



**strada dei  
PARCHI**spa  
A24 autostrade A25

AUTOSTRADA A24  
ROMA - L'AQUILA - TERAMO  
TRATTA TORNIMPARTE - L'AQUILA OVEST

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO  
AI SENSI DELLA LEGGE 228/2012  
ART.1 COMMA 183**

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DEL  
VIADOTTO GENZANO

PROGETTO DEFINITIVO

GEOLOGIA E GEOTECNICA  
VIADOTTO GENZANO  
GEOLOGIA

RELAZIONE GEOLOGICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
250	D	004	VI075	GEO	RE	002	A	

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
A	Febbraio 2018	Emissione	G. Anibaldi	G. Furlanetto	F. Presta

FILE: 250D004VI075GEORE002A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Francesco Presta)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSIONARIA</p>  <p>strada dei PARCHIspa A24 autostrade A25</p> <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p>	
---	---	--	---



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI  
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

## VIADOTTO GENZANO

## RELAZIONE GEOLOGICA

## Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORME E RIFERIMENTI .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>IL VIADOTTO GENZANO.....</b>	<b>4</b>
<b>3.1</b>	<b>GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....</b>	<b>4</b>
<b>3.1.1</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>4</b>
<b>3.1.2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>6</b>
<b>3.2</b>	<b>IL PIANO DELLE INDAGINI.....</b>	<b>7</b>
<b>3.2.1</b>	<b>INDAGINI GEOTECNICHE DI SITO E LABORATORIO .....</b>	<b>7</b>
<b>3.2.2</b>	<b>INDAGINI GEOFISICHE .....</b>	<b>8</b>
<b>3.3</b>	<b>RISULTATI DELLE INDAGINI.....</b>	<b>9</b>
<b>3.3.1</b>	<b>LITOSTRATIGRAFIA.....</b>	<b>9</b>
<b>3.3.2</b>	<b>CATEGORIA DI SUOLO .....</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....</b>	<b>15</b>
<b>5</b>	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>20</b>

## 1 PREMESSA

La presente Relazione Geologica è parte integrante del Progetto Definitivo di adeguamento sismico del Viadotto Genzano (AQ), commissionato da Strada dei Parchi S.p.A alla scrivente Infraengineering s.r.l..

Il progetto si inserisce nel piano più generale di interventi di adeguamento delle autostrade A24 e A25, ai sensi art.1 comma 183 legge 228/2012.

Il seguente elaborato descrive l'assetto geologico-stratigrafico e geomorfologico dell'area di sedime del Viadotto Genzano; l'opera fa parte del tronco autostradale A24 Roma-L'Aquila-Teramo alla progressiva km 95+838 circa ed attraversa il territorio comunale di L'Aquila.

Gli elementi di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area sono il frutto degli studi generali condotti all'atto della costruzione dell'opera, noti bibliograficamente e derivanti da indagini condotte sul terreno.

La presente relazione riporta una valutazione delle caratteristiche del sottosuolo secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) ed è finalizzata a supportare il progetto di adeguamento sismico dell'opera.

## 2 NORME E RIFERIMENTI

D. M. 11/3/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle opere di fondazione;

Circolare Min. LL. PP. 24/9/1988 n. 30483: Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Associazione Geotecnica Italiana - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - Giugno 1977;

Associazione Geotecnica Italiana - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio - Gennaio 1994;

Ordinanza del 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni;

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A) - D.P.R. n.380/2001 – art. 89;

Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06: "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

### 3 IL VIADOTTO GENZANO

#### 3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

##### 3.1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'assetto geologico-strutturale del settore di interesse è ampiamente descritto in bibliografia. In particolare si è fatto riferimento alle note illustrative del Foglio Geologico 358 "Pescorocchiano" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000 (1). Il Viadotto Genzano si sviluppa per una lunghezza di circa 150 m lungo l'autostrada A24 ad ovest della piana aquilana, a sud dell'omonimo centro abitato. Attraversa una stretta valle alluvionale, ad orientazione appenninica (NW-SE); affiorano le seguenti unità:

Scaglia detritica (SCZ; Cretaceo – Eocene): Calcareniti e calciruditi a geometria lenticolare e calcari micritici con frammenti di rudiste e orbitoline (SCZ<sub>a</sub>); Calcareniti e calciruditi in strati spessi, cristallizzati con intercalazioni di calcari micritici e calcari marnosi in strati medi sottili; localmente presenza di selce escura in liste e noduli (SCZ<sub>b</sub>); Calcareniti e calciruditi bioclastiche biancastre cristalline in strati spessi, soventi con breccie. Il biodetritico grossolano è rappresentato da frammenti di rudiste, coralli ed echinodermi (SCZ<sub>c</sub>). Sintema del Fosso Genzano (SFG; Pleistocene Medio basale): Alluvioni ghiaiose, sabbie con intercalazioni argilloso-limose.

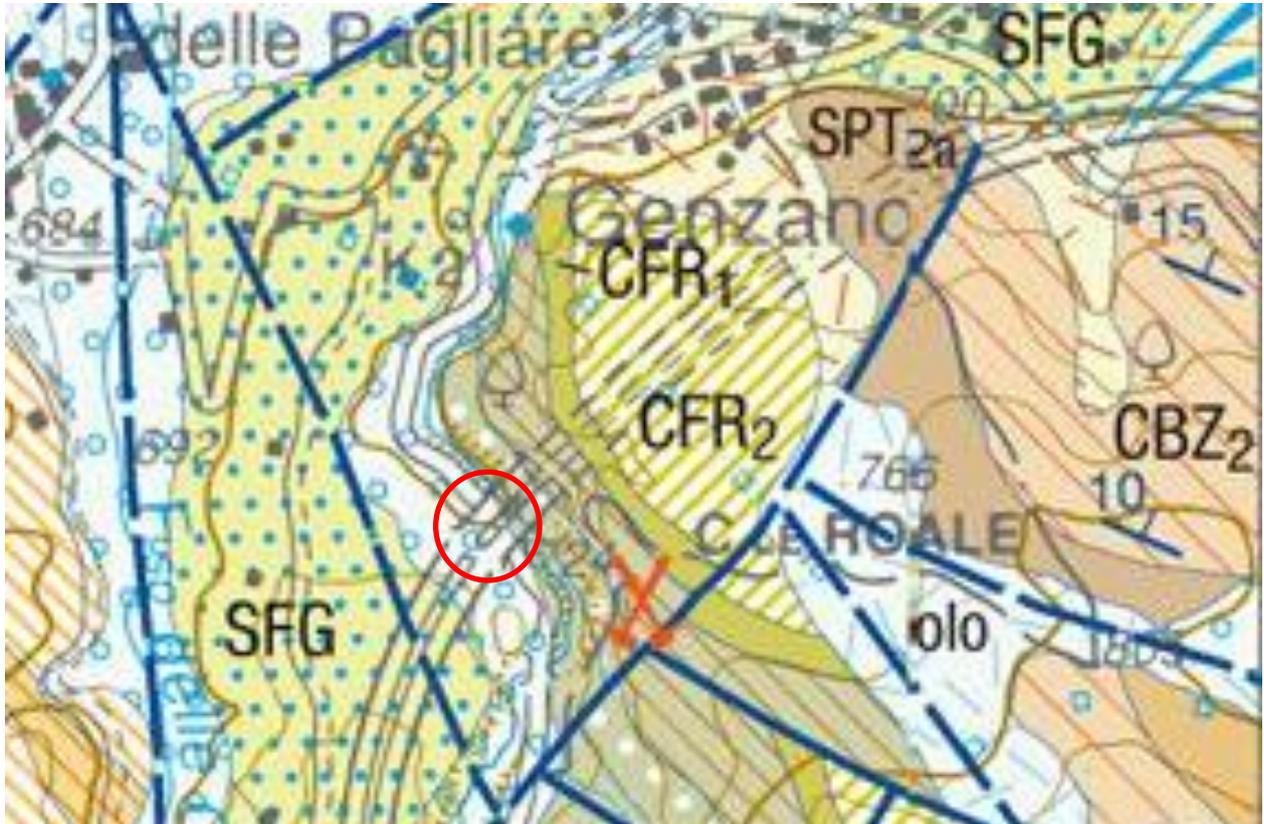


Figura 1 - Stralcio della Carta Geologica D'Italia scala 1:50000, Foglio Geologico 358 "Pescorocchiano".

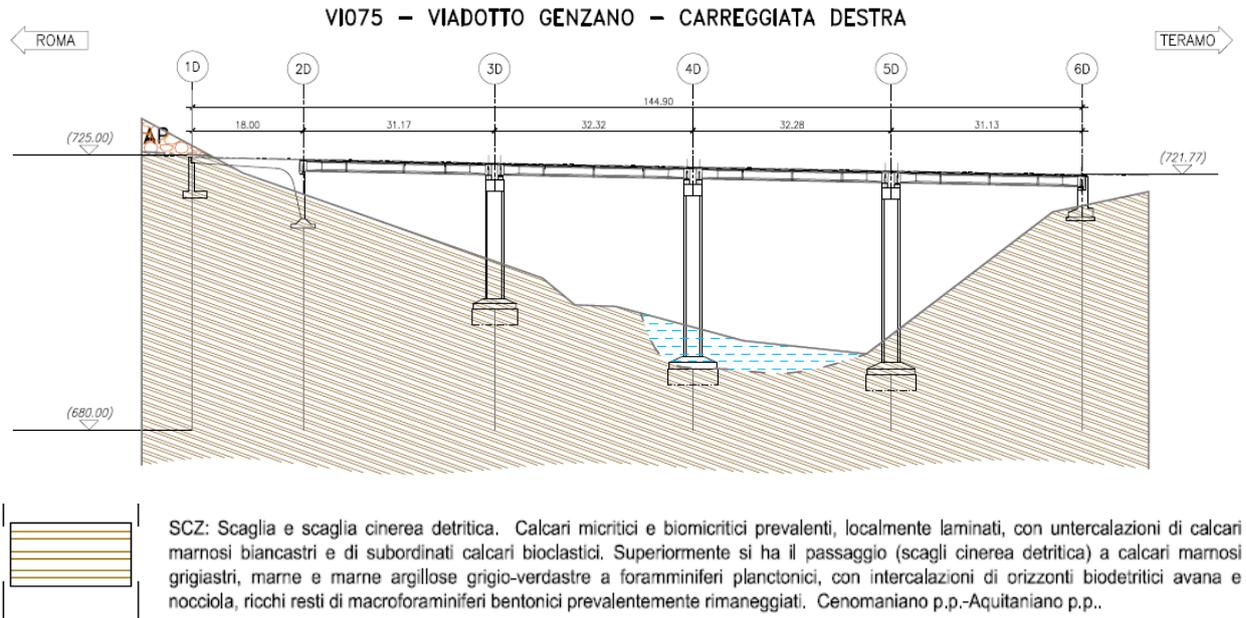


Figura 2 – Profilo geologico Viadotto Genzano.

### 3.1.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il Viadotto Genzano attraversa una stretta vallecola intramontana, caratterizzata da bassa energia di rilievo nella parte centrale con pendenze generalmente inferiori al 25% in corrispondenza delle spalle.

Dall'analisi del foglio 358 Ovest della Carta geomorfologica della Regione Abruzzo, stralcio in Figura 2, emerge che nel sito in esame non sono attivi rilevanti processi morfogenetici.

L'analisi dei dati bibliografici e i rilievi sito specifici effettuati su un'area sufficientemente estesa, permettono di considerare geomorfologicamente stabile l'area di sedime del Viadotto Genzano.



Figura 3 - Stralcio della "Carta geomorfologica Regione Abruzzo" e relativa legenda, Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico, Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi Foglio 358 E.

### 3.2 IL PIANO DELLE INDAGINI

Nel mese di Febbraio 2015 è stata condotta una campagna di indagini di tipo geognostico, geotecnico e geofisico dalla società Dimms di Avellino. La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni campionati è stata condotta conferendo gli stessi presso il laboratorio geotecnico autorizzato della medesima società.

Sono stati effettuati 3 sondaggi geognostici, in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto autostradale considerato, nei punti indicati nella planimetria allegata (Allegato 1). Le perforazioni sono state enumerate in ordine progressivamente crescente procedendo dal lato Roma verso Teramo (da S1 a S3). Ogni verticale di indagine è stata definita indicando nel nome del sondaggio la WBS del viadotto, il numero del sondaggio e l'allestimento dello stesso (es. VI075 \_S1).

Nel foro VI075 \_S2\_DH, appositamente condizionato, è stata effettuata una prospezione geofisica di tipo down-hole, al fine di determinare la Categoria di appartenenza del sottosuolo investigato, in base a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Le stratigrafie di sondaggio, unitamente alle risultanze delle indagini geofisiche e delle prove geotecniche di laboratorio sono raccolte nell'Allegato 1 alla presente Relazione.

Per il progetto esecutivo sono in corso di esecuzione rilievi geostrukturali ed indagini geofisiche per la valutazione di dettaglio dello stato di fratturazione dell'ammasso e degli spessori delle coltri detritiche presenti al disopra del substrato.

#### 3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE DI SITO E LABORATORIO

Nell'ambito delle perforazioni di sondaggio, considerata la forte fratturazione dei terreni interessati, sono stati prelevati 6 campioni litoidi, sui quali sono state eseguite prove di compressione monoassiale con rilievo delle deformazioni (Figura 3).

Durante la perforazione sono state effettuate 6 prove SPT (ASTM D 1586-84). La prova penetrometrica dinamica consente in prima approssimazione di individuare la costituzione litologica del sottosuolo per omogeneità geomeccanica, differenziando i terreni coerenti da quelli incoerenti, e permettendo di stimare alcuni parametri geotecnici dal valore NSPT, attraverso correlazioni note bibliograficamente.

VIADOTTO SONDAGGIO CAMPIONE	GENZANO					
	S1	S1	S1	S3	S3	S3
	L1	L2	L3	L1	L2	L3
PROFONDITA' CAMPIONE	30,00-30,44	31,00-31,23	34,80-35,00	10,64-11,00	12,42-12,76	15,76-16,00
<b>B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO</b>						
<b>B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE</b>						
Apertura ed estrazione di campione	X	X	X	X	X	X
Descrizione dei campioni	X	X	X	X	X	X
Determinazione del contenuto di acqua						
Determinazione della massa volumica umida	X	X	X	X	X	X
<b>B4 - PROVE SU ROCCE</b>						
Prova di compressione uniassiale						
a. con rilievo della curva di deformazione	X	X	X	X	X	X
Prova triassiale su roccia						

Figura 4 - Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati.

### 3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE

Al fine di caratterizzare sismicamente il sottosuolo investigato, è stata effettuata una prospezione sismica mediante il test down hole nel foro VI074\_S2\_DH. Il foro di sondaggio è stato appositamente "condizionato" cementando per 31 m dal p.c. l'intercapedine tra il tubo in PVC nel quale è stata effettuata la lettura, e le pareti del foro. Per permettere un adeguato ritiro della miscela cementizia (acqua-cemento-bentonite) i test sono stati eseguiti 20 giorni dopo la messa in posto della stessa.

L'indagine condotta permette di valutare il parametro Vs30, necessario ad individuare la categoria di sottosuolo, in base a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Nel metodo sismico down hole (DH) viene misurato il tempo di trasmissione dalle onde P e S da una sorgente sismica, posta in superficie, ai ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio.

Dall'analisi dei tempi d'arrivo, nota la geometria del sistema di acquisizione, è possibile calcolare lo spessore dei sismostrati ed altri parametri caratterizzanti il sottosuolo investigato, quali:

- Densità media ( $\gamma$ );
- Coefficiente di Poisson medio ( $\mu$ );
- Modulo di deformazione a taglio medio (G);
- Modulo di compressibilità edometrica medio (Ed);
- Modulo di Young medio (E);
- Modulo di compressibilità volumetrica medio (Ev).

### 3.3 RISULTATI DELLE INDAGINI

#### 3.3.1 LITOSTRATIGRAFIA

Le indagini geognostiche condotte hanno permesso di caratterizzare le sequenze litostratigrafiche interessate dal Viadotto Genzano.

I depositi alluvionali ascrivibili al Sintema del Fosso Genzano (SFG; Pleistocene Medio basale) sono stati riscontrati per uno spessore di 8 m nel sondaggio S1; sono costituiti da Ghiaia ( $d_{max} 5cm$ ) e subordinatamente ciottoli ( $d_{max} > \phi$  carot) calcarei, intercalati a limi sabbiosi e argillosi con clasti calcarei inglobati ( $d_{max} 5cm$ ).

La Scaglia detritica rappresenta il substrato di fondazione del viadotto Genzano. I terreni rilevati sono costituiti da calcare biancastro con sfumature rossicce prevalentemente fratturato, ed a luoghi compatto. Si preleva in frammenti ( $d_{max} > \phi$  carot), e subordinatamente in spezzoni ( $l_{max} 44cm$ ) di carota. In affioramento, in corrispondenza dei sondaggi S2 e S3, mostra una fitta stratificazione con giacitura rilevata  $23^\circ/40^\circ$  (dd/dip).

La falda è stata rilevata nel sondaggio VI075\_S2\_DH, alla quota di 8 m dal p.c., mentre è assente nei sondaggi VI075\_S1 e VI075\_S3.

#### 3.3.2 CATEGORIA DI SUOLO

Sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini geofisiche effettuate (Allegato 1), considerato l'assetto litostratigrafico del sottosuolo interessato dal Viadotto Genzano, si ritiene opportuno attribuire al sottosuolo investigato la Categoria B, prevista dal D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il sottosuolo interessato dal Viadotto Genzano ha pertanto caratteristiche riconducibili a "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s".



Figura 5 – Rilievo in corrispondenza del sondaggio S1.



Figura 6 – Postazione sondaggio S2.



Figura 7 – Affioramento di Scaglia detritica in prossimità sondaggio S2.



Figura 8 – Affioramento di Scaglia detritica in prossimità sondaggio S3.



Figura 9 – Particolare dell'affioramento di Scaglia detritica in prossimità sondaggio S3.

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Le indagini geognostiche condotte hanno permesso di caratterizzare le sequenze litostratigrafiche interessate dal Viadotto Genzano.

I depositi alluvionali ascrivibili al Sintema del Fosso Genzano (SFG; Pleistocene Medio basale) sono stati riscontrati per uno spessore di 8 m nel sondaggio S1; sono costituiti da Ghiaia ( $d_{max}$  5cm) e subordinatamente ciottoli ( $d_{max} > \phi$  carot) calcarei, intercalati a limi sabbiosi e argillosi con clasti calcarei inglobati ( $d_{max}$  5cm).

La Scaglia detritica rappresenta il substrato di fondazione del viadotto Genzano. I terreni rilevati sono costituiti da calcare biancastro con sfumature rossicce prevalentemente fratturato, ed a luoghi compatto. Si preleva in frammenti ( $d_{max} > \phi$  carot), e subordinatamente in spezzoni ( $l_{max}$  44cm) di carota. In affioramento, in corrispondenza dei sondaggi S2 e S3, mostra una fitta stratificazione con giacitura rilevata  $23^\circ/40^\circ$  (dd/dip).

La falda è stata rilevata nel sondaggio VI075\_S2\_DH, alla quota di 8 m dal p.c., mentre è assente nei sondaggi VI075\_S1 e VI075\_S3.

Gli elaborati As Built, mostrano la presenza di fondazioni dirette sia per le pile sia per le spalle dei viadotti.

Le fondazioni dirette poggiano direttamente sulla formazione a lapidea, per la quale sono state eseguite prove di resistenza a compressione monoassiale.

La coltre superficiale, prevalentemente granulare, è stata caratterizzata tramite le correlazioni bibliografiche tra grandezze meccaniche e risultati delle prove in sito (non è stato possibile il prelievo di campioni indisturbati per le prove di laboratorio). In particolare le correlazioni tra  $N_{spt}$  e angolo di attrito forniscono valori dell'angolo d'attrito superiori a  $40^\circ$ ; per questi materiali si può assumere che la coesione sia nulla.

Il materiale lapideo di base è stato caratterizzato meccanicamente con il valore della resistenza a compressione monoassiale ricavata da prove di laboratorio, che forniscono valori di  $\sigma_c$  mediamente superiore a 40 MPa.

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità. Nella letteratura tecnica sono presenti numerose classifiche che permettono di formulare un giudizio sulla "qualità" dell'ammasso sulla base di alcuni parametri indici. I due sistemi di classificazione più utilizzati sono il "Rock Mass Rating" (indice RMR) di Bieniawski (1984, 1989) ed il "Rock tunnelling quality index" (indice Q) di Barton (1974). Nella Tabella 1 sono riportati i parametri principali con i relativi indici per la classificazione dell'ammasso secondo quanto proposto da Bieniawski nel 1989.

Tabella 1: Classifica dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (1984, 1989)

PARAMETRI		PARAMETRI PER LA CLASSIFICAZIONE							
		CAMPO VALORI							
1	Resistenza roccia intatta	Carico puntuali	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Non applicabile		
		Compres. unissiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
		Indice	15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
		Indice	20	17	13	8	3		
3		Spaziatura giunti	> 2 m	0.6 - 2 m	200- 600mm	60-200 mm	< 60 mm		
		Indice	20	15	10	8	5		
4	Condizione giunti		Superfici molto scabre, non continue. Chiusi. Pareti della roccia non alterate	Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia legg. alterate	Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia alterate	Superfici lisce o riempimento < 5 mm o aper 1-5 mm Giunti cont.	Riempimento tenero > 5 mm o Apertura > 5 mm Giunti continui		
		Indice	30	25	20	10	0		
5	Condizioni idrauliche	Afflusso per 10m lung. tunnel	Assente	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(pressione nei giunti) / (soll. Nat. in situ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Condizioni generali	Completa. asciutto	Umido	Bagnato	Stillicidio	Flusso		
	Indice	15	10	7	4	0			
FATTORI CORRETTIVI FUNZIONE DELL'ORIENTAZIONE DEI GIUNTI									
Direzione e immersione		Molto favorevole	Favorevole		Sfavorevole	Molto sfavorevole			
Indice	Gallerie e miniere	0	-2	-5	-10	-12			
	Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25			
	Pendii	0	-5	-25	-50				
CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO									
Indice		100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Classe		I	II	III	IV	V			
Descrizione		Molto buona	Buona	Discreta	Scadente	Molto scadente			

Nel 1995 Hoek et al. hanno introdotto l'indice GSI (Geological Strength Index) basato sulle caratteristiche geolitologiche e strutturali della formazione e sulle condizioni delle superfici di discontinuità dell'ammasso. Per valutare l'indice di "qualità" intrinseca dell'ammasso Hoek et al. (1995).

La stima degli indice GSI può essere anche effettuata sulla base di una descrizione qualitativa della struttura dell'ammasso roccioso e delle condizioni delle superfici di discontinuità. A tale scopo può essere utilizzato lo schema proposto da Hoek e Marinos nel 2000 (Figura 10). Sulla base dei sopralluoghi effettuati è stato possibile attribuire all'ammasso roccioso un indice GSI compreso tra 30 e 50.

Geological strength index for jointed rocks (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

Figura 10: Valutazione dell'indice GSI per l'ammasso in esame

Per il progetto esecutivo sono in corso di esecuzione rilievi geostrutturali ed indagini geofisiche per la valutazione di dettaglio dello stato di fratturazione dell'ammasso e degli spessori delle coltri detritiche presenti al disopra del substrato.

La resistenza dell'ammasso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown (1980):

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

in cui  $\sigma_c$  indica la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso mentre  $m_b$ ,  $s$  ed  $a$  sono costanti che caratterizzano l'ammasso roccioso.

La resistenza a compressione uniassiale,  $\sigma_c$ , può essere determinata da prove di laboratorio su campioni di roccia intatta oppure, in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek et al., 1992).

Per quanto riguarda le costanti  $m_b$ ,  $s$  ed  $a$ , Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) hanno proposto le seguenti relazioni con l'indice GSI:

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

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

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

in cui  $m_i$  è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura, e  $D$  è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso (0 per un ammasso indisturbato, 1 per un ammasso molto disturbato).

La stima del modulo elastico dell'ammasso è stata effettuata utilizzando invece la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

Nelle verifiche geotecniche si è preferito far riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, più noto e più diffuso rispetto a quello di Hoek. I parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito) sono stati determinati linearizzando la curva di Hoek e Brown con la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002) ed implementata nel programma RocLab v. 1.032, considerando un pendio di altezza media pari a 30m. Per la valutazione dei parametri di resistenza si è fatto riferimento cautelativamente ai valori minimi dell'indice GSI.

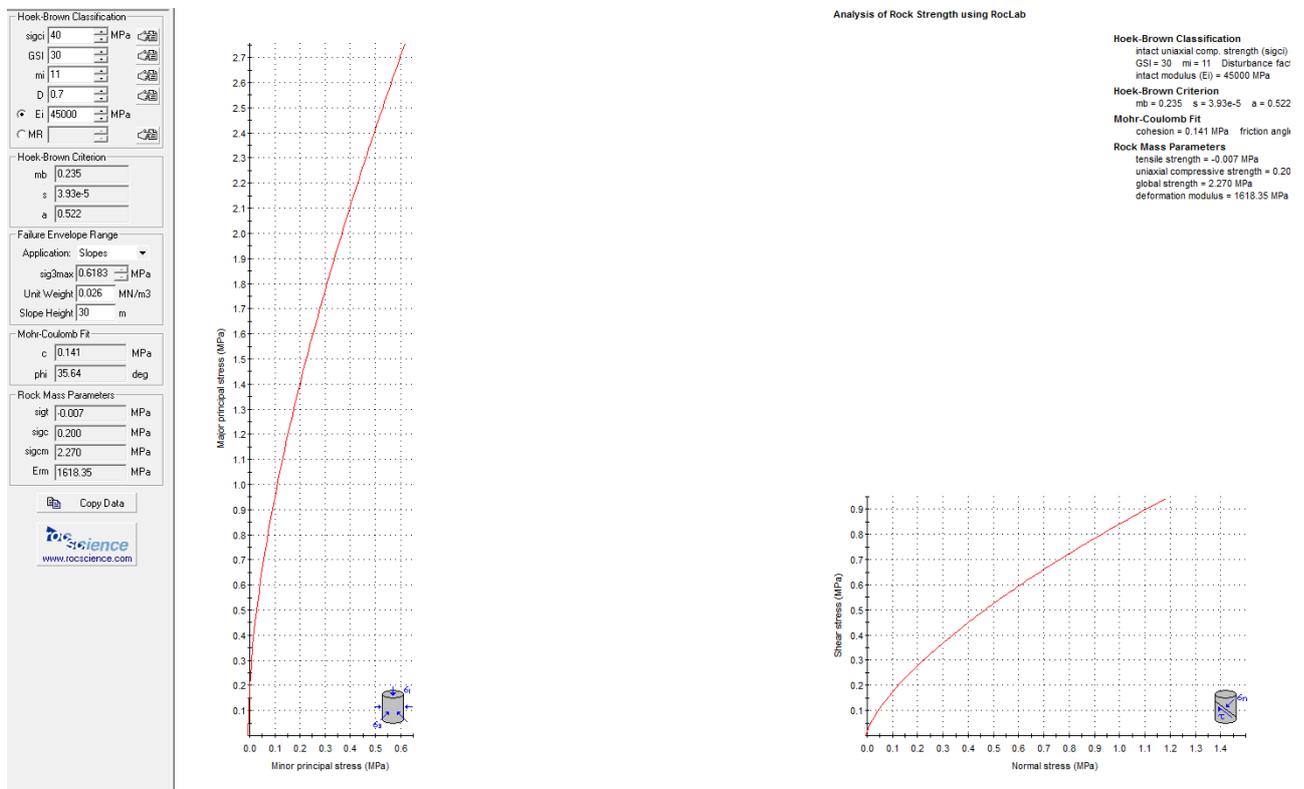


Figura 11: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 140 kPa ed un angolo di attrito di 35° circa mentre il modulo elastico dell'ammasso è risultato essere pari a circa 1600 MPa (Figura 11).

Le prove di laboratorio relative alla determinazione dei parametri fisici hanno permesso di individuare un peso dell'unità di volume del materiale roccioso pari a circa 26,5 kN/m<sup>3</sup>.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

## 5 BIBLIOGRAFIA

Centamore E., Dramis F. (2010): Note illustrative della Carta Geologica D'Italia alla scala 1:50000, Foglio 358, Pescorocchiano. Servizio Geologico d'Italia, Roma.

Bieniawski Z.T. (1989) - Engineering rock mass classifications. New York, Wiley;

Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum, B. (2002) - Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002;

Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics.

**Chieti, marzo '18**