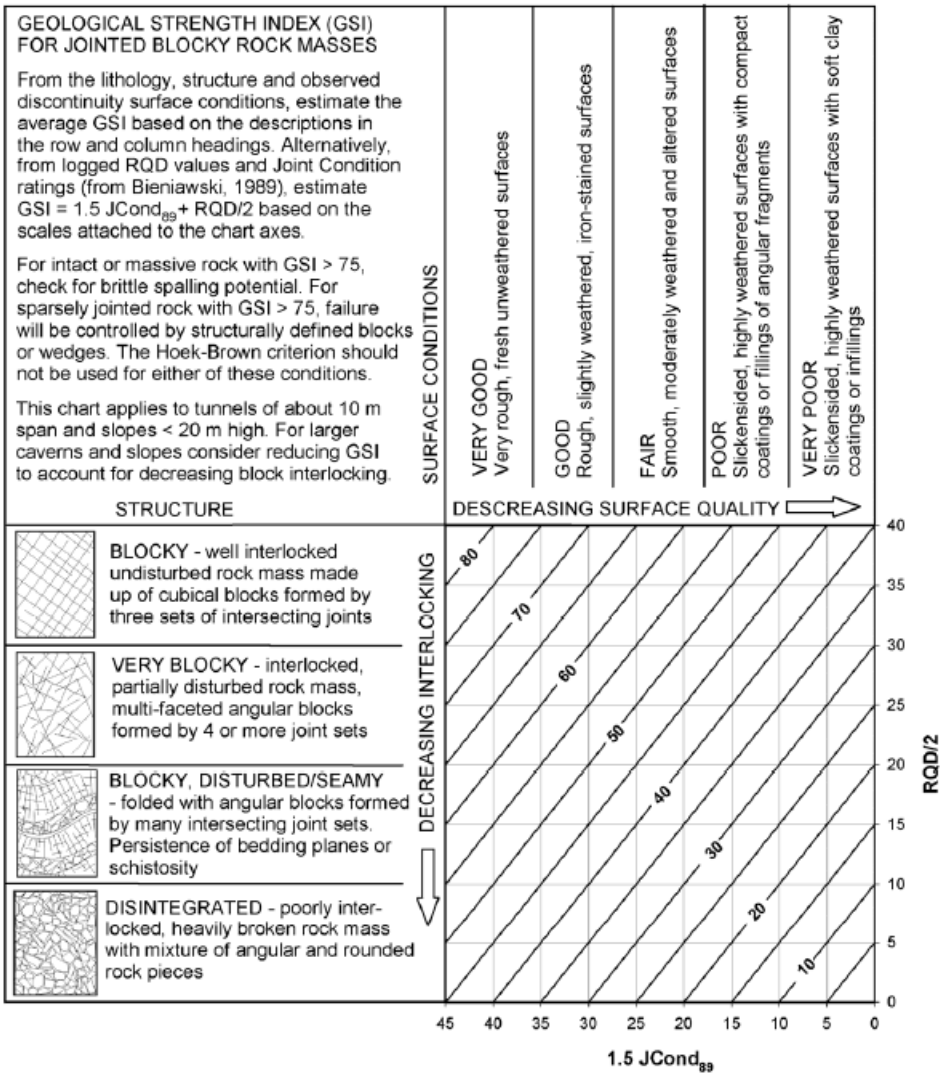


Figura 4. Carta per la determinazione del GSI degli ammassi rocciosi fratturati sulla scorta dei dati di sondaggio, quali stato di fratturazione (RQD) e condizioni dei giunti ($JCond_{89}$) (da Hoek et al. 2013).

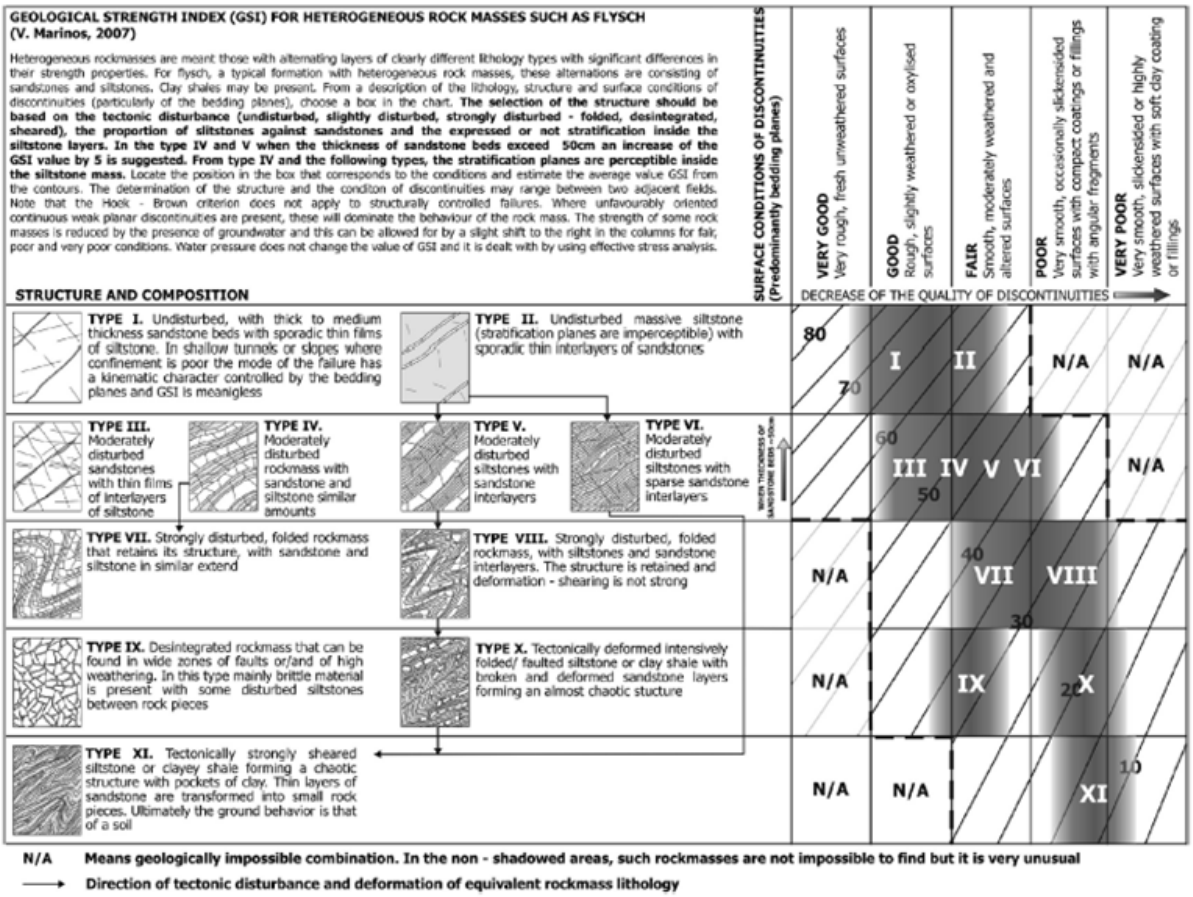


Figura 5. Carta per la determinazione del GSI degli ammassi rocciosi eterogenei sulla scorta delle osservazioni di campo (da Marinos 2014).

4.3.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio degli ammassi rocciosi è stata definita utilizzando il noto criterio di rottura di Hoek-Brown (Hoek & Brown 1980; Hoek 1983; Hoek & Brown 1997; Hoek et al. 2002). Tale criterio si basa sull'analisi delle tensioni principali e presuppone che la rottura dell'ammasso sia dovuta al movimento dei singoli blocchi di roccia (Hoek et al. 2002).

Le discontinuità sono disposte in modo casuale e pertanto l'ammasso roccioso è considerato come un mezzo isotropo (Hoek et al. 2002). Nella sua ultima esposizione (Hoek et al. 2002), il criterio di Hoek-Brown è espresso dalla seguente relazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^2$$

dove σ_1 e σ_3 sono gli sforzi massimo e minimo, σ_{ci} la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, m_b il valore della costante di Hoek-Brown per l'ammasso roccioso e "s" e "a" due costanti empiriche connesse all'assetto strutturale dell'ammasso. Il particolare la costante m_b è determinabile attraverso la costante della roccia m_i secondo la relazione:

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

dove *GSI* è il Geological Strength Index e *D* un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso. Nell'ultima esposizione, il parametro "*s*" è dato dalla:

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

mentre il parametro "*a*" è determinabile come:

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

Una volta definito l'andamento della superficie di rottura dell'ammasso in termini di pressioni principali, è possibile determinare i parametri equivalenti del criterio di Mohr-Coulomb.

4.3.3 Deformabilità elastica

Il modulo elastico o modulo di Young *E'* dei degli ammassi rocciosi è stato determinato attraverso le indagini di sito a disposizione, secondo una metodologia analoga a quella descritta nelle precedenti pagine per i terreni granulari. Pertanto, è stato determinato il modulo elastico operativo E'_{op} corrispondente al livello deformativo previsto dalle opere in progetto. Il coefficiente di Poisson *v'* è stato invece stimato attraverso le informazioni presenti in letteratura per terreni con caratteristiche simili.

Il modulo elastico operativo E'_{op} è stato valutato sulla scorta dei valori di velocità delle onde di taglio V_s derivanti da specifiche prove in sito, mentre non sono state considerate le correlazioni indirette con le prove SPT. In particolare, il range di velocità delle onde di taglio è stato determinato scartando i valori estremi, generalmente influenzati dalle caratteristiche della superficie topografica o degli orizzonti litologici limitrofi. Si rimanda ai capitolo precedenti per una descrizione completa della metodologia utilizzata per la definizione dei moduli attraverso le prove geofisiche.

Come per i terreni, i moduli precedentemente descritti sono stati confrontati con i risultati delle diverse prove pressiometriche e dilatometriche condotte nei fori di sondaggio. Queste ultime sono infatti in grado di fornire valori piuttosto attendibili dei moduli elastici dei terreni nelle reali condizioni di situ, minimizzando le incertezze connesse con il disturbo dei campioni o l'applicazione dei correlazioni empiriche indirette. In assenza di prove di laboratorio per la definizione del modulo elastico della roccia intatta E_i, non sono stati utilizzati ulteriori metodi per la valutazione del modulo elastico.

5. MODELLO GEOTECNICO

In relazione con quanto emerso dallo studio condotto, è stato possibile suddividere il sottosuolo dell'area di intervento in diverse unità litotecniche, omogenee dal punto di vista litologico e geotecnico. Le unità geotecniche presenti nell'area di studio sono:

- Materiali di riporto/terreni rimaneggiati (**rip**);

- Alluvioni grossolane (**al1**);
- Alluvioni fini (**al2**);
- Deposito pedemontano (**dp1**);
- Argille di Ortovero (**AOR1**);
- Accumulo detritico caotico (**AOR2**);
- Formazione Monte Antola (**FMA**);
- Argilliti di Montoggio (**AMT**).

In particolare, in copertura su tutte le unità si rinviene la coltre di terreni di riporto (**rip**), formata prevalentemente da ghiaie e sabbie, che mostra spessori variabili da 0 a 13 m con valori medi di 4 m presenta una elevata eterogeneità ed un variabile grado di addensamento. Il tracciato di progetto intercetta prevalentemente la litofacies composta da ghiaie e ciottoli dei Depositi alluvionali (**al1**) che colmano la valle del fiume Bisagno con spessori variabili da 10 a 37 metri.

Si segnala comunque la frequente possibilità di incontrare intercalazioni di livelli/lenti a granulometria sabbioso-limosa (**al2**) di spessore che localmente può raggiungere gli 8 m. Nel tratto iniziale, a una profondità variabile tra 40 e 20 m dal p.c., si rinvengono i terreni composti da limi e argille sabbiose (**dp1**) del Deposito Pedemontano.

Per quanto riguarda le unità del substrato, nel tratto iniziale a circa 40 m dal p.c. si rinvengono i limi e argille con sabbie delle Argille di Ortovero (**AOR1**), con uno spessore di circa 4m. Verso il basso si rinvengono le ghiaie in matrice limoso-argillosa dell'accumulo detritico caotico (**AOR2**), con uno spessore di circa 5 m.

Tali depositi poggiano, nel tratto iniziale e centrale, sui calcari e marne della Formazione Monte Antola (**FMA**). Questi terreni si rinvengono a profondità variabili tra 6 m e 45 m dal p.c. Mentre nel tratto finale il substrato è rappresentato dalle argilliti scistose delle Argilliti di Montaggio (**AMT**). Le quali si rinvengono tra i 14 m e i 28 m dal p.c.

5.1 Categoria di sottosuolo

La normativa citata relativamente alla caratterizzazione sismica di un sito (D.M. 17/01/2018 – G.U. Serie Generale n. 42 del 20-2-2018), prevede la determinazione dei valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s). Nel caso di depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m la velocità equivalente $V_{S,eq}$ corrisponde al parametro$V_{S,30}$, ottenuto ponendo H=30 m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

I valori di V_S possono essere ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, possono essere valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. Si riportano nel seguito le categorie di sottosuolo previste dalla normativa vigente:

- **A**: *ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m;

- **B**: *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;
- **C**: *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s;
- **D**: *depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;
- **E**: *terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nell'ambito del presente studio tale determinazione è stata effettuata attraverso indagini di tipo geofisico, quali prospezioni sismiche MASW. In particolare, sono disponibili n. 12 MASW eseguite lungo il tracciato di progetto.

Tabella 1. Sintesi dei risultati delle prospezioni sismiche disponibili

ID PROVA	Vs_{eq} *m/s*	H *m*	Categoria di sottosuolo
Masw 1	415	27.9	B
Masw 2	447	26.4	B
Masw 3	473	26.8	B
Masw 4	459	26.0	B
Masw 5	453	23.9	B
Masw 6	562	-	B
Masw 7	512	-	B
Masw 8	384	7.0	B
Masw 9 adriatico	583	24.0	B
Masw 10	455	29.0	B
Masw 11	509	25.0	B
Masw 12	603	28.0	B

Le indagini MASW hanno consentito di ottenere un modello monodimensionale di Vs che, com'è noto, può essere ritenuto esaustivo del profilo verticale di Vs nel punto centrale dello stendimento. Pertanto, secondo la nuova normativa NTC2018, si riscontra la presenza di terreno che va a collocarsi nella categoria di suolo **B** con velocità che non scendono al di sotto dei 400 m/s. In linea generale, le indagini Masw hanno intercettato il basamento sismico ad una profondità che non supera i 29 m, ad eccezione delle Masw 6 e 7 in cui il basamento sismico risulta essere presente, probabilmente, a profondità maggiori. Le indagini Masw non hanno restituito inversioni di velocità sismica, suggerendo un graduale e costante aumento delle Vs con la profondità.

5.2 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica di un territorio è funzione di un complesso insieme di parametri naturali e rappresenta la probabilità che un evento sismico di data intensità si manifesti in una certa area in un determinato intervallo di tempo. Diverso è, invece, il concetto di rischio sismico che è il risultato catastrofico dell'evento naturale sul sistema antropico. Affinché si abbia rischio è necessario, pertanto, che uno o più degli elementi antropici esposti (vite umane, attività, beni) possieda un carattere di vulnerabilità tale da determinarne la perdita parziale o totale. La vulnerabilità, in tale accezione, è l'entità della perdita attesa derivante dal manifestarsi di un evento di data intensità nell'area in esame. Non potendo intervenire sulla pericolosità, che dipende esclusivamente da dinamiche naturali, si può intervenire sulla vulnerabilità degli elementi esposti al rischio e, quindi, sul rischio totale.

Oltre alla conoscenza della probabilità di accadimento di un evento sismico, delle caratteristiche della sorgente sismogenetica e delle modalità di propagazione della perturbazione, è necessario analizzare le caratteristiche locali del sito di studio. Queste, infatti, condizionano la reazione del terreno all'*input* sismico in termini di variazione del contenuto in frequenza del segnale, amplificazione/smorzamento dell'onda e perdita o modificazione delle sue caratteristiche di resistenza e deformabilità.

All'indomani della riclassificazione sismica del territorio nazionale scaturita dal progetto S1 dell'INGV-DPC, si dispone di parametri sismici di riferimento aggiornati e di maggior dettaglio rispetto alla classificazione macrosismica nazionale cui faceva riferimento il D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 (Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche). La rappresentazione di sintesi delle caratteristiche sismologiche e sismogenetiche del territorio è contenuta nella "Mappa di Pericolosità Sismica" dell'Italia, che costituisce oggi la base di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche di progetto sul sito in esame secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008).

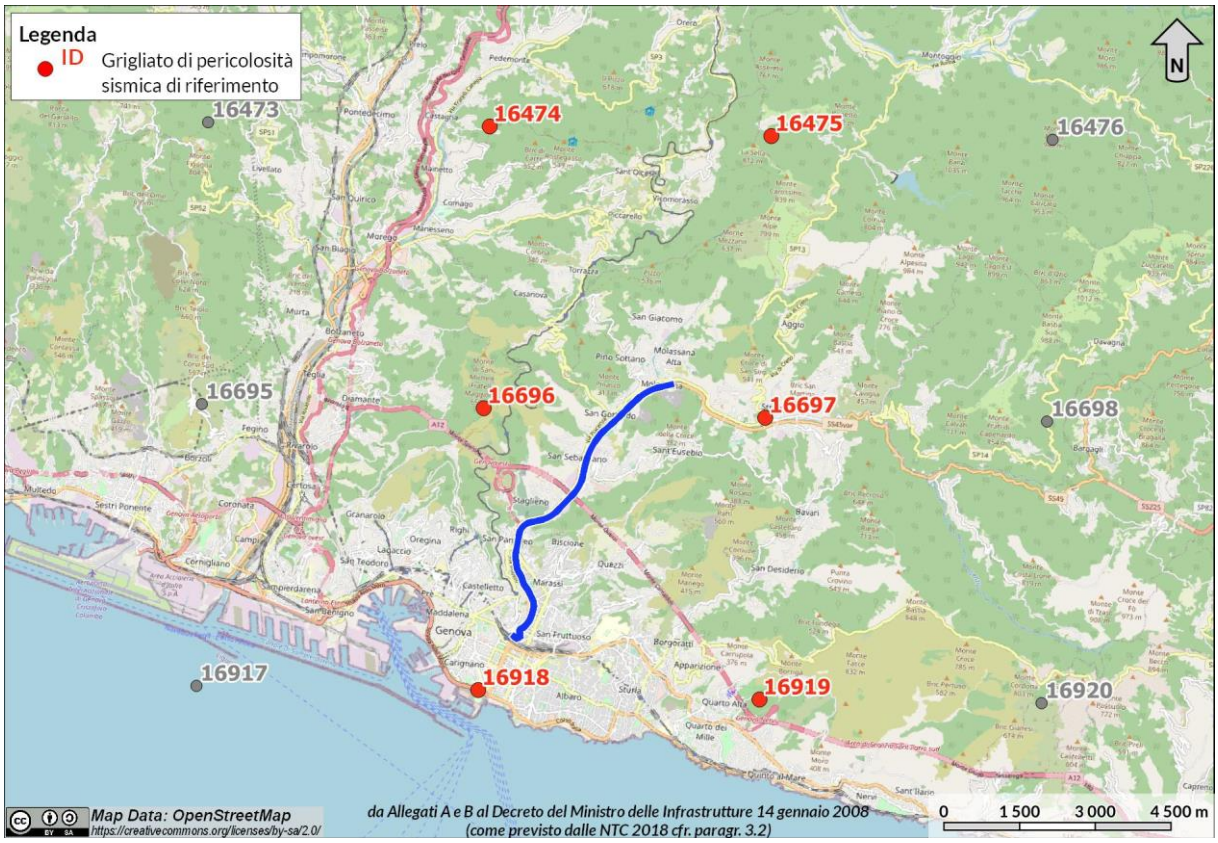


Figura 6. Griglia di riferimento per il settore oggetto di studio, riprodotto in scala 1:150000, con individuazione del lotto in esame (in blu) e dei punti del grigliato scelti (in rosso).

Con riferimento al D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018, sono stati determinati i parametri sismici di progetto per la realizzazione delle opere previste. In particolare, sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e dei dati relativi al progetto S1 dell'INGV-DPC, sono stati determinati i valori reticolari dei parametri di riferimento relativamente ad un suolo rigido, per un tempo di ritorno Tr pari a 475. Per i valori di ag, Fo e Tc*, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (come previsto dalle NTC 2018 cfr. paragr. 3.2). I parametri forniti possono essere direttamente utilizzati per la ricostruzione degli spettri di risposta del sito e, quindi, per la progettazione di tutte le opere previste in conformità con le vigenti normative a livello nazionale.

Tabella 2. Parametri di riferimento del moto sismico su suolo rigido per un periodo di ritorno Tr pari a 475 anni, le coordinate sono espresse in gradi decimali (EPSG:4230).

ID	LON	LAT	Tr_475_ag	Tr_475_F0	Tr_475_Tc_
16474	8.935	44.498	0.08	2.51	0.28
16475	9.005	44.500	0.09	2.48	0.28
16696	8.938	44.448	0.08	2.52	0.28
16697	9.008	44.450	0.08	2.52	0.28

ID	LON	LAT	Tr_475_ag	Tr_475_F0	Tr_475_Tc_
16918	8.942	44.398	0.07	2.54	0.29
16919	9.012	44.400	0.08	2.54	0.28

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le risultanze delle indagini geognostiche appositamente realizzate, unitamente ai rilievi di campo eseguiti e all'analisi dei dati bibliografici disponibili, hanno permesso di configurare un quadro di conoscenze esaustivo relativamente all'assetto litostratigrafico dell'area ed alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni impegnati dalle opere in progetto.

Nella Tabella 3 sono riportati i parametri geotecnici delle unità geologiche presenti in corrispondenza delle opere di progetto:

Tabella 3. Parametri geotecnici dei depositi di copertura

UNITÀ	Materiali di riporto/terreni rimaneggiati rip	Alluvioni grossolane al1	Alluvioni fini al2	Deposito pedemontano dp1
γ [kN/m3]	19.0 - 21.0	19.5 - 21.5	19.0 -20.5	19.5 - 20.5
Dr [%]	25 - 55	30 - 65	20 - 55	-
c' [kPa]	0 - 5	0 - 5	0 - 10	5 - 15
ϕ' [°]	29 - 34	31 - 36	27 - 32	19 - 23
c_u [kPa]	-	-	-	70 - 160
E [MPa]	3 - 15	5 - 27	4 - 16	-
G [MPa]	1 - 5	3 - 10	2 - 6	-
ν [-]	0.25 - 0.35	0.25 - 0.35	0.25 - 0.35	0.30 - 0.40
k [m/s]	$1{\cdot}10^{-3}$ - $1{\cdot}10^{-6}$	$1{\cdot}10^{-3}$ - $1{\cdot}10^{-6}$	$1{\cdot}10^{-6}$ - $1{\cdot}10^{-7}$	$1{\cdot}10^{-5}$ - $1{\cdot}10^{-6}$
σ_c [MPa]	-	-	-	-
GSI [-]	-	-	-	-
m_i [-]	-	-	-	-

Tabella 4. Parametri geotecnici dele unità del substrato

UNITÀ	Argille di Ortovero AOR1	Accumulo detritico caotico AOR2	Formazione Monte Antola FMA	Argilli di Montoggio AMT
γ [kN/m3]	20.0 - 21.5	20.0 - 22.0	21.5 - 24.5	21.0 - 23.5
Dr [%]	-	40 - 75	-	-
c' [kPa]	10 - 30	0 - 10	60 - 195	55 - 135
ϕ' [°]	20 - 24	33 - 38	41 - 48	39 -46
c_u [kPa]	100 - 220	-	-	-
E [MPa]	-	-	200 - 770	220 - 870
G [MPa]	-	-	70 - 290	80 - 320
ν [-]	0.25 - 0.35	0.25 - 0.30	0.20 - 0.25	0.20 - 0.30
k [m/s]	$1{\cdot}10^{-7}$ - $1{\cdot}10^{-9}$	$1{\cdot}10^{-4}$ - $1{\cdot}10^{-7}$	$1{\cdot}10^{-4}$ - $1{\cdot}10^{-6}$	$1{\cdot}10^{-7}$ - $1{\cdot}10^{-8}$
σ_c [MPa]	-	-	15 - 35	20 - 30
GSI [-]	-	-	20 - 45	15 -35
m_i [-]	-	-	7 - 9	6 - 8

In attesa di dati provenienti da indagini e prove di laboratorio sui terreni oggetto di questo elaborato, si rimanda a successiva revisione per una rappresentazione più dettagliata del modello geotecnico di riferimento.

7. BIBLIOGRAFIA

- Atkinson J., 1997. Geotecnica. Meccanica delle terre e fondazioni. McGraw-Hill, Milano.
- Banerjee P.K., Davis T.G., 1978. The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Non-Homogeneous Soils. Geotechnique 28, 309-326.
- Benz T., 2007. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Università di Stuttgart.
- Bolton M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. Géotechnique 36, 65-78.
- Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y., Minami M., 2004. Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses Using the GSI System. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41, 3-19.
- Casagrande A., 1948. Classification and identification of soils. Transactions of the American Society of Civil Engineers 113, 901-930.

- Colombo P., Colleselli F., 1996. Elementi di geotecnica (seconda edizione). Zanichelli Editore, Bologna.
- Deere D.U., 1964. Technical description of rock cores for engineering purpose. Rock Mechanics and Rock Engineering 1, 17-22.
- Fabbri M., Garbin F., Lanzini M., Scarapazzi M., 2007. Interpretazione dei parametri geotecnici di laboratorio. Di Virgilio Editore, Roma.
- Griffith A.A., 1920. The phenomena of rupture and flow in soils. Philosophical Transactions for the Royal Society of London 221, 163-198.
- Hatanaka M., Uchida A., 1996. Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils. Soils and Foundations 36(4), 1-10.
- Hoek E., 1983. Strength of jointed rock masses. Géotechnique 33, 187-223.
- Hoek E., 1994. Strength of rock and rock masses. ISRM News Journal 2(2), 4-16.
- Hoek E., Brown E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division 106 (GT9), 1013-1035.
- Hoek E., Brown E.T., 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34, 1165-1186.
- Hoek E., Brown E.T., 2018. The Hoek-Brown failure criterion and GSI-2018 edition. Journal of Rock Mechanics and geotechnical Engineering, 1-19.
- Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002. Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto 1, 267-273.
- Hoek E., Carter T.G., Diederichs M.S., 2013. Quantification of the geological strength index chart Proceedings of the 47th US rock mechanics/geomechanics symposium. American Rock Mechanics Association, 672.
- Hoek E., Diederichs M.S., 2006. Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 43, 203-215.
- Hoek E., Marinos P., 2000. GSI: a geologically friendly tool for mass strength estimation. Proceeding of GeoEng 2000 Conference, Melbourne, Australia.
- Hoek E., Marinos P., Benissi M., 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses. The Case of the Athens Schist Formation. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 57, 151–160.
- Ladd C.C., Foott R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G., 1977. Stress-deformation and strength characteristics. SOA Report, Proceedings of IX ICSMFE, Tokyo 2, 421-494.
- Lambe T.W., Whitman R.V., 1997. Meccanica dei terreni. Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- Lancellotta R., 2004. Geotecnica (terza edizione). Zanichelli Editore, Bologna.
- Larsson R., 1980. Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundation on soft clays. Canadian Geotechnical Journal 17, 591-602.
- Lindeburg M.R., 1989. Civil Engineering Reference Manual. Belmont: Professional Publications.
- Marinos V., 2004. Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6, 227-239.

- Marinos V., Marinos P., Hoek E., 2007. The geological strength index (GSI): a characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. In: Olalla C. Perucho A., Romana M. (eds) Proceedings of the ISRM workshop W1: Madrid, Spain. Taylor & Francis, 328-337.
- Meyerhof G.G. , 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of the soil mechanics division, ASCE 82, 1-12.
- Peck R. B., Hanson, W. E., Thornburn T. H., 1974. Foundation Engineering. New York, NY: Wiley and Sons Inc.
- Poulos H.G., Davis E.H., 1974. Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley and Sons, New York.
- Sanglerat G., 1972. The penetration and soil exploration. Development in geotechnical engineering, Elsevier Scientific Publishing.
- Scesi L., Papini M., Gattinoni P., 2003. Geologia applicata. Casa Editrice Ambrosiana, Milano.
- Shioi Y., Fukui J., 1982. Application of N-Value to Design of Foundation in Japan. 2nd ESOPT 1, 40-93.
- Skempton A.W., 1953. The colloidal activity of clays. Proceeding of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering 1, 57-61.
- Skempton A.W., 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. Géotechnique 36, 425-447.
- Sower G.F., 1962. Shallow foundations, chapter 6 in Foundation engineering. ed. by G.A. Leonards, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Terzaghi K., 1943. Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons, New York.
- Terzaghi, K., Peck R.B., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons, Hoboken.
- Zhang L., Einstein H.H., 2004. Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41(2), 337-341.