



REGIONE LIGURIA

**autostrade // per l'italia**

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA  
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

**PROGETTO DEFINITIVO**

GALLERIE NATURALI

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE GEOMECCANICA

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE  
SPECIALISTICA**

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N.1154

**RESPONSABILE UFFICIO TUN**

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Sara Frisiani  
Ord. Ingg. Genova N. 9810A

**CAPO COMMESSA**

**IL DIRETTORE TECNICO**

Ing. Maurizio Torresi  
Ord. Ingg. Milano N. 16492

**RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA  
TECNICA E PROGETTAZIONE**

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	2	STPTUN	0002	—	—			

	<b>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA</b> Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : —
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : —
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  R.U.P. — Ing. Andrea Frediani	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

**Gallerie Naturali**

**FONTANABUONA E CARAVAGGIO**

**Relazione Geomeccanica**

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
2.1	ELABORATI PROGETTUALI .....	5
2.2	STUDI PRECEDENTI.....	5
2.2.1	<i>Elaborati e studi precedenti .....</i>	<i>5</i>
2.3	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI .....	7
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, STRATIGRAFICO E IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>10</b>
3.1	STRATIGRAFIA DEL SUBSTRATO.....	10
3.1.1	<i>Unità Tettonica Antola .....</i>	<i>10</i>
3.1.1.1	Formazione di Antola.....	11
3.2	UNITÀ TETTONICHE LIGURI INTERNE .....	12
3.2.1.1	Unità Tettonica Portello .....	12
3.2.1.2	Unità Tettonica Gottero.....	13
3.3	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE .....	18
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E PROBLEMATICHE GEOLOGICHE .....</b>	<b>19</b>
<b>5</b>	<b>CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA .....</b>	<b>21</b>
5.1	PREMESSE .....	21
5.2	AMMASSO ROCCIOSO COME MEZZO CONTINUO EQUIVALENTE.....	24
5.3	AMMASSO ROCCIOSO COME MEZZO DISCONTINUO.....	31
5.4	ARGILLE CONSISTENTI .....	32
5.5	TERRENI STRUTTURALMENTE COMPLESSI .....	38
5.6	L'IMPIEGO DELL'INDICE GSI.....	49
5.7	LINEE GUIDA PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICO.....	52
<b>6</b>	<b>DATI DI BASE .....</b>	<b>60</b>

6.1	INDAGINI E PROVE IN SITO .....	60
6.1.1	<i>Indagini 2011</i> .....	60
6.1.2	<i>Indagini 2013</i> .....	64
6.1.3	<i>Condizioni Idrologiche</i> .....	66
6.1.3.1	Piezometri.....	66
6.1.3.2	Prove di permeabilità .....	70
6.1.4	<i>Prove Pressiometriche</i> .....	72
6.1.5	<i>Prove Dilatometriche</i> .....	74
6.1.6	<i>Prospezioni sismiche</i> .....	77
6.1.6.1	Prove Cross-Hole .....	77
6.1.6.2	Sismica a rifrazione .....	82
6.2	PROVE DI LABORATORIO.....	82
<b>7</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA.....</b>	<b>83</b>
7.1	ARDESIE DI MONTE VERZI .....	83
7.2	CALCARI MARNOSI DEL MONTE ANTOLA.....	88
7.3	FORMAZIONE DI MONTE LAVAGNOLA .....	94
<b>8</b>	<b>CONDIZIONI GEOMECCANICHE LUNGO LE GALLERIE .....</b>	<b>95</b>
8.1	GALLERIA FONTANABUONA .....	96
8.2	GALLERIA CARAVAGGIO.....	98
<b>9</b>	<b>STATO TENSIONALE PRESENTE IN SITO .....</b>	<b>100</b>
<b>10</b>	<b>CONDIZIONI GEOMECCANICHE E PROGETTAZIONE DELLE GALLERIE .....</b>	<b>103</b>
10.1	ENTITÀ DELLE DEFORMAZIONI DIAMETRALI E LONGITUDINALI .....	103
<b>11</b>	<b>RACCOMANDAZIONI PER IL PROGETTO ESECUTIVO.....</b>	<b>107</b>
<b>12</b>	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>109</b>

## 1 PREMESSA

Il presente documento ha lo scopo di definire la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraverso la definizione di parametri di riferimento per la valutazione della stabilità delle strutture interessate dal progetto definitivo dalle gallerie naturali Caravaggio prevista tra le progressive chilometriche 0+475.10 e 2+526.13 e Fontanabuona prevista tra le progressive chilometriche 2+670.00 e 5+223.01 che permetteranno di collegare la Valle Fontanabuona con il golfo di Rapallo mediante l'innesto con l'autostrada A12 Genova – Roma.

Tale collegamento permetterà di aprire uno sbocco verso l'entroterra appenninico per la zona di Rapallo e Santa Margherita, finora chiusa dalla cerchia delle montagne molto vicine al mare. La Valle Fontanabuona, nota ai geologi appenninici più spesso come Val Lavagna, percorsa dalla strada statale 225, ha uno sviluppo tendenzialmente parallelo alla costa ligure orientale e da questa è separata da un lungo allineamento di monti che si stacca in corrispondenza della Passo della Scoffera e finisce in mare a Chiavari.

Il tracciato delle gallerie Caravaggio si estende per uno sviluppo totale di 2103.92m di cui 2091.82m coperti e 2051.03 in naturale, mentre quello della galleria Valfontanabuona si estende per uno sviluppo totale di 2594.43m di cui 2584.75m coperti e 2553.01 in naturale.

Tale opera presenta un volume di scavo medio pari a circa 165m<sup>3</sup>/m.

La presente relazione si basa sull'esame degli elaborati geologici redatti per il Progetto Preliminare e Definitivo, dei rilievi geostrutturali e della documentazione geognostica, delle prove in sito e di laboratorio eseguite.

Partendo dalle evidenze derivanti dalle condizioni su macro scala, sulla base dei dati disponibili derivanti dalle indagini di dettaglio e delle prove condotte sui materiali, vengono dunque definiti i parametri progettuali in relazione al tipo di opere in funzione della loro condizione tensionale di riferimento.

In particolare saranno distinte le condizioni relative alla galleria naturale, distinte da quelle per gli imbocchi, trattati in apposito elaborato a cui si rimanda.

## **2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 ELABORATI PROGETTUALI**

1. SPEA Autostrade S.p.A. – Collegamento tra la Valle Fontanabuona e l'Autostrada A12: Genova-Roma. Progetto Preliminare gallerie naturali Fontanabuona e Caravaggio. Relazione Geomeccanica. OTTOBRE 2011
2. SPEA Autostrade S.p.A. – Collegamento tra la Valle Fontanabuona e l'Autostrada A12: Genova-Roma. Progetto Preliminare gallerie naturali Fontanabuona e Caravaggio. Relazione Geologica. OTTOBRE 2011
3. SPEA Autostrade S.p.A. – Collegamento tra la Valle Fontanabuona e l'Autostrada A12: Genova-Roma. Progetto Preliminare gallerie naturali Fontanabuona e Caravaggio. Planimetria, Profilo e Sezioni Geologicche. OTTOBRE 2011
4. Campagna indagini effettuata in fase di progettazione preliminare
5. Campagna indagini effettuata prima della fase di Progetto Definitivo

### **2.2 STUDI PRECEDENTI**

#### **2.2.1 Elaborati e studi precedenti**

1. SVILUPPO GENOVA, STUDIO GEOLOGICO. Rapporto geologico di fattibilità preliminare – soluzione C1. Doc. C121/SDF/R014.
2. GIAMMARINO S., GIGLIA G., CAPPONI G., CRISPINI L., PIAZZA M (2002) - Carta geologica della Liguria in scala 1:200000. SELCA Firenze
3. PROVINCIA DI GENOVA – Piano stralcio di Bacino per il Rischio Idrogeologico – Ambito 15. Redatto ai sensi del comma 1 dell'art. 1 del d.l. 180/98 ("Decreto Sarno"). Area 06 Difesa del Suolo, Opere Ambientali e Piani di Bacino.

4. PROVINCIA DI GENOVA – Piano di Bacino Stralcio per il Rischio Idrogeologico – Torrente Lavagna. Redatto ai sensi del comma 1 dell’art. 1 del d.l. 180/98 (“Decreto Sarno”). Area 06 Difesa del Suolo, Opere Ambientali e Piani di Bacino.
5. PROVINCIA DI GENOVA – Piano di Bacino Stralcio sul Bilancio Idrico – Bacino del Torrente Entella. Redatto ai sensi dell’art. 91 del l.r. 18/99 e adottato con D.C.P. n. 6 del 13/02/08. Area 06 Difesa del Suolo, Opere Ambientali e Piani di Bacino.
6. REGIONE LIGURIA (2006) – Carta geologica “Chiavari” – Tavoletta Chiavari-Recco. [www.regioneliguria.it](http://www.regioneliguria.it)
7. REGIONE LIGURIA (2006) – Carta geologica regionale (CARG) – 1:25000 Tavola 214.2 – “Cicagna”.
8. SERVIZIO GEOLOGICO ITALIANO (1968) – Carta geologica d’Italia, scala 1:100000, F°82 Rapallo 2° ed.
9. SERVIZIO GEOLOGICO ITALIANO (1994) – Carta geomorfologica d’Italia – 1:50000 Guida al rilevamento. A cura del Gruppo di Lavoro per la cartografia geomorfologica. Progetto CARG. Quaderni serie III, vol. 4, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
10. SERVIZIO GEOLOGICO ITALIANO (1995) – Carta idrogeologica d’Italia – 1:50000 Guida al rilevamento ed alla rappresentazione. Progetto CARG. Quaderni serie III, vol. 5, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
11. TERRANOVA R. (1969) – Il traforo di Montallegro per il collegamento fra la Valle Fontanabuona e il Golfo di Rapallo. Mem. Soc. Geol. It., vol. VIII, pp 57-62, 4 ff.
12. TERRANOVA R. (1969) – Le condizioni geologiche e geomorfologiche della zona interessata dal traforo della Spinarola. Atti del primo convegno internazionale sui problemi tecnici nella costruzione di gallerie.
13. TERRANOVA R. (1996) – Le cave di ardesia in Liguria: geologia, coltivazioni, lavorazioni e utilizzazioni. Mem. Soc. Geol. It., 51.

### 2.3 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI

1. Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni". G.U. 4 Febbraio 2008.
2. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 G.U. 26 febbraio 2009.
3. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
4. Istruzioni relative alle "Norme tecniche 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
5. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on standardization of laboratory and field tests (1971), Suggested methods for determining the slaking, swelling, porosity, density and related rock index properties. Int. Soc. Rock Mech. secretary, Lisbon. 10-14
6. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on "Definition of the most promising lines of research" (1971), Final report. Int. Soc. Rock Mech. secretary, Lisbon.
7. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on standardization of laboratory and field tests (1972), Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength of rock materials and the point load strength index. Committee on laboratory tests. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon.
8. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Terminology, Symbols and Graphic Representation.(1975), Terminology. Int. Soc. Rock Mech. secretary, Lisbon.



9. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on standardization of laboratory and field tests (1978), Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 15, No. 6, pp. 319-368.
10. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on classification of rocks and rock masses (1980), Basic geotechnical description of rock masses., *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 18, pp. 85-110.
11. International Society for Rock Mechanics (ISRM) working groups (1981), Rock characterization, testing and monitoring, Brown E.T., editor, Pergamon Press, New York, 211 pp.
12. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1981), Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock material, *Int. Soc. Rock Mech.*, secretary, Lisbon., 5 pp.
13. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on swelling rock (1983), Characterization of swelling rock, *Int. Soc. Rock Mech.* secretary, Lisbon.
14. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1985), Suggested method for determining point load strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 22, pp. 51-60.
15. International Society for Rock Mechanics, Commission on testing methods (1989), Suggested method for large scale sampling and triaxial testing of jointed rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, Vol. 26, No. 5, pp. 427- 434.
16. International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on failure mechanisms around underground excavations, First report (1989), Observations, researches and recent results about failure mechanisms around single galleries, *Int. Soc. Rock Mech.* secretary, Lisbon. 10-15
17. EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”
  - Part 1: General rules.

- Part 2: Standards for laboratory testing.
- Part 3: Standards for field testing.

18. ASTM D4253 “Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table”.

19. ASTM D4254 “Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density”.

20. ASTM D1557 “Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort”.

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, STRATIGRAFICO E IDROGEOLOGICO

L'attività di studio geologico, geomorfologico e strutturale, è stata eseguita perseguendo una filosofia orientata alla definizione delle entità presenti sul territorio non solo dal punto di vista geologico e deposizionale in senso stretto, ma già orientata alla suddivisione dei materiali in scavo e delle zone al contorno sulla base del possibile comportamento allo scavo. Per le unità tettoniche presenti nel territorio, è stata effettuata una suddivisione in base non solo ai materiali presenti, ma anche in relazione alla continuità areale dei corpi costituenti.

#### 3.1 STRATIGRAFIA DEL SUBSTRATO

Gli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dal progetto appartengono nel complesso al *Dominio dei Flysch Appenninici*, costituito da unità bacinali di età cretacea, sia di bacino profondo che flyschoidi. Le unità, in apparenza molto omogenee dal punto di vista litologico e tessiturale, sono state in passato trattate come un unico insieme denominato "Argille a Palombini" o "Flysch di Busalla". Studi recenti hanno contribuito a definire una migliore suddivisione delle unità che, sebbene difficoltosa sul campo, consente una migliore analisi della struttura geologica. I due principali raggruppamenti sono stati definiti *Unità Liguridi Interne* e *Unità Liguridi Esterne*, con riferimento alla posizione paleogeografica rispetto al bacino; ogni unità principale è costituita da più Unità Tettoniche, di cui solo alcune affiorano nell'area esaminata, ed ogni unità tettonica può contenere più formazioni. A tali unità si sovrappone poi l'*Unità Tettonica Antola* di incerta attribuzione paleogeografica.

##### 3.1.1 Unità Tettonica Antola

In Appennino settentrionale l'Unità Antola si trova al tetto dell'edificio a falde affiorante nell'area considerata il confine tra Alpi ed Appennino. Questa unità è tradizionalmente attribuita alle Liguridi Esterne, interpretabile come espressione del bacino oceanico ligure - piemontese e della sua transizione al margine continentale della placca Adria. La corrispondenza di sequenza e di intervalli biostratigrafici documentati fa correlare l'unità a quella del Flysch ad elmintoidi (Unità di M. Cassio) affiorante in Appennino settentrionale esterno, suggerendo che l'unità del M. Antola sia collocabile tra le successioni flyschoidi

del bacino ligure esterno. Questa correlazione implica che per raggiungere l'attuale livello strutturale al tetto della catena nord-appenninica l'Unità di Antola deve aver subito una antica fase tettonica Europa - vergente. Tuttavia, l'Unità Antola, caratterizzata da più deformazioni plicative sviluppatesi in assenza di metamorfismo, si trova al di sopra delle Unità Liguri Interne e per questo motivo sulla sua collocazione paleogeografica esistono ipotesi discordanti.

Nell'area rilevata l'Unità di Antola non presenta la classica formazione del complesso basale (Argillite di Montoggio), che risulta elisa dal piano di scorrimento basale, e si esprime con i depositi torbiditici carbonatici intermedi, il Flysch di Monte Antola vero e proprio, o meglio Formazione di Monte Antola secondo la notazione approvata per la cartografia CARG. Le giaciture sono mediamente vergenti verso i quadranti meridionali, disturbate da pieghe ad ampio raggio ed ondulazioni a scala metrica.

### **3.1.1.1 Formazione di Antola**

L'Unità è costituita da sequenze di torbiditi carbonatiche, in prevalenza calcareo-marnose, talvolta siltose, con orizzonti fini prevalentemente marnosi, calcareniti e calcareniti marnose grigio chiare, biancastre in alterazione, marne e marne calcaree in strati planari, da decimetrici fino a plurimetrici, intercalati da strati marnosi e siltitici, ed in misura minore argillitici, in strati centimetrici fino a decimetrici. Il rapporto calcareniti/siltiti è mediamente pari a 13:1 (Campaniano medio-superiore).

Negli orizzonti calcareo-marnosi più massivi il disturbo tettonico rende di difficile lettura la stratificazione, usualmente ben evidente. Il comportamento rigido degli orizzonti calcarei è manifesto nelle aree di cerniera dove sono frequenti fratture radiali, quasi sempre suturate da calcite. Gli orizzonti calcarei basali immediatamente soprastanti alla di Formazione di Val Lavagnola, con spessore metrico, sono normalmente di elevato spessore e fratturati; mostrano buon rilievo morfologico sulle creste (passo Spinarola, Serra e sulle creste in Val Liteglia); il contatto con la Formazione di Val Lavagnola è spesso marcato anche da un netto cambio di pendenza morfologicamente evidente. Le falde di detrito generate dalle pareti, soprattutto in condizioni di paleotopografia favorevole, possono superare lo spessore verticale di 15 m. Dove non direttamente interessati da disturbi tettonici gli ammassi rocciosi si presentano in buone condizioni. In quest'area sono rare le sorgenti

impostate nella formazione di Antola, e sono legate alla presenza di disturbi tettonici locali che unitamente ai livelli più marnosi generano soglie di permeabilità.

### **3.2 UNITÀ TETTONICHE LIGURI INTERNE**

#### **3.2.1.1 Unità Tettonica Portello**

L'Unità tettonica Portello è stata definita nell'ambito dei rilievi CARG, e viene indicata affiorante nel settore compreso fra i paesi di Montebruno, Barbagelata, Torriglia e Bargagli, lungo tutta l'alta Val Trebbia, fino al Passo del Portello verso sud e fino al Lago del Brugneto a nord. Essa si trova geometricamente compresa fra l'Unità Vermallo e l'Unità Antola con cui viene a contatto attraverso un importante sovrascorrimento caratterizzato dalla presenza di scaglie tettoniche visibili nella zona di Torriglia lungo la strada per Garaventa. L'assetto tettonico dell'Unità Portello è sostanzialmente normale anche se non manca la presenza di settori a giacitura rovesciata. Lo spessore totale apparente è di circa 750 m.

L'Unità Portello era stata fino ad oggi cartografata parzialmente come Scisti di Val Lavagna e Formazione di Ronco (Unità Gottero) e parzialmente come complesso di base dell'Unità Antola dagli Autori del F.83 Rapallo della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (Servizio Geologico d'Italia, 1968). Secondo Marini (1992) la successione di questa unità fa parte del settore NW della successione dell'Unità Gottero, ed è quindi parzialmente eteropica dell'insieme Scisti Zonati-Arenarie di Monte Gottero. In un lavoro precedente Marini, (1990) interpretava gran parte dell'Unità Portello come "Elemento delle Ardesie".

Nell'area rilevata include la sola Formazione di Monte Lavagnola presente come una scaglia di spessore ridotto ad alcune decine di metri pinzata tra il sovrascorrimento basale della formazione di Monte Antola e la successione inclusa nell'Unità Tettonica Gottero.

#### **Formazione di Monte Lavagnola**

La Formazione di Monte Lavagnola di nuova istituzione, è stata cartografata in passato in varie altre unità incluse le Argilliti di Montoggio. La posizione geometricamente sovrastante della Formazione di Monte Lavagnola rispetto alla Formazione di Ronco, il sostanziale

assetto diritto dell'unità tettonica e la presenza di detrito ofiolitico portano però ad escludere questa possibilità.

La Formazione di Monte Lavagnola rappresenta il deposito di chiusura della successione ed è costituita da un insieme di torbiditi sottili a composizione silicoclastica e di pebbly mudstone, pebbly sandstone, e slide block riferibili principalmente alla formazione delle Argille a Palombini.

Dove la formazione è meglio sviluppata e meno tettonizzata si individuano torbiditi a composizione silicoclastica costituite da alternanze di strati sottili di siltiti ed arenarie finissime con strati medi e spessi di peliti prive di CaCO<sub>3</sub>. Gli strati non mostrano una buona continuità laterale anche alla scala dell'affioramento. Lo spessore di queste torbiditi è generalmente sottile ed il rapporto a/p è <1. La composizione silicoclastica degli strati più grossolani è caratterizzata principalmente dalla presenza di frammenti monocristallini di quarzo, feldspati e fillosilicati.

Associati a questa formazione sono presenti corpi di pebbly-mudstone e pebbly-sandstone derivati principalmente da una sequenza ofiolitica e dalla relativa copertura sedimentaria. Sono presenti inoltre lenti di argilliti varicolori e di sporadici clasti e blocchi di arenarie riferibili alle Arenarie di Monte Gottero. Lo spessore massimo riconosciuto è di 150 m. Nell'area rilevata sono stati individuati svariati affioramenti sotto al sovrascorrimento della Formazione di Monte Antola, in particolare al Passo di Spinarola, in Val Liteggia e a Serra dove è poco visibile per l'alterazione. Sono prevalenti facies fini costituite da argilloscisti nerastri, di colore grigio verde in alterazione, fittamente laminati e intensamente tettonizzati. Gli affioramenti sono di ridotte dimensioni ed indicano uno spessore massimo di circa 90 metri.

### **3.2.1.2 Unità Tettonica Gottero**

L'Unità tettonica Gottero è costituita da una spessa successione sedimentaria che comprende le Argille a Palombini (Santoniano) che passano stratigraficamente a depositi torbiditici silicoclastici e carbonatici rappresentati dagli Scisti Mangesiferi (Santoniano - Campaniano inferiore), dalle Ardesie di Monte Verzi (Campaniano inferiore), dagli Scisti Zonati (Campaniano superiore -Maastrichtiano inferiore) e dalle Arenarie del Monte Gottero (Maastrichtiano inferiore -Paleocene inferiore). A differenza delle cartografie

preesistenti, nella cartografia CARG utilizzata come riferimento gli Scisti Manganesiferi e le Ardesie di Monte Verzi sono stati elevati al rango di formazioni, appartenenti al Gruppo degli Scisti della Val Lavagna.

L'Unità Gottero è tettonicamente sormontata dall'Unità Portello, tramite un contatto tettonico a basso angolo. Nell'area rilevata il contatto tra le unità considerate in successione stratigrafica, le Ardesie di Monte Verzi e gli Scisti Manganesiferi, appare in realtà tettonico poiché è costituito da un piano a basso angolo rispetto alla stratificazione, sostanzialmente parallelo al clivaggio principale. Nel settore più orientale del rilievo il piano si mostra parallelo alla stratificazione. La successione stratigrafica dell'Unità Gottero, e più in generale quella delle Unità Liguri Interne, è stata interpretata come il risultato della sedimentazione pelagica e quindi torbidityca di mare profondo al di sopra della litosfera oceanica del Dominio oceanico Ligure-Piemontese rappresentata dalla sequenza ofiolitica giurassica. All'interno dell'Unità Gottero, per motivi legati alla evoluzione tettonica successiva, risulta bene sviluppata solo la parte torbidityca della successione, mentre è meno sviluppata la successione emipelagica limitata alle sole Argille a Palombini. A causa dell'intensa tettonizzazione questa successione presenta degli spessori difficilmente valutabili che comunque possono essere stimati tra i 1500 e i 2000 m. Le formazioni presenti nell'area, cioè Argille a Palombini, Scisti Manganesiferi e Ardesie di Monte Verzi, vengono attribuite dagli Autori alla Sottounità Tettonica Ramaceto, che chiaramente alla scala del rilievo non è possibile né definire né identificare, e vengono frequentemente raggruppate sotto la definizione "Gruppo degli Scisti della Val Lavagna".

### **Argille a Palombini**

Le Argille a Palombini affiorano estesamente nel fondovalle dell'alta Val Lavagna dove lo spessore massimo apparente di questa formazione non supera i 200 m, ma non sono presenti nel tratto interessato dal rilevamento.

Le caratteristiche litostratigrafiche di questa formazione sono del tutto comparabili a quelle descritte per le Argille a Palombini dell'Unità Portello. Anche nelle Argille a Palombini dell'Unità Gottero, alla base degli strati più spessi sono stati riconosciuti frammenti carbonatici solitamente costituiti da grainstone a peloidi, ooliti e bioclasti. In modo

subordinato sono presenti granuli monocristallini di quarzo, feldspati, fillosilicati e frammenti di quarzo micro- e finecristallino.

Le torbiditi silicoclastiche diventano sempre più frequenti quando ci si avvicina al contatto con la Formazione degli Scisti Mangesiferi che secondo marroni & Perilli (1990) è di tipo stratigrafico. La parte basale degli Scisti Mangesiferi (base del Gruppo degli Scisti di Val Lavagna) è per lo più costituito da questo tipo di torbiditi.

### **Scisti Mangesiferi**

La Formazione degli Scisti Mangesiferi (parzialmente riferibili al Membro di Scurtabò, (Braga et alii, 1973 ) nonché alle Argilliti di Montanesi, (Marini, 1990) affiora estesamente in Val Lavagna nel settore compreso fra i paesi di Carasco e Gattorna, con spessori fino a 300 m. Sono costituiti da una successione torbiditica pelitico-arenacea a composizione quasi esclusivamente silicoclastica; macroscopicamente gli affioramenti presentano dominanza di metasiltiti grigio-verdastre fittamente laminate con subordinate intercalazioni di metaareniti fini in strati decimetrici. Livelli di contenuto carbonatico evidente sono collegati a concrezioni di tipo post-deposizionale. Sono tuttavia presenti anche rari livelli arenitici misti o a matrice carbonatica, con spessore fino a decimetrico. Il limite inferiore della formazione è dato dal contatto con la Formazione delle Argille a Palombini mentre il limite superiore è dato dal contatto con le Ardesie di Monte Verzi. L'intera successione, che mostra spessori apparenti di almeno 400m, è caratterizzata da un trend coarsening upward molto netto.

La parte basale della successione è caratterizzata da strati torbiditici con spessori da sottile a spesso che possono raggiungere e superare il metro. Il rapporto a/p è sempre minore di 1 e le granulometrie delle basi torbiditiche sono sempre comprese fra l'arenite fine e finissima. La continuità laterale è buona per gli strati più spessi, mentre non è valutabile per gli strati più sottili a causa di una intensa deformazione tettonica. Sono state riconosciute concrezioni all'interno della frazione pelitica in livelli di concentrazione dei carbonati dello spessore massimo di qualche cm. Deve essere messa in evidenza, in questa parte basale della successione, la presenza diffusa di patine mangesifere che conferiscono il tipico aspetto ed il nome a questa formazione.



In letteratura viene riportata una composizione delle areniti fini dominata da granuli di quarzo ed in modo subordinato da feldspati e fillosilicati, con selezione buona e molto buona, l'arrotondamento dei granuli di quarzo è sempre molto elevato ed i processi di silicizzazione sono piuttosto diffusi; in corrispondenza l'aspetto tende a ricordare quello dei diaspri. La microfacies risulta del tutto confrontabile con quella osservata negli strati silicoclastici che caratterizzano il tetto delle Argille a Palombini.

La parte media e superiore della successione è caratterizzata da un graduale aumento della granulometria massima che passa da fine a media ed in alcuni casi a medio-grossolana. La frazione arenitica di questi strati silicoclastici è classificabile come arcose o subarcose e la composizione modale è confrontabile con quella delle Arenarie di Monte Gottero. Lo spessore degli strati non aumenta molto mentre il rapporto a/p aumenta e si avvicina ad 1.

L'età Santoniano superiore-Campaniano inferiore attribuita agli Scisti Manganesiferi è stata ricavata indirettamente da Marroni & Perilli (1990) in base all'età delle Argille a Palombini e delle sovrastanti Ardesie di Monte Verzi.

Gli Scisti Manganesiferi affiorano diffusamente in tutto il fondovalle del Torrente Lavagna e nel tratto inferiore del Torrente Liteglia. Al di fuori delle incisioni dei rii e dei tagli stradali l'unità si presenta intensamente pedogenizzata, con coperture dei suoli fino a 3 m ed un orizzonte C ben sviluppato, superiore al metro.

Secondo gli Autori di riferimento (Elter, Marroni & Pandolfi, in stampa) in generale il limite superiore di questa formazione risulta di difficile collocazione a causa di un passaggio alle Ardesie di Monte Verzi molto graduale. Nell'area rilevata sembra essere invece generalmente più netto; in particolare nella parte occidentale, dalla valle del Torrente Liteglia fino alla cresta del passo Spinarola; qui oltre ad essere più netto è discordante rispetto all'giacitura generale, e sembra piuttosto avere una geometria riferibile al sistema di clivaggio principale.

## **Ardesie di Monte Verzi (AMV)**

Si tratta di torbiditi pelitico-arenacee caratterizzate dall'alternanza di strati silicoclastici medio spessi e strati calcareo-marnosi spessi e molto spessi, questi ultimi noti con il nome di "Ardesie" o "Lavagna".

La formazione delle Ardesie di Monte Verzi, presenta uno spessore di circa 400 m ed appartiene alla Sottounità Capenardo che affiora su entrambi i lati della media e bassa Val Lavagna. La base della successione è caratterizzata dal passaggio stratigrafico con gli Scisti Mangesiferi, mentre il tetto mostra un passaggio stratigrafico graduale con gli Scisti Zonati (Casnedi, 1982). Nell'area rilevata il limite inferiore è piuttosto netto e in buona parte ripreso dalla tettonica, mentre il limite superiore non è mai visibile, in quanto eliso dal piano basale di sovrascorrimento dell'Unità Tettonica Portello, con la formazione di Monte Lavagnola interposta tra le Ardesie di Monte Verzi e la Formazione di monte Antola, La successione stratigrafica delle Ardesie di Monte Verzi è caratterizzata dalla presenza di due differenti tipi di strato torbiditico: uno a composizione silicoclastica ed uno a composizione calcareo-marnosa. La litofacies tipica è data dall'interferenza di questi due tipi di strato mentre le differenti litofacies riconosciute al suo interno (Marini, 1993) derivano dalle diverse combinazioni fra questi due tipi di strato prodotte dalle variazioni nella sedimentazione dei due differenti tipi di torbiditi.

Gli strati silicoclastici presentano una composizione della frazione arenitica del tutto comparabile con quelle degli Scisti Mangesiferi e delle Arenarie di Monte Gottero. Il trend coarsening upward riconosciuto negli Scisti Mangesiferi prosegue all'interno di questa litofacies, relativamente agli strati a composizione silicoclastica, e si assiste ad un ulteriore cambiamento delle facies indicative di ambienti sempre più prossimi all'area sorgente. Lo spessore di questi strati varia da sottile a spesso, ma sono presenti anche strati di spessore nettamente superiore al metro (fino a 5m nelle sezioni di Monte Verzi e di Orero). Il rapporto a/p è generalmente minore o molto minore di 1.

Gli strati di "ardesie" si riconoscono facilmente per la presenza di una frazione pelitica a composizione calcareo-marnosa molto potente e nettamente prevalente sulla frazione arenitica ( $a/p \ll 1$ ). Lo spessore degli strati varia da medio a spesso fino a molto spesso (alcuni strati sfruttati per l'estrazione dell'ardesia superano i 10 m). La frazione arenitica ha granulometria che difficilmente raggiunge la taglia dell'arenite media, solitamente si tratta

di areniti fini o finissime. La composizione di questi strati è di tipo misto dominata da quarzo e fillosilicati monocristallini, ma con presenza importante di frammenti carbonatici micritici (>20% dell'ossatura) del tutto assenti negli strati silicoclastici. Il tetto della frazione pelitica è talvolta caratterizzato da livelli emipelagici di spessore < 5 cm privi di CaCO<sub>3</sub>.

L'età di questa successione è stata determinata da Marroni & Perilli (1990) nella località tipo in base a una ricca associazione a Nannofossili Calcarei provenienti dalla frazione pelitica delle ardesie. In base a questa associazione le Ardesie di Monte Verzi possono essere considerate come non più vecchie del Campaniano inferiore.

### 3.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

In base al diverso grado di permeabilità dei materiali, le unità litotecniche precedentemente descritte sono state caratterizzate anche dal punto di vista idrogeologico; in particolare si distinguono:

- materiale di origine antropica (riporto, terrapieni, rilevati ecc.): sono terreni permeabili per porosità con coefficienti che dipendono dalle granulometrie prevalenti, generalmente da medi ad elevati;
- terreni alluvionali a granulometria eterogenea con significativa componente grossolana e fine: presentano coefficienti di permeabilità dipendenti dalle classi granulometriche prevalenti e risultano caratterizzati da acquiferi a produttività diversificata in relazione all'estensione e allo spessore dei depositi;
- terreni di copertura, laddove presentano spessore superiore a 2 m: sono terreni permeabili per porosità con coefficienti da medi a bassi e risultano caratterizzati da acquiferi con trasmissività limitata e produttività nulla o solo localmente significativa;
- materiali prevalentemente calcarei e calcareo-marnosi (Formazione di Monte Antola): presentano un grado da medio a basso e una circolazione sotterranea, sia lungo le discontinuità caratteristiche sia per localizzati fenomeni di dissoluzione chimico-fisica nei livelli calcarei particolarmente puri;
- materiali prevalentemente argillitici (Formazione delle Ardesie di Monte Verzi e degli Scisti Manganesiferi): anche sotto il profilo del comportamento idrogeologico le Ardesie e gli Scisti si possono ritenere simili, con un grado di permeabilità globale da basso a

molto basso e una circolazione sotterranea limitata a localizzate condizioni di marcata fratturazione.

Per quanto si riferisce ai rapporti fra le due gallerie e le condizioni idrogeologiche del sottosuolo, constata l'assenza di ragguardevoli bacini imbriferi o di possibilità di dispersioni di acque da parte di fiumi o di laghi nella zona soprastante al tracciato, e data d'altra parte la presenza di intercalazioni calcaree ed arenacee fratturate, si può ritenere, in via preliminare, che vi saranno portate modeste e comunque tali da non creare seri ostacoli agli avanzamenti.

#### **4 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E PROBLEMATICHE GEOLOGICHE**

La galleria Caravaggio, di lunghezza pari a circa 2100 m, verrà scavata interamente all'interno delle sequenze calcareo marnose appartenenti alla Formazione di Monte Antola, sotto ricoprimenti massimi di circa 400 m.

Le giaciture dei piani di strato, mediamente orientate verso Sud, sono frequentemente legate a pieghe isoclinali alla mesoscala con assi orientati grossomodo E-W.

In tale tratto, alle progr. km 1+310, 1+570, 2+360 e 2+385 circa verranno attraversate 4 zone di faglia a giacitura subverticale e direzioni NNE-SSW per le prime due e E-W le rimanenti in corrispondenza delle quali è prevedibile lo sviluppo di una fascia di intensa fratturazione e cataclasi di ampiezza deca metrica.

Per quanto concerne gli aspetti applicativi connessi allo scavo della galleria in progetto si evidenzia che le buone caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso oggetto di escavazione non porranno particolari problemi essendo caratterizzato da una risposta deformativa rapidamente evolvente in campo plastico in condizioni di fronte stabile in cui si potranno tuttavia avere problematiche connesse al distacco di blocchi lapidei isolati dal reticolo fessurativo. Problematiche legate fenomeni di instabilità del fronte e del cavo si potranno avere nei tratti di attraversamento delle fasce tettonizzate. Tra le progr. km 2+250 e 2+650 circa è previsto l'attraversamento di un asse vallivo che verrà risolto con un rilevato ed adeguate opere idrauliche.

Tra le progr. km 2+660 e km 5+330 circa il tracciato si svilupperà nuovamente in sotterraneo (galleria Fontanabuona) interessando dapprima nuovamente le sequenze calcareo-marnose della Formazione di Monte Antola, poi, dalla progr. km 5+030 le Argilliti grigio scuro della Formazione di Monte Lavagnola e quindi, a partire dalla progr. km 5+080 circa le successioni di marne calcaree appartenenti alla Formazione delle Ardesie di Monte Verzi. Il passaggio tra le due formazioni si attua a mezzo di un piano di sovrascorrimento a vergenza settentrionale con immersione verso i quadranti meridionali lungo il quale risulta pinzata una scaglia tettonica di estensione pari a circa 80 m di meta-siltiti e meta-argilliti appartenenti alla Formazione di Monte Lavagnola intensamente tettonizzate. Alla progr. km 4+265 circa verrà attraversata una zona di faglia a giacitura subverticale e direzione E-W in corrispondenza della quale è prevedibile lo sviluppo di una fascia di intensa fratturazione e cataclasi di ampiezza deca metrica.

Per quanto concerne le principali problematiche di natura geologica connesse allo scavo della galleria in progetto si evidenziano in particolare problematiche legate fenomeni di instabilità del fronte e del cavo nei tratti di attraversamento delle fasce tettonizzate e della scaglia tettonica e difficoltà connesse allo scavo in situazione di fronte misto, mentre i tratti prevalenti scavati all'interno delle sequenze calcareo marnose della Formazione di Monte Antola e delle marne calcaree delle Formazione delle Ardesie di Monte Verzi non pongono particolari problematiche risultando caratterizzati da una risposta deformativa evolvente in campo plastico in condizioni di fronte stabile in cui si potranno tuttavia avere problematiche connesse al distacco di blocchi lapidei isolati dal reticolo fessurativo. Particolare attenzione dovrà inoltre essere prestata alla progettazione e realizzazione degli scavi di approccio all'imbocco sud che coinvolgono il substrato lapideo in condizioni giaciturali sfavorevoli.

## 5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

### 5.1 PREMESSE

Un ammasso roccioso è una struttura composta da una matrice rocciosa intatta separata da zone di discontinuità, cioè da zone di minore resistenza, aventi due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza. A volte all'interno di queste discontinuità è possibile la presenza di materiale di riempimento il quale è spesso dotato di scadenti caratteristiche meccaniche.

Tali discontinuità condizionano evidentemente il comportamento dell'ammasso roccioso il quale, dal punto di vista ingegneristico, può essere pensato come un insieme di blocchi, aventi caratteristiche meccaniche simili o derivabili da quelle della roccia sana, separati fra loro da superfici o zone di debolezza costituite dalle discontinuità.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è quello di sviluppare un modello geotecnico dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geotecnici, individuando eventuali dettagli geostrutturali che possano influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità.

Per gli ammassi rocciosi, si fa generalmente riferimento alla distinzione tra modelli continui, continui equivalenti e discontinui, basata essenzialmente sulla struttura dell'ammasso roccioso e sulle caratteristiche dei litotipi che lo costituiscono. Tipicamente il modello continuo (che comporta la scelta del modello di comportamento del terreno in termini di una legge costitutiva di carattere più o meno generale) viene utilizzato per i terreni sciolti e le rocce tenere (calcareniti, tufi, argilliti, ecc.). Il modello continuo equivalente ed il modello discontinuo vengono adottati alternativamente per la descrizione del comportamento degli ammassi rocciosi. Nel primo caso (continuo equivalente) il modello di comportamento adottato deve consentire di tenere conto dell'effetto delle discontinuità in senso globale; nel secondo caso (discontinuo) invece le stesse discontinuità sono parte determinante del modello e si dovrà, anche per esse, scegliere una legge costitutiva soddisfacente.

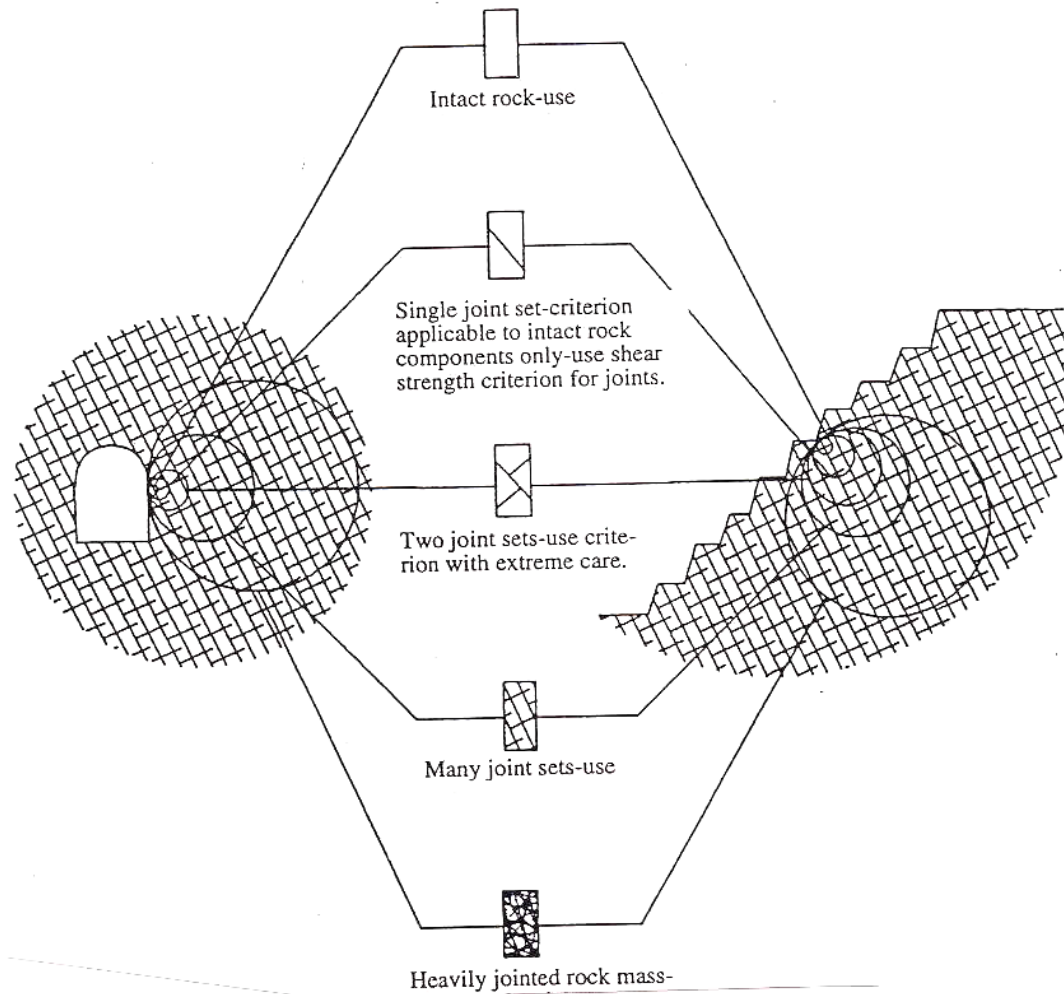
La scelta di un modello o dell'altro (continuo o discontinuo) dipende essenzialmente da due fattori interconnessi che sono:

- l'intensità della fratturazione e lo stato di alterazione dell'ammasso roccioso;
- la scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del "disturbo" esterno.

Il concetto sopraesposto è meglio chiarito dall'esame della Figura 5.1 la quale mette in evidenza che, in funzione della scala dell'intervento da effettuare nell'ammasso in cui è presente una serie di famiglie di discontinuità, il comportamento meccanico dell'ammasso stesso passa da strettamente isotropo (roccia intatta) a strettamente anisotropo (roccia giuntata) ad un comportamento assimilabile, con discreta approssimazione, nuovamente a quello di un mezzo isotropo (ammasso roccioso intensamente fratturato).

Ciò vuol dire che nel primo e nell'ultimo caso (mezzo isotropo) la reazione dell'ammasso ad un qualsiasi disturbo esterno non sarà influenzata dalla direzione dalla quale proviene il "disturbo" mentre nel caso intermedio (mezzo anisotropo) essa è una funzione strettamente legata proprio alla direzione di provenienza del "disturbo" esterno.

Questa affermazione vale sia per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza al taglio che per quelle di deformabilità dell'ammasso.



**Figura 5.1** Condizioni dell'ammasso roccioso ed effetto scala.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è quello di individuare, lungo il tracciato scelto per la galleria ed in coerenza con il modello geologico – strutturale ricostruito:

- le **zone geotecnicamente omogenee** interessate dallo scavo ed i parametri geotecnici che si prevede di utilizzare per il progetto e per il controllo dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno;
- il **modello geotecnico del terreno** (continuo / continuo equivalente o discontinuo) che sarà utilizzato nei calcoli di progetto, con riferimento sia alle fasi transitorie di costruzione che alla fase definitiva;
- l'**eventuale presenza di falde acquifere**, i moti di filtrazione ed il regime delle pressioni neutre nella zona che sarà interessata dallo scavo.



## 5.2 AMMASSO ROCCIOSO COME MEZZO CONTINUO EQUIVALENTE

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi adottando il modello continuo equivalente, si fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002.

La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

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

dove il valore di  $m_b$  viene ridotto dal valore della costante  $m_i$  del materiale intatto secondo la seguente relazione:

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

e le costanti  $s$  ed  $a$  sono date dalle seguenti relazioni:

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

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

dove  $D$  è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso essendo variabile da 0 per rocce indisturbate ad 1 per rocce molto disturbate. La Figura 5.2 riporta le indicazioni degli autori per la scelta del valore di  $D$ .

La resistenza a compressione monoassiale è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$






mentre per la resistenza a trazione si ha:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$$

Per quanto riguarda la valutazione del modulo di deformabilità è stata indicata, dagli autori, la seguente correlazione:

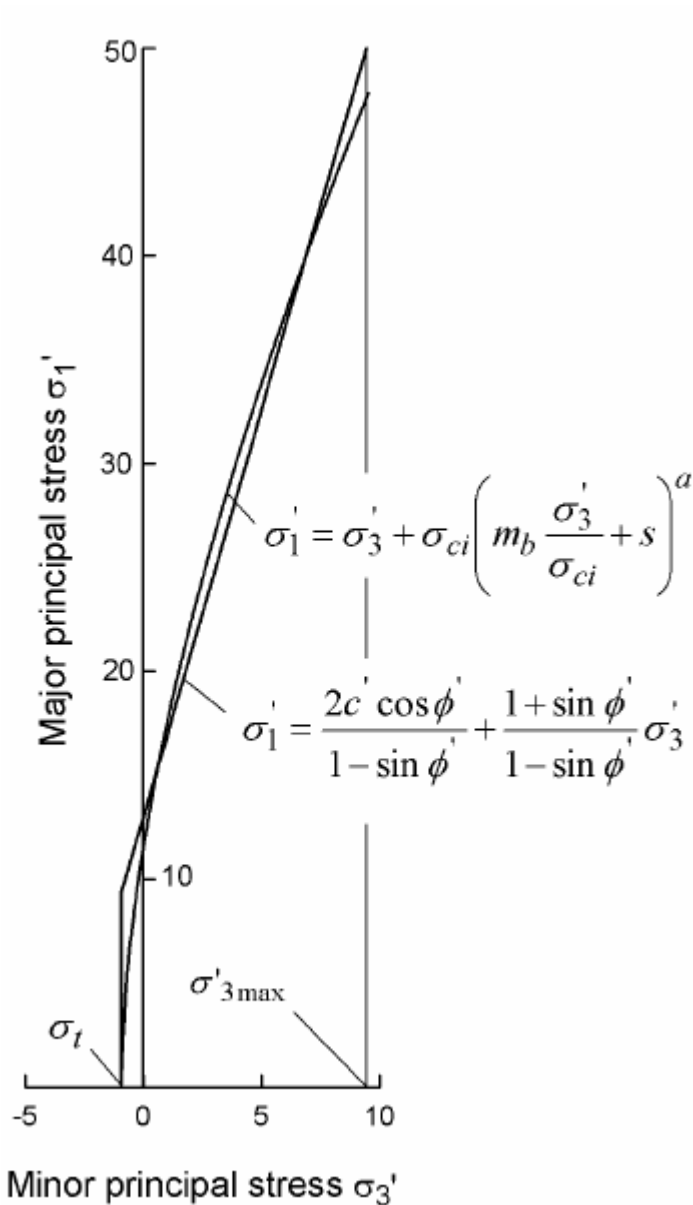
$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{per } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{per } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$$

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	<i>D</i> = 0  <i>D</i> = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	<i>D</i> = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting  <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting  <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

**Figura 5.2** Linee guida per la scelta del fattore di disturbo *D* dell'ammasso roccioso.

Per quanto concerne il problema di ricavare i parametri di resistenza al taglio in termini di criterio di rottura di Mohr – Coulomb, è necessario determinare l'angolo di attrito e la coesione equivalenti per ciascun ammasso roccioso e campo tensionale. Questo è fatto trovando una relazione lineare media tale da approssimare il più possibile la curva generata risolvendo l'equazione, per un campo di variazione delle tensioni principali minime compreso fra i seguenti valori:  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}'$ , come illustrato in Figura 5.3.



**Figura 5.3** Relazione fra gli sforzi principali massimi e minimi per il criterio di Hoek-Brown e per quello equivalente di Mohr – Coulomb.

Tale processo, per individuare la relazione lineare che meglio approssimi la curva generata dall'equazione, richiede di trovare una equivalenza fra le aree al di sopra e al di sotto dell'equazione di rottura lineare relativa al criterio di Mohr – Coulomb.

Tale procedimento permette di ricavare le seguenti equazioni per l'angolo di attrito  $\phi'$  e per la coesione  $c'$ :

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

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

dove:

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$

Da notare che il valore di  $\sigma'_{3\max}$  rappresenta il limite superiore della tensione di confinamento e definisce l'intervallo nel quale è stata individuata l'equivalenza fra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb. Tale valore di  $\sigma'_{3\max}$  deve essere individuato per ogni caso specifico e più avanti verranno riportati i criteri forniti dagli autori per il casi di gallerie sia superficiali sia profonde.

La resistenza al taglio  $\tau$  secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb è data, per un determinato valore della tensione normale  $\sigma$ , sostituendo i valori di  $\phi'$  e  $c'$ , ricavati dalle precedenti espressioni, nella seguente equazione:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi'$$

La relazione lineare del criterio di Mohr-Coulomb riportata nel piano degli sforzi principali è definita dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$

La resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_c$  dell'ammasso roccioso può essere ottenuta dall'equazione precedente. La rottura inizia, in corrispondenza del profilo di scavo, quando il valore di  $\sigma_c$  è superato dall'incremento tensionale causato dallo scavo della galleria. La rottura si propaga dalla zona nella quale si è manifestata inizialmente, in

un campo tensionale triassiale, e si stabilizza, eventualmente, quando la resistenza locale è più elevata delle tensioni indotte  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$ .

La maggior parte dei modelli numerici è in grado di seguire ed analizzare questo processo di propagazione della frattura e tale livello di analisi dettagliata è molto importante quando si considera la stabilità di scavi in roccia e quando si devono progettare sistemi di sostegno.

Tuttavia, in alcuni casi è utile considerare il comportamento complessivo dell'ammasso roccioso piuttosto che il processo dettagliato di propagazione della frattura sopra descritto. Per esempio, quando si considera la resistenza di un pilastro in roccia in uno scavo in miniera, è utile ottenere una stima della resistenza complessiva del pilastro piuttosto che una conoscenza dettagliata della propagazione della frattura nel pilastro. Queste considerazioni portano al concetto di una "resistenza globale dell'ammasso roccioso" e Hoek e Brown (1997) hanno proposto di effettuare tale valutazione mediante la seguente relazione ricavata direttamente dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\sigma_{cm}' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Ricavando i valori di  $\phi'$  e  $c'$  con le espressioni precedenti, nel campo tensionale  $\sigma_t < \sigma_3' < \sigma_{ci}'/4$  si ottiene:

$$\sigma_{cm}' = \sigma_{ci}' \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Un aspetto particolarmente critico per ricavare i valori di  $\phi'$  e  $c'$  è la scelta dell'appropriato valore di  $\sigma_{3\max}'$ .

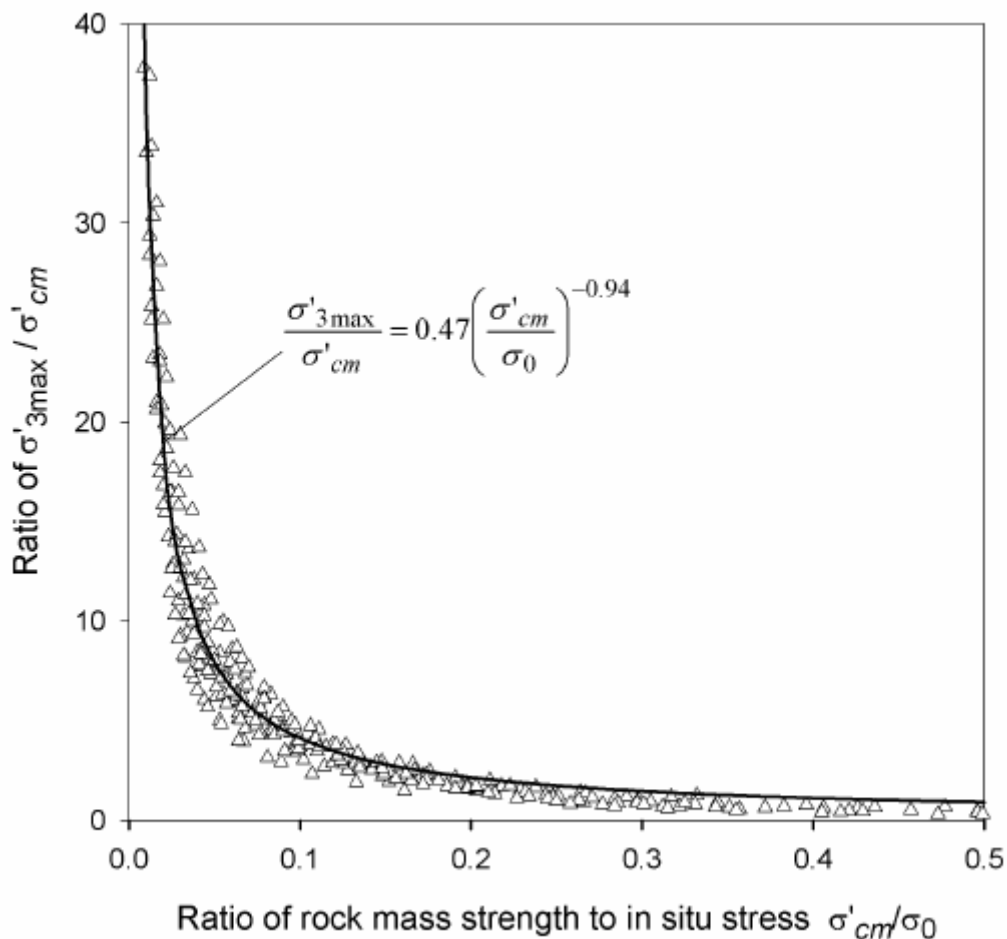
Per il caso di gallerie profonde soluzioni in forma chiusa sia per il criterio di rottura generalizzato di Hoek-Brown sia per quello di Mohr-Coulomb sono state utilizzate per generare centinaia di soluzioni al fine di trovare i valori di  $\sigma_{3\max}'$  in grado di fornire curve caratteristiche equivalenti. Per gallerie superficiali o per gallerie caratterizzate da coperture inferiori a 3 volte il diametro, studi numerici comparativi sull'estensione della

zona di rottura e l'entità dei cedimenti in superficie (subsidenze) hanno portato a ricavare relazioni identiche a quelle ottenute per il caso di galleria profonde, premesso che siano esclusi meccanismi di rottura fino al piano campagna.

I risultati riportati dagli autori per le gallerie profonde sono mostrati nella Figura 5.4 e come si può notare i vari punti sono stati interpolati mediante la seguente equazione:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

dove  $\sigma'_{cm}$  è la resistenza dell'ammasso roccioso,  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume dell'ammasso roccioso e H è la profondità della galleria rispetto al piano campagna.



**Figura 5.4** Relazione per il calcolo di  $\sigma'_{3\max}$  per i parametri del criterio di rottura di Mohr-Coulomb e Hoek-Brown.

Nei casi nei quali la tensione orizzontale è più elevata della tensione verticale, dovrebbe essere considerata la tensione orizzontale invece di quella verticale  $\gamma H$ .

### 5.3 AMMASSO ROCCIOSO COME MEZZO DISCONTINUO

Per quanto concerne la definizione delle caratteristiche meccaniche delle famiglie di discontinuità, si utilizzeranno i risultati delle prove di taglio diretto e, in assenza di prove specifiche, si farà riferimento alla descrizione della scabrezza delle discontinuità (valori di JRC) e alle indicazioni sui riempimenti o meno dei giunti, sulla base delle descrizioni stratigrafiche dei sondaggi e dei rilievi geostrutturali eseguiti durante la costruzione dell'impianto di Pont Ventoux. Inoltre per una valutazione qualitativa delle caratteristiche meccaniche dei giunti verranno utilizzate le seguenti indicazioni di Barton.

Barton (1973, 1976, 1977, 1990) ha studiato il comportamento di giunti scabri e ha proposto la seguente equazione:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[ \phi_b + JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

dove:

JRC = coefficiente di scabrezza

JCS = coefficiente di resistenza delle pareti del giunto.

Barton e Bandis (1990) suggeriscono che il valore di JRC può essere determinato da una prova di "tilt-test" valutando l'angolo di inclinazione  $\alpha$  per il quale la superficie del giunto incomincia a scivolare, ed utilizzando la seguente equazione:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_b}{\log_{10} \left[ \frac{JCS}{\sigma_n} \right]}$$

Il parametro JCS (Joint Wall Compressive Strength) viene determinato mediante prove con il martello di Schmidt.



L'equazione suggerita da Barton per la resistenza al taglio dei giunti scabri indica che 3 sono i fattori che determinano la resistenza al taglio: l'angolo di attrito di base, la componente geometrica del giunto espressa da JRC ed una componente legata alla resistenza del materiale e controllata dal rapporto  $JCS/\sigma_n$ . Sulla base di un esteso esame di prove effettuate su giunti, Barton e Bandis (1982) hanno inoltre proposto le seguenti correzioni di scala per i valori di JRC e JCS:

$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 \cdot JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 \cdot JRC_0}$$

dove  $JRC_0$ ,  $JCS_0$  e  $L_0$  (lunghezza) si riferiscono a campioni di laboratorio delle dimensioni di 100 mm mentre  $JRC_n$ ,  $JCS_n$  e  $L_n$  si riferiscono alle dimensioni dei blocchi in sito.

#### 5.4 ARGILLE CONSISTENTI

I terreni a grana fine, le argille consistenti e più in generale le rocce tenere di origine sedimentaria costituiscono i materiali presenti in maniera predominante sulla superficie della terra e pertanto rappresentano un'importante significato dal punto di vista ingegneristico. Inoltre le argille consistenti affiorano, o si rinvencono entro profondità che interessano l'ingegneria civile, in zone molto estese del nostro territorio, in particolare nell'Italia centrale e meridionale. Data la loro complessità vi sono anche numerose differenti opinioni per la loro classificazione e identificazione.

Di seguito si riprende il lavoro condotto da Morgenstern e Eigenbrod (1974) che tuttora risulta estremamente utile come sistema di classificazione propedeutico alla progettazione di gallerie da scavare in tali materiali. Innanzitutto i terreni argillosi consistenti possono essere distinti dalle rocce tenere con un criterio di tipo generale del tutto simile a quello che si adotta per distinguere le rocce, propriamente dette, o rocce lapidee, dalle terre o rocce sciolte. Le prime, come noto, sono caratterizzate da una coesione che non perdono con l'immersione, anche prolungata, in acqua, in assenza di sforzi applicati. In questo

caso i legami di coesione che, resistendo all'immersione, identificano una roccia lapidea non sono quelli che derivano dalle proprietà naturali specifiche dei minerali argillosi.

Le ricerche condotte da Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno evidenziato gli effetti prodotti dall'immersione in acqua, più o meno prolungata, continua o ripetuta ciclicamente in alternanza a fasi di essiccamento, confermando l'esistenza di correlazioni tra questi effetti e diverse proprietà fisiche dei terreni. Si è constatata la possibilità di identificare con prove di immersione e rigonfiamento alcuni importanti caratteri fisici dei terreni coesivi consistenti e delle rocce tenere, e la sostanziale validità oggettiva dei criteri di classificazione che si basano sugli effetti dell'imbibizione.

Prescindendo dalle rocce francamente lapidee, nelle quali i legami che conferiscono la coesione e la continuità sono di tipo forte o primario (legami ionici o covalenti), si può dire che per i materiali di più incerta classificazione, formati da granuli di natura, forma e dimensioni diverse legati debolmente, la natura delle forze di coesione, identificata con il semplice criterio della resistenza all'immersione, costituisce un razionale criterio di differenziazione. Una prolungata immersione in acqua, o ancor più una ripetizione ciclica di fasi d'imbibizione ed essiccamento, influenza fortemente la coesione quando è dovuta alle proprietà chimico – fisiche dei minerali argillosi, molto debolmente negli altri casi. Questo criterio permette dunque di distinguere le rocce tenere dai terreni argillosi consistenti. Esso rende possibile, ad esempio, la distinzione tra un'argilla consistente, perché fortemente sovraconsolidata, e una marna argillosa, resa consistente da un cemento calcareo, oppure tra una sabbia argillosa e un'arenaria debolmente cementata.

Le prove di imbibizione ciclica condotte da Morgenstern e Eigenbrod sono state effettuate su numerosi campioni sottoposti a cicli di essiccamento ed imbibizione determinando alla fine di ogni ciclo il valore del contenuto di acqua (rapporto fra il peso dell'acqua e il peso delle particelle). A questo riguardo per determinare il contenuto di acqua all'equilibrio è stato sufficiente determinare il peso alla fine del processo di imbibizione. In generale il processo di essiccamento durava circa 5 giorni e quello di imbibizione dai 4 ai 10 giorni. I valori del contenuto di acqua all'equilibrio dopo ogni fase di imbibizione tendono ad aumentare dopo ogni ciclo di essiccamento ed imbibizione fino a raggiungere un valore massimo,  $w_S$ , dopo un numero di cicli compreso fra 6 e 12. Dalle prove si nota che si ha un incremento lineare del valore di  $w_S$ , con il valore del limite liquido,  $w_L$ , del materiale sottoposto a prova.

Per ogni ciclo di essiccazione ed imbibizione si può determinare l'indice di liquidità nella seguente maniera:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$$

dove:

$w$  = contenuto d'acqua finale dopo ogni ciclo di imbibizione

$w_p$  = limite plastico

$I_p$  = indice di plasticità

Riguardo all'indice di liquidità, esso dà un'idea delle consistenza di un deposito, in quanto mette in relazione il valore di  $w$  ai due limiti  $w_p$  (limite plastico) e  $w_l$  (limite liquido). Un deposito che presenti  $w$  prossimo a  $w_l$  (valore di  $I_L$  che tende all'unità) ha una consistenza più bassa di un deposito con  $w$  prossimo a  $w_p$  (valore di  $I_L$  che tende a zero).

Se si riportano i valori di  $I_L$  in funzione della radice quadrata del numero di cicli di essiccazione ed imbibizione si ottiene una curva dalla quale la velocità di disgregazione è data dalla pendenza a tale curva.

Pertanto la velocità di disgregazione iniziale è data dalla variazione dell'indice di liquidità  $I_L$ , durante il primo ciclo di essiccazione ed imbibizione:

$$\Delta I_{LI} = I_{LI} - I_{L0}$$

E' stata trovata inoltre una correlazione fra tale valore  $\Delta I_{LI}$  ricavato per una immersione del campione della durata di 2 ore e il limite liquido  $w_L$ .

Sulla base dei valori del limite di liquidità  $w_L$  e delle variazioni dell'indice di liquidità  $\Delta I_{LI}$  prodotte da una prova di imbibizione ciclica, Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno proposto la seguente classificazione che suddivide le argille consistenti e le rocce argillitiche secondo i seguenti gruppi: (1) disgregazione lenta per materiali caratterizzati da un valore di  $\Delta I_L < 0.75$  (questi materiali si disgregano in una massa di grani da fini a

grossolani); (2) disgregazione veloce:  $0.75 < \Delta I_L < 1.25$  (questi materiali si disintegrano in una argilla omogenea tenera), e (3) disgregazione molto veloce: materiali con  $\Delta I_L > 1.25$  (questi materiali si disintegrano in una massa omogenea molto tenera).

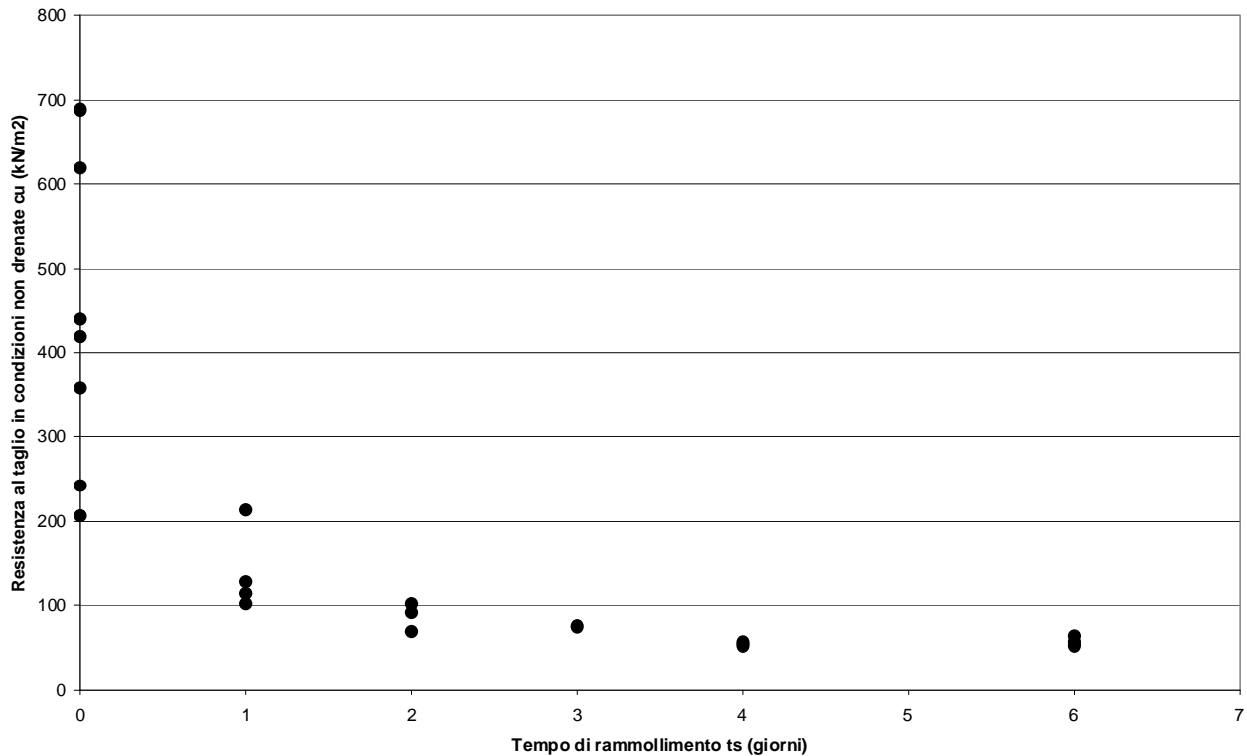
La seguente Tabella 5.1 riepiloga sia l'ammontare della disgregazione sia la velocità della disgregazione relativamente alla classificazione di Morgenstern e Eigenbrod (1974) in termini di caratteristiche di disgregazione (slaking).

		Disgregazione				
		Molto bassa VL $w_L < 20$	Bassa L $20 < w_L < 50$	Media M $50 < w_L < 90$	Alta H $90 < w_L < 140$	Molto alta VH $w_L > 140$
Velocità di disgregazione (2h di immersione in acqua)	Lenta S $\Delta I_L < 0.75$	VL	L	M	H	VH
	Veloce F $0.75 < \Delta I_L < 1.25$	VL	L	M	H	VH
	Molto veloce VF $\Delta I_L > 1.25$	VL	L	M	H	VH
		S	S	S	S	S
		F	F	F	F	F
		VF	VF	VF	VF	VF

**Tabella 5.1** Classificazione in termini di caratteristiche di disgregazione (slaking) (Morgenstern e Eigenbrod, 1974).

Sono state infine effettuate delle prove di compressione valutando l'influenza sul materiale del rammollimento causato dall'immersione nell'acqua. A questo riguardo sono stati sottoposti a prove dei campioni sia con il loro contenuto naturale di acqua sia campioni lasciati immersi in acqua distillata per differenti periodi di tempo. Per ciascun materiale la

resistenza al taglio in condizioni non drenate,  $c_u$ , è stata riportata su un grafico in funzione del tempo di rammollimento ovvero del tempo,  $t_s$ , nel quale il campione è risultato immerso nell'acqua. Nella seguente Figura 5.5 è riportato un esempio di valori ricavati da tali prove.



**Figura 5.5** Resistenza al taglio in condizioni non drenate in funzione del tempo di rammollimento.

Come si può notare anche dalla Figura 5.5, tutti i materiali mostrano una diminuzione della resistenza all'aumentare del tempo di impregnazione in acqua, raggiungendo un valore finale di resistenza relativa al materiale completamente rammollito, indicata con  $c_{uf}$ . Se i valori di resistenza ricavati ad ogni ciclo di impregnazione vengono normalizzati al valore di resistenza iniziale,  $c_{u0}$ , e tale valore,  $c_{uf}/c_{u0}$ , è riportato in uno grafico in funzione del logaritmo del tempo si può valutare la velocità di rammollimento del materiale. Sulla base del tempo necessario a raggiungere il completo rammollimento del materiale si può fare la prima seguente distinzione: (1) materiali che raggiungono la resistenza minima di completo rammollimento in un tempo superiore ad 1 mese; (2) entro alcuni giorni; e (3) entro alcune ore.

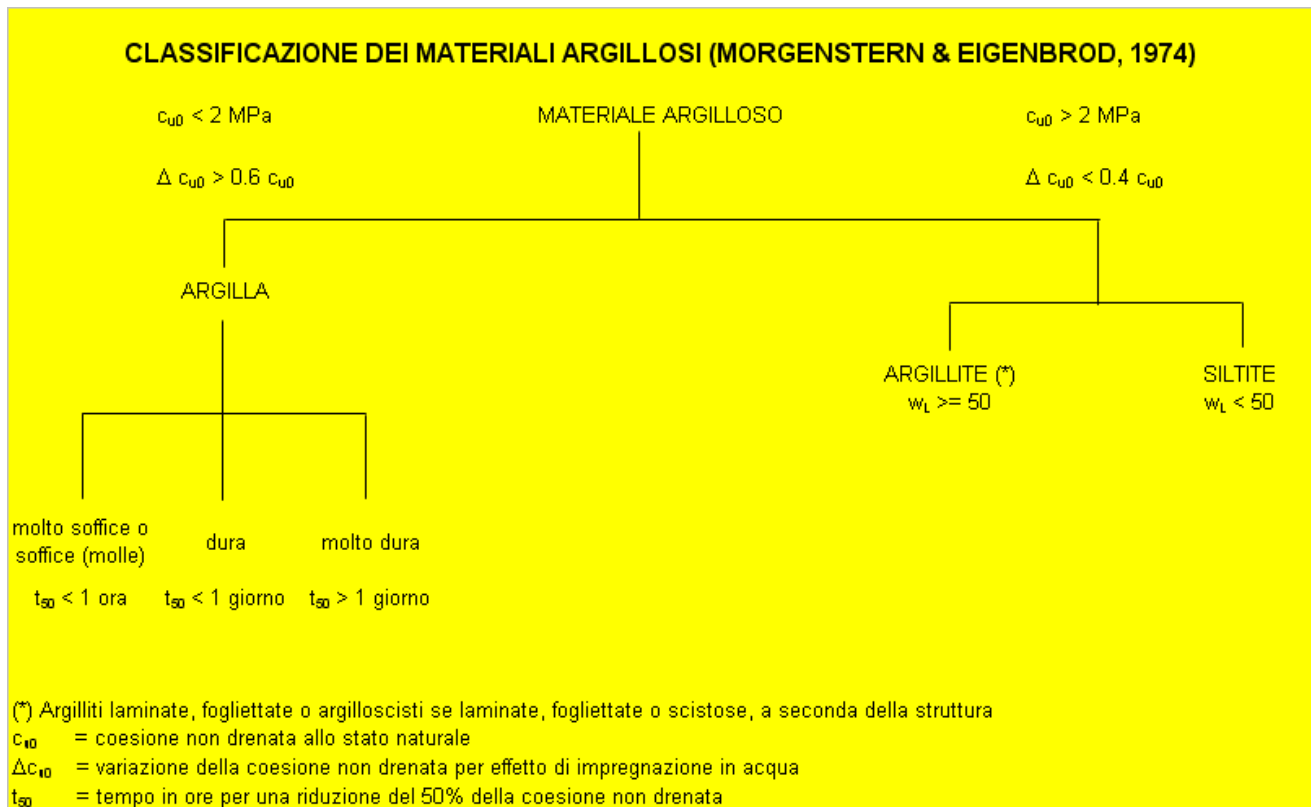
Sulla base invece di una perdita di resistenza del 50%, tali materiali possono essere suddivisi in: (1) quelli che non perdono mai più del 50% della loro resistenza originaria; (2) quelli che perdono il 50% della loro resistenza originaria entro alcuni giorni; quelli che perdono il 50% della loro resistenza originaria entro alcune ore. Una buona correlazione è stata trovata tra il valore di  $c_{uf}/c_{u0}$  e la resistenza iniziale  $c_{u0}$ . Sulla base di tali risultati Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno trovato che materiali teneri (caratterizzati da un valore di  $c_{u0} < 1800 \text{ kN/m}^2$ ) hanno mostrato perdita di resistenza (coesione non drenata) superiore al 60% e, invece, materiali duri (caratterizzati da un valore di  $c_{u0} > 1800 \text{ kN/m}^2$ ) hanno indicato perdite di resistenza inferiori al 40%. Conseguentemente i due citati autori hanno differenziato due gruppi di materiali per quanto concerne l'ammontare della variazione della coesione non drenata per effetto di impregnazione in acqua: (1) materiali che non perdono più del 40% della loro resistenza originaria; e (2) materiali che perdono più del 60% della loro resistenza originaria.

Morgenstern e Eigenbrod (1974) hanno quindi proposto la seguente classificazione (Figura 5.6), basata sulla resistenza al taglio non drenata.

1. Argilliti (se il limite liquido  $w_L$  è maggiore o uguale al 50%) o Siltiti (se il limite liquido  $w_L$  è inferiore al 50%) se la coesione non drenata allo stato naturale  $c_{u0}$  è superiore a 1.8 MPa e se la variazione della coesione non drenata per effetto di impregnazione in acqua,  $\Delta c_{u0}$ , è inferiore al 40%.
2. Argille se la coesione non drenata allo stato naturale  $c_{u0}$  è inferiore a 1.8 MPa e se la variazione della coesione non drenata per effetto di impregnazione in acqua,  $\Delta c_{u0}$ , è superiore al 40%. Inoltre le argille si possono a sua volta suddividere in argille molto dure se il tempo,  $t_{50}$ , per una riduzione del 50% della coesione non drenata è di qualche giorno, argille dure se il valore di  $t_{50}$  è di qualche ora, argille molto soffici o soffici (materiale molle) se il valore di  $t_{50}$  è inferiore ad un ora.

Molti autori hanno inoltre tentato di definire un confine tra le rocce tenere e le argille consistenti. Il valore della resistenza a compressione assunto per separare le rocce tenere dai terreni consistenti è compreso fra 2 e 5 MPa. Si può osservare che un terreno argilloso fortemente sovraconsolidato può avere una resistenza a compressione non molto minore di quella di un tufo tenero, di un granito alterato, o di una roccia residuale di qualsiasi natura. Pertanto non è infrequente il caso in cui terre consistenti vengano considerate

rocce tenere ed a loro assimilate sotto il profilo tecnico, nei problemi costruttivi. Del resto la dizione roccia tenera è generica e non trova riscontro nei più diffusi sistemi di classificazione geotecnica delle rocce (Kirkaldie, 1988).



**Figura 5.6** Classificazione dei materiali argillosi (Morgenstern & Eigenbrod, 1974).

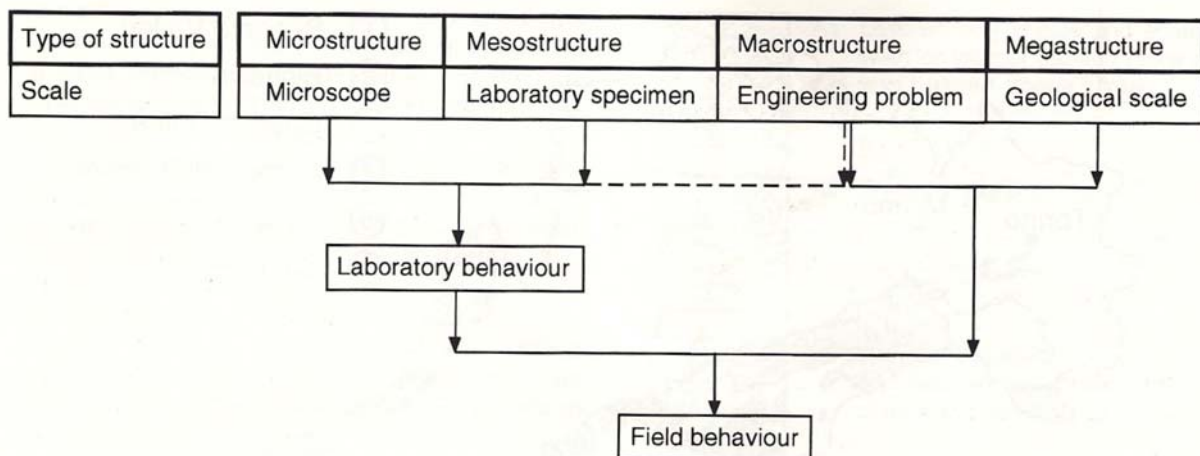
### 5.5 TERRENI STRUTTURALMENTE COMPLESSI

Sono stati denominati come terreni strutturalmente complessi quelli che alla scala dell'elemento di dimensioni adatte per le prove meccaniche, cioè del macroelemento, presentano eterogeneità e discontinuità diverse per forma e caratteristiche. Queste macrostrutture, che influenzano in modo determinante il comportamento meccanico dei materiali naturali, rendono difficile, e talvolta impossibile, definire le loro caratteristiche attraverso parametri di valore oggettivo. Pertanto i terreni strutturalmente complessi costituiscono una classe particolare di materiali naturali ed hanno una loro specifica collocazione nella geotecnica (Esu, 1977). Secondo Croce (1977), sono "formazioni strutturalmente complesse" tutti quei depositi che, per effetto delle loro complicate caratteristiche litologiche e strutturali, non possono essere studiati utilizzando i classici

approcci della Meccanica delle Terre o della Meccanica delle Rocce. Le cause principali di complessità possono essere individuate nella natura eterogenea e discontinua dei depositi alla scala dei campioni di laboratorio (mesostruttura) ed alla scala dei comuni problemi di ingegneria (macrostruttura).

Per quanto concerne la relazione tra struttura e comportamento del materiale si può fare riferimento ai seguenti livelli (Figura 5.7):

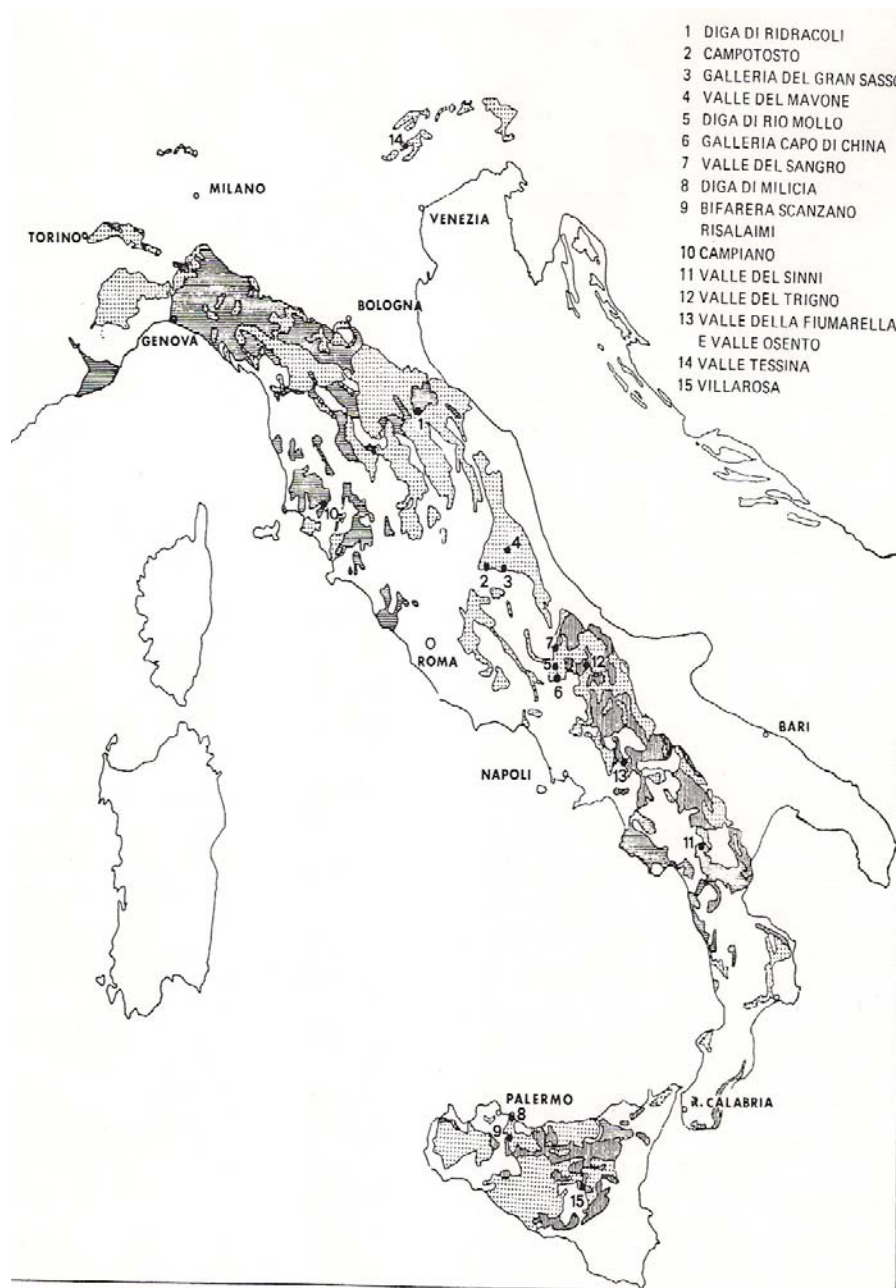
- Microstruttura, che riguarda la distribuzione delle particelle di terreno e dei vuoti oltre che i legami tra le particelle: nel caso di terreni a grana fine, può essere studiata solo con il microscopio.
- Mesostruttura, riferita alla dimensione dei campioni di laboratorio (dai centimetri ai decimetri); essa include fessure, lamine o lenti di terreni con differente granulometria, piccoli elementi lapidei, frammenti consistenti della formazione argillosa originaria mescolati con una matrice ammorbidita, etc.
- Macrostruttura, riferita alla scala della maggioranza delle opere di ingegneria (dai metri alle decine di metri), nella quale rientrano piani di stratificazione, giunti ed eterogeneità maggiori.
- Megastruttura, tipica dei problemi ingegneristici di maggiore impegno (dalle decine di metri ai chilometri); a tale scala deve essere considerata l'influenza di faglie, pieghe ed altre strutture geologiche.



**Figura 5.7** Relazione tra struttura e comportamento del materiale (D'Elia et al., 1998).



Per quanto concerne le formazioni strutturalmente complesse, da un punto di vista geologico si può parlare di formazioni torbiditiche. Le torbiditi sono sedimenti marini di mare profondo, trasportati ed accumulati, principalmente per mezzo di correnti di torbida, al piede della scarpata continentale, dove formano ampi conoidi allo sbocco di canali e canyons incisi nella scarpata stessa. Le formazioni torbiditiche sono fra quelle di più ampia estensione in affioramento in Italia; esse occupano vasti territori della penisola, lungo tutta la catena appenninica, e nella parte centrale e occidentale della Sicilia. Affioramenti di limitata estensione sono presenti anche lungo le pendici meridionali delle Alpi (Figura 5.8) al bordo della pianura padana.



**Figura 5.8** Distribuzione areale delle formazioni torbiditiche in Italia (A.G.I., 1979).

Le caratteristiche litologiche d'insieme delle formazioni torbiditiche variano fortemente, da un bacino all'altro, in funzione di: 1) forma e dimensione del bacino, 2) durata delle condizioni di bacino subsidente; 3) velocità di subsidenza; 4) natura e granulometria dell'apporto terrigeno. Anche nell'ambito del singolo bacino può esistere una certa variabilità litologica in funzione della collocazione dei sedimenti all'interno delle conoidi e della distanza dell'apporto terrigeno dai luoghi di provenienza. Si tratta, in ogni caso, di formazioni sedimentarie di grande estensione e di notevole spessore, non di rado dell'ordine di alcune migliaia di metri. A prescindere dalle differenze nelle caratteristiche

litologiche d'insieme e nelle dimensioni raggiunte dalle singole formazioni, esse presentano di regola alcuni caratteri strutturali comuni: stratificazione gradata; alternanza di strati di materiali detritici a grana fina con strati di materiali a grana grossa, presenza di intercalazioni di materiali con struttura caotica ("slumping", frane sottomarine, olistostromi, ecc.). Inoltre, la giacitura e la struttura originaria di queste formazioni, già diagenizzate, sono state profondamente modificate dalle deformazioni tettoniche successive alla loro messa in posto tanto da risultare, in taluni casi, irriconoscibili. Proprio per la loro composizione litologica e per la loro storia, le formazioni torbiditiche non sono facilmente classificabili dal punto di vista geotecnico e, pertanto, proprio per questo sono state convenzionalmente annoverate tra le "formazioni strutturalmente complesse". Un quadro sinottico delle caratteristiche geotecniche delle più importanti formazioni torbiditiche italiane è stato presentato dall'A.G.I. al IV Congresso Internazionale di Meccanica delle Rocce a Montreux nel 1979 (A.G.I., 1979).

La classificazione adottata distingueva tre gruppi principali di formazioni torbiditiche, per le quali si avevano prove in laboratorio ed in sito, sulla base delle loro caratteristiche litologiche e della complessità strutturale (Tabella 5.2). Tali gruppi sono: 1) Formazioni arenaceo – pelitiche; 2) Formazioni calcareo – pelitiche e 3) Formazioni pelitiche.

	Formazioni arenaceo – pelitiche	Formazione calcareo – pelitiche	Formazioni pelitiche
Età	Oligogene – Miocene	Cretacico – Eocene	Cretacico medio – Oligocene inferiore
Nome della formazione	"Macigno", "Marnoso-arenacea", "Laga", "Numidica"	"Scisti a Palombini", "Crete Nere"	Scisti argillosi variegati, Argille varicolori, "Argille scagliose"
Storia geologica	Depositi di geosinclinale in genere considerati autoctoni	Depositi di geosinclinale generalmente considerati alloctoni	
Litologia	Alternanza di arenarie a grana da grossa a fina ed argilliti marnose in strati di vario spessore	Prevalentemente marne e calcari marnosi con argilliti; scarse arenarie (max. 30%)	Argille e scisti argillosi da induriti a molto duri con qualche intercalazione di calcari marnosi; presenza di

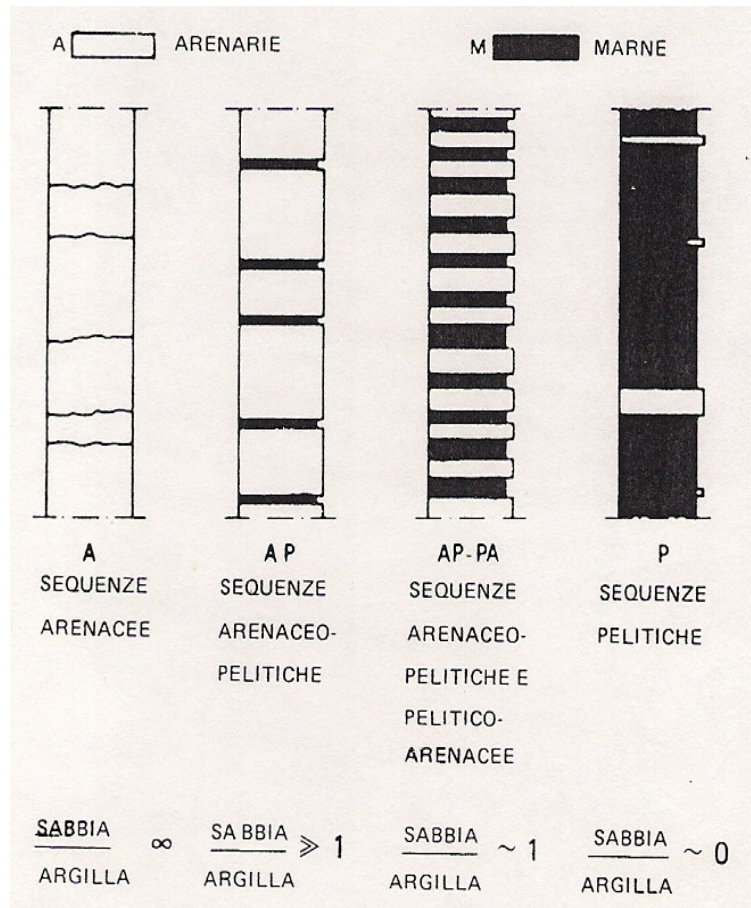
			blocchi esotici (olistoliti) di grosse dimensioni
Principali caratteristiche strutturali	Strutture in genere ordinate, talvolta con zone disordinate per fenomeni sin sedimentari (slumping, piccole frane sottomarine) o per deformazioni tettoniche; olistostromi di formazioni calcareo – pelitiche o pelitiche	Ampie aree ordinate entro le quali sono presenti zone disordinate (slumping-boudinage, ecc.) o caotiche (strutture sin sedimentarie, da colamento, o da traslazione di false)	Melange di scaglie argillose e frammenti di rocce; si possono trovare sporadiche zone ordinate dove la formazione è estremamente frantumata
Complessità geotecnica (si vedano le figure 3.11 e 3.12)	B1 – A1; localmente B2-A2	Da B1 a B3	B3 (B2)

**Tabella 5.2** Caratteristiche litologiche e complessità strutturale delle formazioni torbiditiche (A.G.I., 1979).

Sulla base di una classificazione proposta da Esu (1977) sono stati definiti alcuni tipi di complessità elementare. I principali fattori di tale complessità sono: processi genetici e diagenetici; processi di deformazione; alterazione chimica e meteorica; presenza di uno o più componenti con caratteristiche meccaniche differenti; e relazioni geometriche più o meno complicate fra i vari componenti. I componenti principali delle torbiditi (strati argillosi, strati litoidi) hanno proprietà meccaniche differenti: il componente argilloso è spesso fissile e con strutture di taglio ed ha una resistenza meccanica bassa; il componente litoide – sia esso un'arenaria, un calcare, o un calcare marnoso – ha invece resistenza meccanica elevata. Le possibili associazioni litologiche di una formazione torbiditica sono basate sul valore del rapporto componente litoide – componente argilloso, facendo riferimento alla sequenza tipica torbiditi arenacee (A) – torbiditi pelitiche (P), come mostrato nella Figura 5.9 Il rapporto A/P è fortemente variabile.

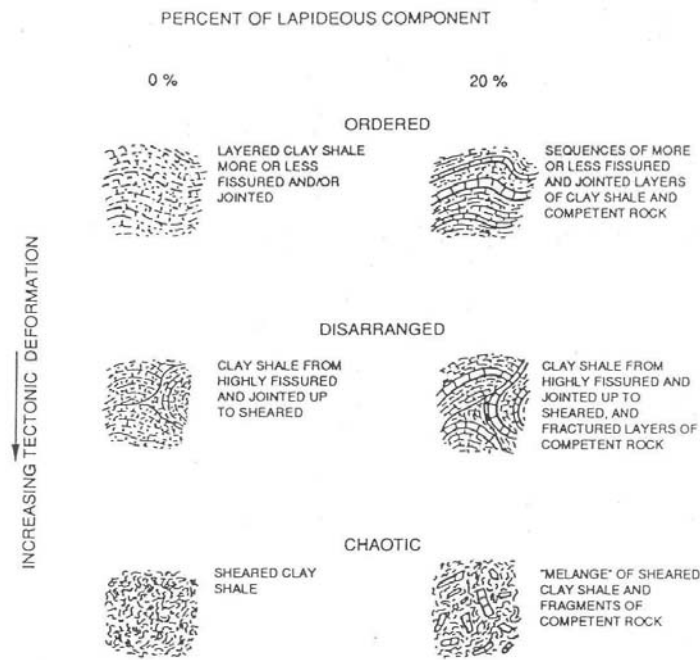
Le associazioni dei due termini A e P non hanno caratteri complessi se mancano strutture secondarie dovute a processi diagenetici o tettonici. Nelle associazioni AP e PA la complessità può essere dovuta soltanto alle diverse caratteristiche meccaniche dei due litotipi.

Anche i processi diagenetici hanno un ruolo importante come causa di complessità in quanto il componente pelitico può comportarsi, a seconda della forza dei legami diagenetici, come un'argilla più o meno diagenizzata o come un vero e proprio "argilloscisto" (Morgenstern e Eigenbrod, 1974), oppure, a causa del suo disorientamento, può conferire un comportamento fortemente anisotropo all'intera formazione. Le deformazioni e i movimenti occorsi durante e dopo la sedimentazione della formazione torbiditica possono avere modificato fortemente le strutture originarie e avere creato strutture secondarie (intensa fratturazione, strutture di taglio, ecc.) sovrapposte a quelle originarie. In alcuni casi le deformazioni possono essere state tanto intense da dare luogo ad una massa caotica di materiali argillosi, con strutture di taglio molto nette, nella quale sono dispersi blocchi di materiale litoide. E' da notare che il grado di deformazione tettonica è più elevato nelle formazioni torbiditiche antiche che in quelle più recenti che sono in genere formazioni arenaceo – pelitiche. La complessità di una formazione torbiditica può aumentare a causa dei processi di alterazione che agiscono sui suoi vari componenti in maniera differente e che possono essere tanto intensi da trasformare la formazione stessa in un terreno omogeneo sciolto o debolmente coesivo.



**Figura 5.9** Classificazione e sequenze arenaceo – pelitiche (da A.G.I., 1979).

La Figura 5.10 ripresa da D’Elia (1991) mostra schematicamente come la struttura di un terreno argilloso “complesso” varia in funzione sia delle deformazioni di origine tettonica a cui è stato sottoposto sia della percentuale della frazione litoide presente.



**Figura 5.10** Classificazione Figura 3.10 – Caratteristiche strutturali di una formazione strutturalmente complessa in funzione delle deformazioni tettoniche subite e della percentuale di frazione lapidea.

Per le formazioni strutturalmente complesse è stata proposta una apposita classificazione (Esu, 1977) che esclude esplicitamente gli ammassi rocciosi e considera come fattori di complessità l'eterogeneità dei caratteri mineralogici e litologici e l'assetto strutturale dei terreni.

La scala di riferimento è quella significativa ai fini delle applicazioni ed è quindi compresa fra alcuni centimetri, ovvero la scala dell'elemento di volume che viene sottoposto alle prove di laboratorio, ed i metri, che rappresentano la scala di interesse nella maggior parte dei problemi applicativi.

Con riferimento alla Figura 5.11, in base ai caratteri litologici vengono individuati tre gruppi di terreni, suddivisi in ulteriori classi in funzione dell'assetto strutturale d'insieme.

Il primo gruppo (A) comprende materiali a grana fine (argille, argilliti o marne) litologicamente omogenei, caratterizzati dalla presenza di discontinuità singenetici e strutturali.

La natura e le caratteristiche di queste ultime consentono di individuare due ulteriori classi di terreni. Alla prima classe (A1) appartengono ammassi poco disturbati, caratterizzati da una struttura d'assieme ordinata (le discontinuità più significative, piani di stratificazione e giunti, sono raggruppabili in famiglie). Alla seconda classe (A2) appartengono ammassi sottoposti ad intense sollecitazioni di taglio e perciò suddivisibili in frammenti, o scaglie, centimetrici o decimetrici delimitati da superfici lucide.

Il gruppo B comprende formazioni originariamente costituite da alternanze più o meno regolari di terreni litologicamente eterogenei (strati lapidei e argillosi, argillitici o marnosi).

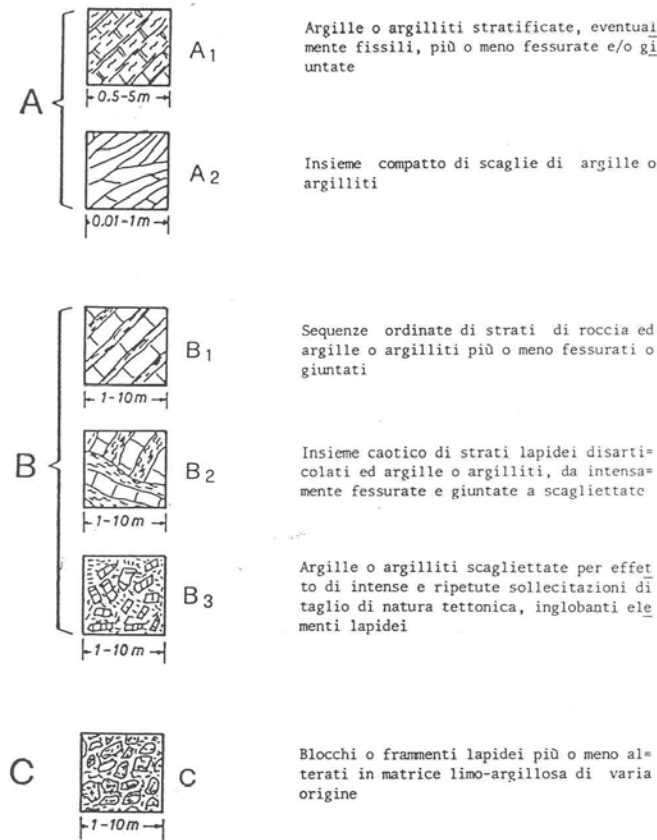
Vengono individuate tre classi. Alla prima (B1) appartengono terreni con struttura regolare ed ordinata assimilabile a quella delle formazioni tipo A1. I terreni del tipo B2 presentano una struttura disarticolata da cui è ancora riconoscibile l'assetto originario: si tratta di formazioni flyschoidi tettonicamente disturbate. Il tipo B3 comprende formazioni con struttura completamente caoticizzata, quali i Flysch intensamente tettonizzati.

Il terzo gruppo C include terreni litologicamente eterogenei, costituiti da elementi lapidei immersi in una matrice più o meno argillosa. Ad essi appartengono le coltri eluviali e colluviali, i terreni residuali. Si osserva (Picarelli, 1986) che molto spesso per la presenza di deboli legami diagenetici i litotipi costituenti le formazioni in oggetto sono dotati di caratteristiche intermedie tra le terre e le rocce. Si tratta quindi di "quasi rocce" (D'Elia ed Esu, 1974) a struttura "instabile" che per effetti vari (cicli di essiccamento – imbibizione ovvero di gelo – disgelo, variazioni di stato tensionale, alterazione, ecc.) in tempi relativamente rapidi possono deteriorarsi passando allo stato di rocce sciolte: è questa una ulteriore forma di "complessità" in cui il tempo gioca un ruolo essenziale. E' il tipico caso delle marne e delle argilliti e di alcuni tipi di arenarie e di conglomerati.

Gli effetti della degradazione sono più evidenti in corrispondenza degli strati più superficiali (coltri di alterazione, che a volte presentano spessori notevoli) o in prossimità delle discontinuità aperte che interessano in profondità l'ammasso.

Si osserva infine che nell'ambito di numerosi affioramenti (specie di terreni tipo B) può verificarsi una notevole variabilità puntuale delle caratteristiche di plasticità ed attività, oltre che della granulometria, con evidenti implicazioni sulle proprietà meccaniche, e soprattutto sulla resistenza al taglio.





**Figura 5.11** Classificazione dei terreni strutturalmente complessi (Esu, 1977).

L'A.G.I. (1979) ha fatto propria la classificazione proposta da Esu (1977) e nella Figura 5.12 viene riprodotta quella pubblicata dall'AGI che presenta solo una maggiore descrizione per ogni gruppo e classe rispetto a quella riportata nella Figura 5.11.

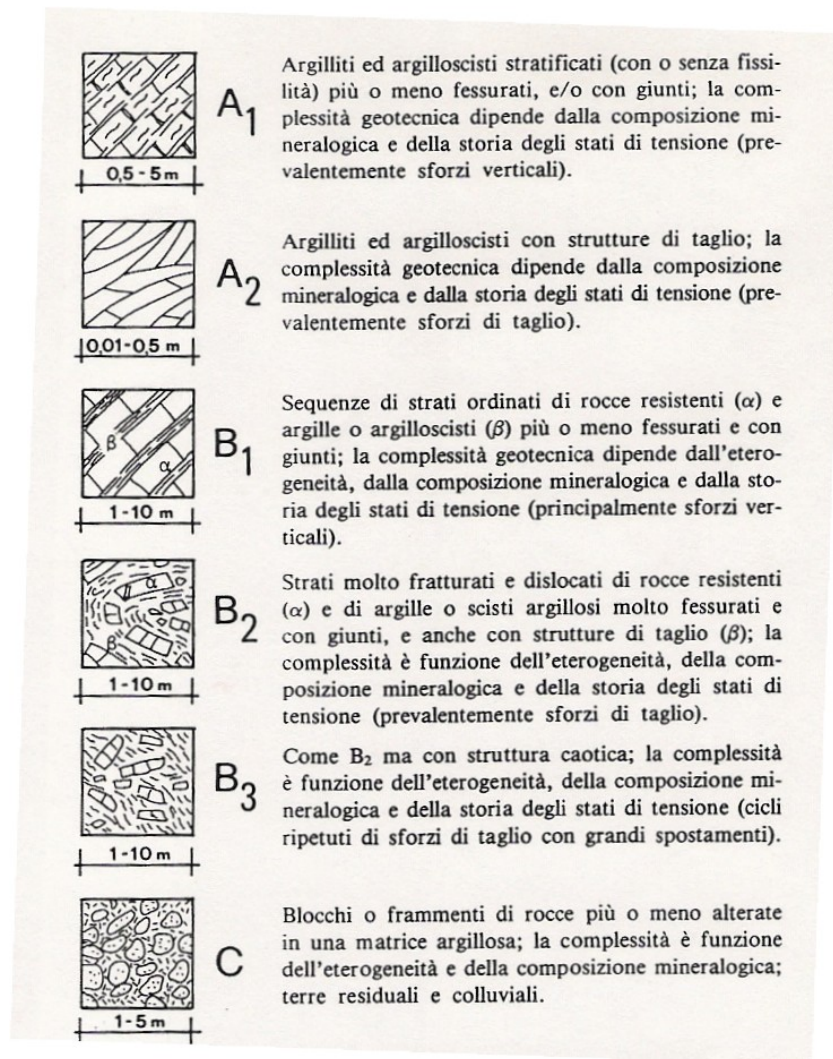








Figura 5.12 Tipi di complessità elementari (da A.G.I., 1979).

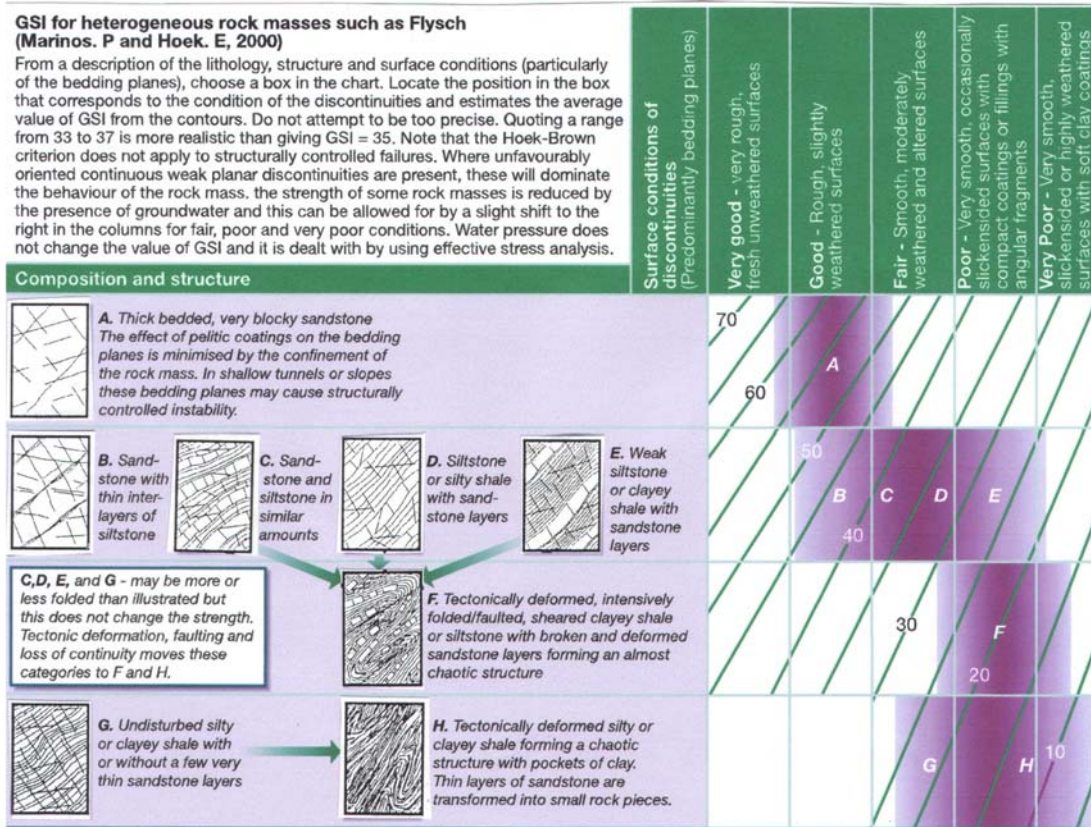
### 5.6 L'IMPIEGO DELL'INDICE GSI

L'indice GSI (Geological Strength Index) è stato introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995) e Hoek e Brown (1997). A partire dal 1998, Hoek e Marinos occupandosi degli incredibilmente difficili terreni incontrati in Grecia durante lo scavo di importanti gallerie hanno sviluppato il sistema di classificazione GSI nella attuale forma per includere ammassi rocciosi particolarmente scadenti (Figura 5.13) (Hoek et al. 1998; Marinos ed Hoek 2000, 2001).

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p><b>SURFACE CONDITIONS</b></p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>				
<p><b>STRUCTURE</b></p>		<p><b>DECREASING SURFACE QUALITY</b> →</p>				
 <p><b>INTACT OR MASSIVE</b> - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A	
 <p><b>BLOCKY</b> - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70				
 <p><b>VERY BLOCKY</b>- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50			
 <p><b>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY</b> - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30		
 <p><b>DISINTEGRATED</b> - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20		
 <p><b>LAMINATED/SHEARED</b> - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>					10	

**Figura 5.13** Sistema di classificazione GSI (Geological Strength Index) nell'ultima versione di Hoek e Marinos (2000).

Successivamente, il sistema di classificazione GSI è stato esteso da Hoek, Marinos e Benissi (1998) alle formazioni strutturalmente complesse (formazioni flyschoidi). Marinos ed Hoek (2000) hanno messo a punto una apposita carta per stimare il valore di GSI in formazioni rocciose eterogenee quali i Flysch. Tale carta è riprodotta nella Figura 5.14.



**Figura 5.14** Stima del valore di GSI (Geological Strength Index) per ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch.

Riuscendo a definire un valore di GSI anche per formazioni rocciose estremamente eterogenee come le formazioni strutturalmente complesse è possibile ricavare le proprietà meccaniche adottando, come per i restanti ammassi rocciosi, il criterio di rottura di Hoek-Brown. Come noto per applicare tale criterio di rottura, occorre assumere il valore della resistenza a compressione  $\sigma_{ci}$  ed il valore del parametro  $m_i$  della matrice rocciosa "intatta". Tale aspetto è anch'esso particolarmente complesso a causa della eterogeneità delle formazioni strutturalmente complesse come i Flysch. Come gli strati di arenaria sono usualmente separati dagli strati meno resistenti di siltiti e argilliti occorre tenere conto di tale alternanza assumendo un valore intermedio fra la resistenza dei soli strati di arenaria (scelta non cautelativa per la valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso) e quello dei soli strati di siltiti e/o argilliti di caratteristiche geotecniche di gran lunga inferiori (scelta troppo cautelativa nei confronti della valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso). Con riferimento alla tabella di Figura 5.15, gli Autori propongono di assumere per le proprietà della roccia intatta un valore "pesato" in funzione

dei diversi tipi di ammassi rocciosi strutturalmente complessi come i Flysch, indicati nella precedente Figura 5.14.

Flysch type (see Table 3)	Proportions of values for each rock type to be included in rock mass property determination
A and B	Use values for sandstone beds
C	Reduce sandstone values by 20% and use full values for siltstone
D	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
E	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
F	Reduce sandstone values by 60% and use full values for siltstone
G	Use values for siltstone or shale
H	Use values for siltstone or shale

**Figura 5.15** Criteri per la scelta dei valori di  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$  per stimare le proprietà geotecniche di ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch.

Occorre evidenziare che il sistema di classificazione basato sull'indice GSI è basato sull'assunzione che l'ammasso roccioso contiene un numero sufficiente di discontinuità variamente orientate in maniera tale che l'ammasso roccioso può essere schematizzato con un modello continuo equivalente (ammassi rocciosi fratturati). In altre parole, è chiaro che il sistema di classificazione GSI non dovrebbe essere applicato agli ammassi rocciosi nei quali la risposta dell'ammasso è chiaramente influenzata dall'orientazione di qualche famiglia di discontinuità

## 5.7 LINEE GUIDA PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICO

Sulla base dei criteri illustrati nei precedenti paragrafi e dei risultati dello studio geologico e delle indagini geotecniche, lungo il profilo geologico longitudinale delle gallerie verranno identificate le zone a comportamento geomeccanico omogeneo e per ciascuna di tali zone verranno definiti i parametri di resistenza e deformabilità per la progettazione della galleria.

A questo scopo verrà adottato il criterio di resistenza di Hoek & Brown, nella versione più recente del criterio, descritta in Hoek et al. (2002), nella quale è stato introdotto il coefficiente di disturbo  $D$  nel calcolo delle costanti  $s$  e  $m_b$ .

Il valore dell'indice GSI verrà inoltre definito sulla base delle indicazioni riportate nel precedente Paragrafo 5.6, in funzione della natura della formazione geologica analizzata. In ogni relazione geotecnica, a conclusione di tale processo relativo alla caratterizzazione geotecnica dell'ammasso roccioso verranno riportati i seguenti grafici, realizzati con apposito foglio Excel (si veda la Figura 5.16), nel quale sono state implementate le formulazioni del criterio di resistenza di Hoek & Brown, al fine di permettere di apprezzare l'andamento dei parametri di resistenza e deformabilità in funzione delle coperture della galleria e delle diverse zone geotecnicamente omogenee (sulla base dei valori di GSI, della resistenza a compressione monoassiale e del valore di  $m_i$  valido per la roccia intatta):

- andamento delle coperture analizzate (Figura 5.17);
- coesione dell'ammasso roccioso (Figura 5.18);
- angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso (Figura 5.19);
- resistenza a compressione monoassiale globale dell'ammasso roccioso  $\sigma'_{cm}$  (Figura 5.20);
- modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso (Figura 5.21).



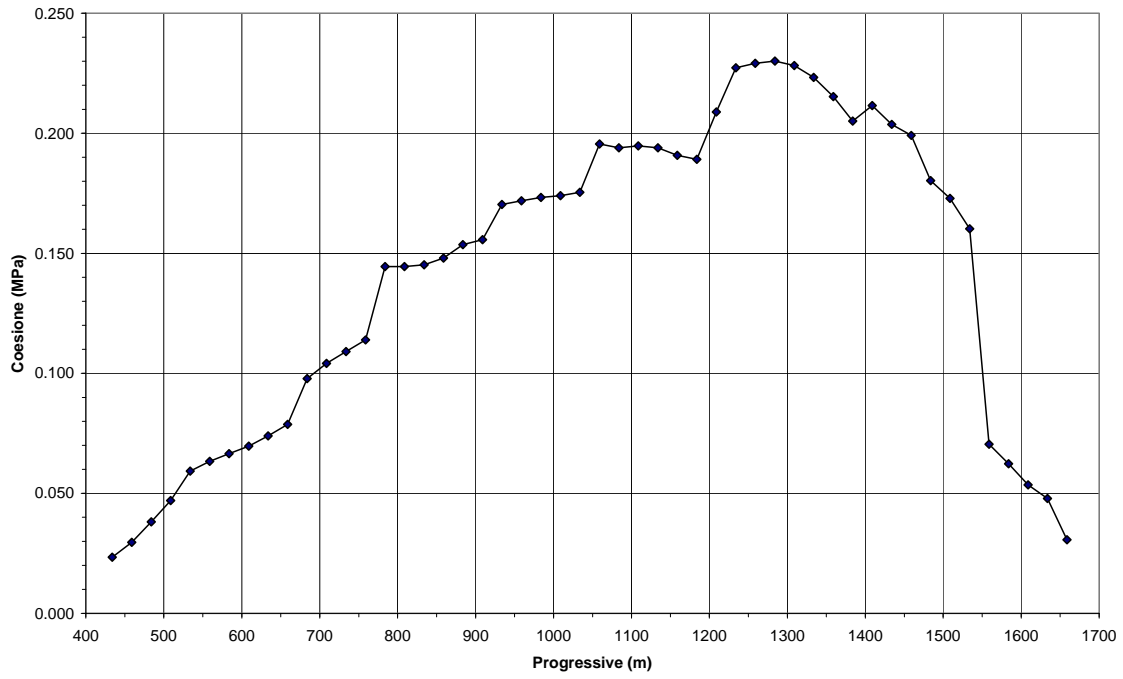


Figura 5.18 Valori di coesione in funzione delle progressive della galleria.

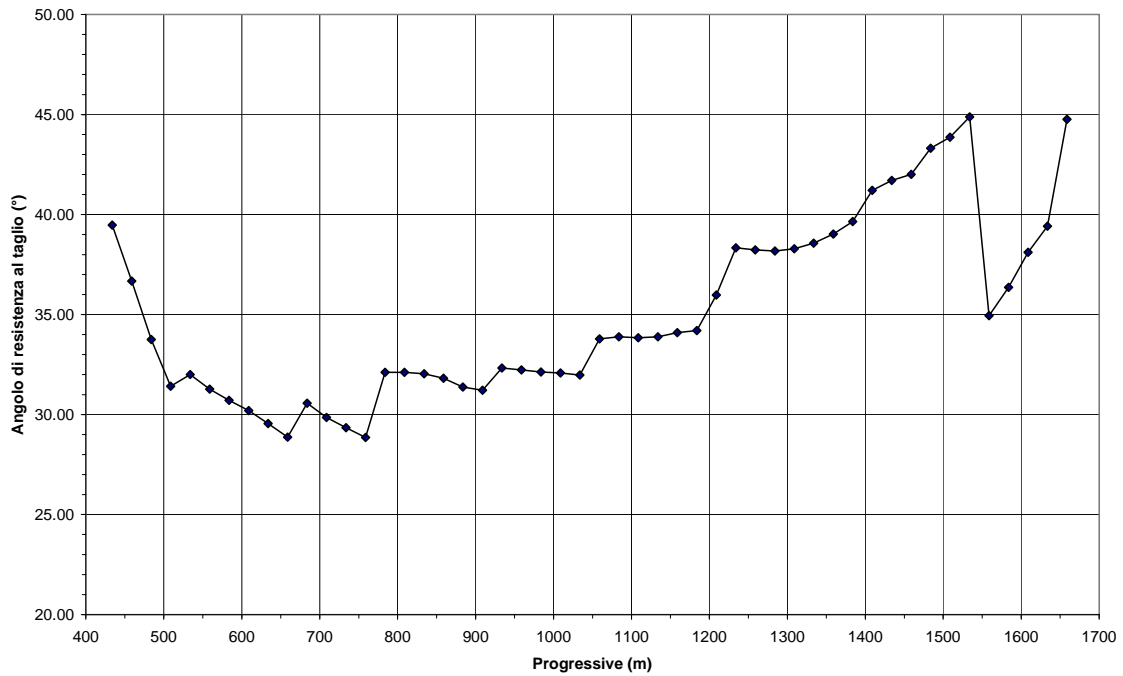
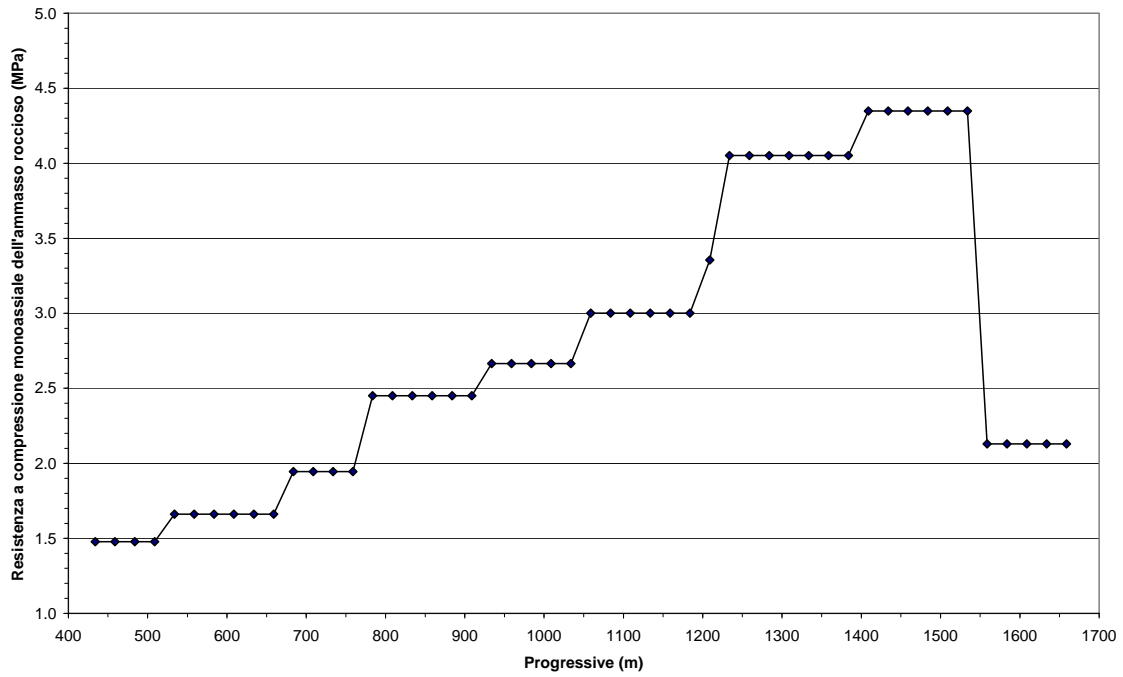
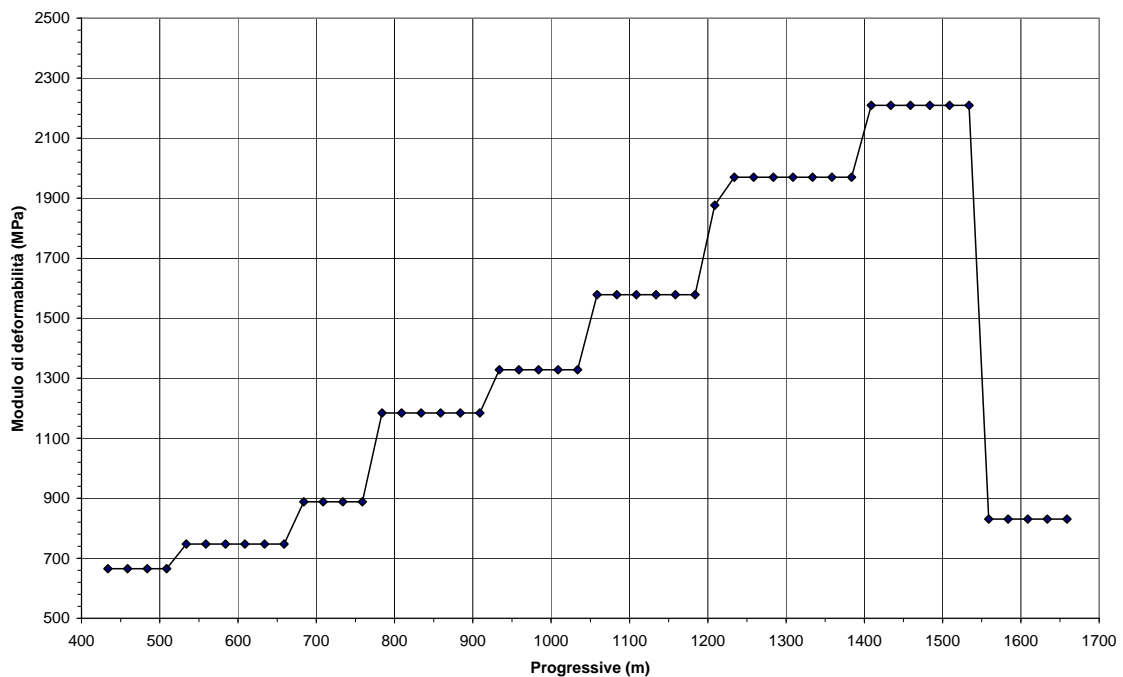


Figura 5.19 Valori dell'angolo di attrito in funzione delle progressive della galleria.





**Figura 5.20** Valori della resistenza a compressione monoassiale globale dell'ammasso roccioso  $\sigma_{cm}$  in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 5.21** Valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso in funzione delle progressive della galleria.

Inoltre verrà anche calcolata la deformazione di un cavo non rivestito ricavando la percentuale di deformazione definita come rapporto fra la convergenza diametrale e il diametro della galleria, adottando la seguente soluzione proposta da Hoek e Marinos (2000):

$$\frac{\delta_i}{d_0} = \left( 0.002 - 0.0025 \frac{p_i}{p_0} \right) \frac{\sigma_{cm} \left( \frac{2.4 p_i}{p_0} - 2 \right)}{p_0}$$

dove:

$d_0$  = diametro originale della galleria in metri

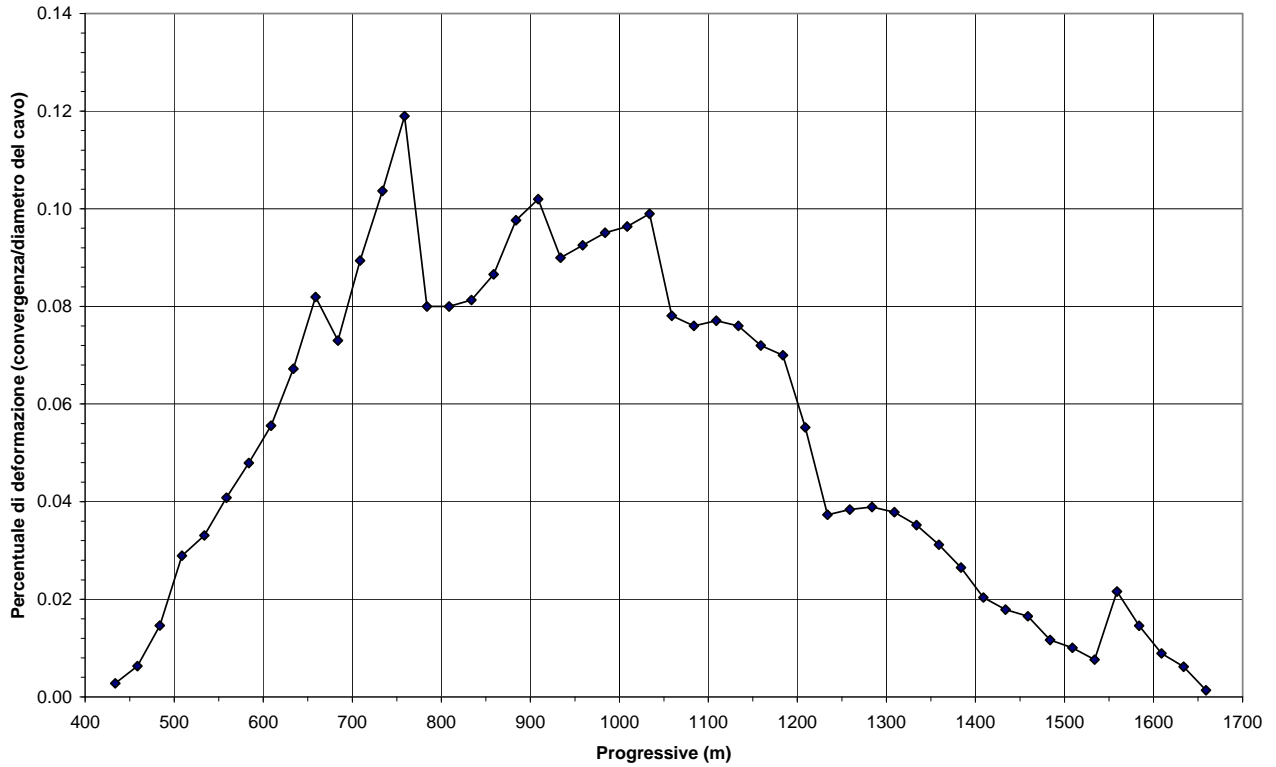
$\delta_i$  = deformazione delle pareti della galleria

$p_i$  = pressione interna del sostegno

$p_0$  = tensione geostatica presente alla quota della galleria = profondità x peso dell'unità di volume

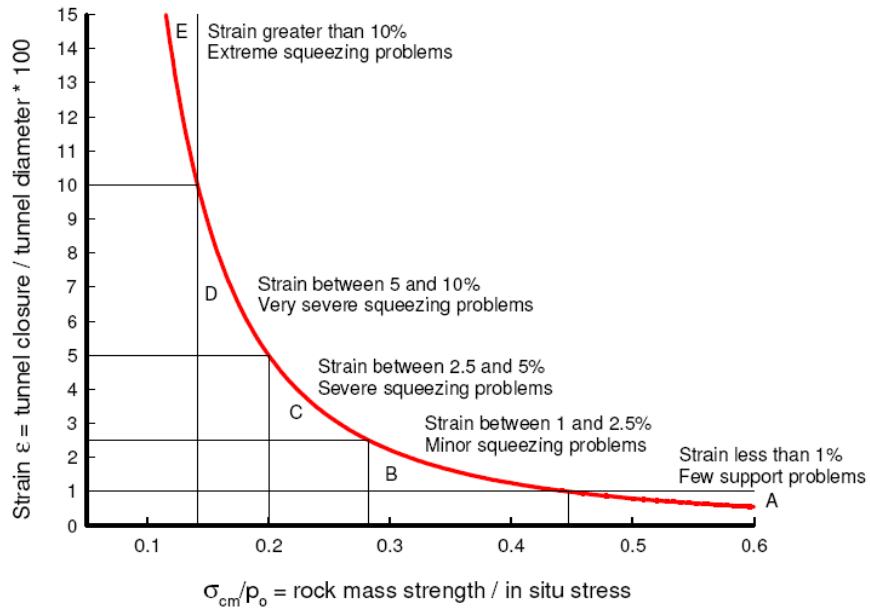
$\sigma_{cm}$  = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso

La seguente Figura 5.22, per la galleria di esempio, riporta l'andamento della percentuale di deformazione.



**Figura 5.22** Valori della percentuale di deformazione della galleria in funzione delle progressive della galleria.

Sulla base del lavoro di Hoek e Marinos (2000), la stima della deformazione della galleria non rivestita, assumendo pertanto una pressione interna del sostegno  $\pi = 0$ , fornisce una prima indicazione preliminare sul grado di difficoltà associato allo scavo della galleria, come indicato nella seguente Figura 5.23.



	Strain ε %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

**Figura 5.23** Relazione approssimata fra la deformazione ed il grado di difficoltà associato con lo scavo di gallerie in formazioni spingenti. Da notare che la curva è relativa a gallerie senza sostegno.

## **6 DATI DI BASE**

### **6.1 INDAGINI E PROVE IN SITO**

Al fine di ricavare i parametri necessari alla caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi interessati dagli scavi in sotterraneo sono stati considerati i risultati delle indagini in sito eseguite lungo l'intero sviluppo della galleria in progetto.

La campagna indagini realizzata ha implicato l'esecuzione di rilievi geomeccanici sugli affioramenti più rappresentativi e di sondaggi geognostici a carotaggio continuo con installazione di piezometri a tubo aperto, prove penetrometriche dinamiche SPT in foro, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prove pressiometriche dilatometriche. A queste si devono aggiungere le indagini sismiche di superficie a rifrazione e a riflessione eseguite con stendimenti sia lungo l'asse della galleria che ortogonali ad essa andando ad indagare profondità d'indagine superiori alla profondità della galleria stessa.

L'ubicazione di tutte le indagini attualmente eseguite nell'ambito del tracciato in progetto ed in particolare sulle gallerie Caravaggio e Valfontanabuona è riportata nella planimetria generale allegata al progetto in scala 1:5000 (GEO 008 - GEO 009).

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione sono stati elaborati sulla base dei risultati delle campagne di indagine svolte nel 2011 per il Progetto Preliminare e nel 2013 per il Progetto Definitivo.

#### **6.1.1 Indagini 2011**

La campagna di indagine 2011 consiste nell'esecuzione di 11 sondaggi geognostici. Le prove in sito eseguite consistono in prove penetrometriche SPT, prove dilatometriche e di permeabilità sia in terra (Prove Lefranc) che in roccia (Prove Lugeon). Nei fori di sondaggio sono stati poi installati piezometri a tubo aperto o inclinometri. La campagna di indagine ha inoltre previsto prove di laboratorio su campioni di terra e roccia.

Nell'ambito della campagna di indagini 2011 sono state eseguite anche n° 10 stendimenti geofisici a rifrazione tomografica. La finalità di questi ultimi è stata di acquisire sia i valori di  $V_p$  sia di  $V_s$  e determinare, in maniera qualitativa, l'andamento degli spessori di copertura e di alterazione sul substrato in corrispondenza delle varie zone.

Nella seguente Tabella sono riportate le principali caratteristiche dei sondaggi eseguiti.

SONDAGGI TERRA 2011												
Sigla	LAB	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Prove SPT (n°)	Prove Lugéon (n°)	Prove Lefranc (n°)	Prove Pressiom. (n°)	Prove Dilatom. (n°)	Strumentazione	Campioni indisturb. (n°)	Campioni rimanegg. (n°)	Campioni ambientali (n°)
FB1		146.639	40,00	1	1			1	piezometro t.a.		9	
FB6		208.155	55,00	2	1			1	piezometro t.a.		10	
FB17		120.567	35,00	6		1			piezometro t.a.		11	
SV2	X	108.179	35,00	10				1	piezometro t.a.		14	
SV4		104.438	40,00	1	1				piezometro t.a.		9	
SV5		130.399	40,00	-	1				piezometro t.a.		8	
SONDAGGI RCT 2011												
Sigla	LAB	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Prove SPT (n°)	Prove Lugéon (n°)	Prove Lefranc (n°)	Prove Pressiom. (n°)	Prove Dilatom. (n°)	Strumentazione	Campioni indisturb. (n°)	Campioni rimanegg. (n°)	Campioni ambientali (n°)
FB7		329.010	150,50		2			1	piezometro t.a.		24-CA-FB7	
FB9		202.070	40,00		1			1	piezometro t.a.		11-CA-FB9	
FB10		178.480	71,00	1	2			1	piezometro t.a.		17-CA-FB10	
FB15		164.080	30,00	2	1			1	inclinometro		9-CA-FB15	
FB16		261.930	75,00	7	1				inclinometro		20	

Tabella 6.1 Campagna di indagini 2011

I campioni di roccia prelevati, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- velocità di propagazione delle onde di compressione;
- compressione monoassiale con misura anche delle deformazioni e quindi dei moduli di deformazione;
- prove triassiali;
- prove di taglio per la valutazione dei parametri di resistenza di picco e residui;
- resistenza a trazione (brasiliiana);
- Point Load Test.

Sono stati inoltre eseguiti n. 10 Rilievi Geomeccanici per le valutazioni dello stato degli ammassi rocciosi in corrispondenza di affioramenti significativi. Gli affioramenti rocciosi prescelti sono statisticamente rappresentativi delle condizioni geomeccaniche che interessano le opere di progetto e per ciascuno di essi sono state determinate:

- le orientazioni delle famiglie di discontinuità;
- le caratteristiche fondamentali di ciascuna famiglia (spaziatura, persistenza, apertura, alterazione, JCS, JRC) e la loro variabilità;
- le classi di appartenenza degli affioramenti rocciosi, con riferimento alle principali classificazioni geomeccaniche (RMR, GSI, Q);
- i parametri fondamentali d'ammasso riferiti al singolo affioramento attraverso le formule di correlazione di letteratura ( $m_b$ ,  $s$ ,  $\sigma_{cm}$ ,  $E$ ,  $c$ ,  $\phi$ );
- la variabilità indotta nei parametri d'ammasso dalla variabilità naturale dei dati d'ingresso (simulazione statistica tipo Monte Carlo).

Per il dettaglio dei rilievi geomeccanici si rimanda alla Relazione Geologica ed alle relative schede di rilievo, nonché alle elaborazioni grafiche ed alle relative classificazioni.



### **6.1.2 Indagini 2013**

Nell'ambito del Progetto Definitivo è stata eseguita, nei mesi da aprile ad agosto, un'ulteriore campagna di indagini geognostiche.

Tale campagna è stata eseguita nei mesi da aprile a agosto 2013 ed ha compreso sondaggi a carotaggio continuo e a distruzione di nucleo (per un totale di 945 m), in corrispondenza degli imbocchi o di opere all'aperto, con realizzazione di indagini e prove geotecniche - geomeccaniche in sito. Nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove SPT, prove dilatometriche e pressiometriche, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, rilievo geomeccanico delle carote, prelievo ed analisi dei fluidi di perforazione. Nei fori di sondaggio sono stati poi installati piezometri a tubo aperto o tubi PVC per esecuzione di Cross Hole.

Nella seguente Tabella sono riportate le principali caratteristiche dei sondaggi eseguiti.

SONDAGGI TERRA 2013													
Sigla	LAB	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Prove SPT (n°)	Prove Lugéon (n°)	Prove Lefranc (n°)	Prove Pressiom. (n°)	Prove Dilatom. (n°)	Strumentazione	Campioni indisturbi (n°)	Campioni rimanegg. (n°)	Campioni ambientali (n°)	
FB1bis		146,900	40,00						tubo pvc CROSS-HOLE + INCL				
FB1ter		147,368	40,00						tubo pvc CROSS-HOLE + INCL				
FB3	X	181,357	45,00		1			1	t.a.		9	3	
FB4	X	150,496	40,00	1	1			1	t.a.		8	2	
FB5	X	159,011	40,00		1			1	t.a.		8	3	
FB11	X	182,614	30,00	1	1			1	t.a.		9	3	
FB12	X	185,840	30,00	2	1			1	t.a.		9	3	
SV1	X	114,873	35,00	8	1			1	t.a.		11	3	
SV3	X	109,616	35,00	1	1			1	t.a.		8	3	
SV6	X	76,173	35,00	1	1			1	t.a.		7	3	
SV7	X	52,347	35,00	1	1			1	t.a.		7	3	
SONDAGGI VICENZETTO 2013													
Sigla	LAB	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Prove SPT (n°)	Prove Lugéon (n°)	Prove Lefranc (n°)	Prove Pressiom. (n°)	Prove Dilatom. (n°)	Strumentazione	Campioni indisturbi (n°)	Campioni rimanegg. (n°)	Campioni ambientali (n°)	
FB14	X	194,092	30,00	4	1		1	1	piezometro t.a.		7	3	
FB18	X	122,141	35,00	1	1			1	piezometro t.a.		9	3	
FB20	X	199,287	20,00	4	1			1	piezometro t.a.		7	3	
FB21	X	115,795	25,00	2	1			1	piezometro t.a.		7	3	
FB9quater	X	195,840	350,00		5				tubo pvc CROSS-HOLE		71	5	
FB9bis		195,658	40,00						tubo pvc CROSS-HOLE				
FB9ter		195,533	40,00						tubo pvc CROSS-HOLE				

Tabella 6.2 Campagna di indagini 2013

Sono state inoltre eseguite n° 17 stese geofisiche per un totale di circa 6580 m lineari indagati ( $V_p + V_s$ ).

Sui campioni prelevati dai sondaggi, sono state realizzate delle prove per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali. Per i campioni di terreno sono state eseguite prove di identificazione (limiti di consistenza e granulometrie; sui campioni lapidei sono state eseguite prove per la determinazione dei parametri fisici,  $V_p$  e  $V_s$ , ricostruzione della curva di involuppo secondo Hoek e Brown, prove di taglio su giunto e prove diffrattometriche per accertare la presenza di minerali rigonfianti (argille).

### **6.1.3 Condizioni Idrologiche**

#### **6.1.3.1 Piezometri**

In tutti i fori di sondaggio considerati sono stati installati piezometri a tubo aperto e/o cella di Casagrande per la misura dei valori di soggiacenza della falda.

Nella tabella che segue sono riassunti, per ogni verticale considerata, la profondità del piezometro a tubo aperto installato, la profondità della cella di Casagrande relativa al tubo considerato, il tratto filtrante, la minima profondità del livello piezometrico rilevata e la data di misurazione ove disponibile.

SONDAGGI TERRA 2013					
Sigla	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Profondità piezometro	Tratto fessurato
		(m s.l.m.)	(m)	(m dal p.c.)	(m dal p.c.)
FB1bis	-	146,900	40,00	-	-
FB1ter	-	147,368	40,00	-	-
FB3	tubo aperto	181,357	45,00	45,00	3.0-45.0
FB4	tubo aperto	150,496	40,00	40,00	3.0-40.0
FB5	tubo aperto	159,011	40,00	40,00	3.0-40.0
FB11	tubo aperto	182,614	30,00	30,00	3.0-30.0
FB12	tubo aperto	185,840	30,00	30,00	3.0-30.0
SV1	tubo aperto	114,873	35,00	35,00	3.0-35.0
SV3	tubo aperto	109,616	35,00	35,00	3.0-35.0
SV6	tubo aperto	76,173	35,00	35,00	3.0-35.0
SV7	tubo aperto	52,347	35,00	35,00	3.0-35.0
SONDAGGI TERRA 2011					
Sigla	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Profondità piezometro	Tratto fessurato
		(m s.l.m.)	(m)	(m dal p.c.)	(m dal p.c.)
FB1	tubo aperto	146,639	40,00	40,00	3.0-40.0
FB6	tubo aperto	208,155	55,00	55,00	3.0-55.0
FB17	tubo aperto	120,567	35,00	35,00	3.0-35.0
SV2	tubo aperto	108,179	35,00	35,00	3.0-35.0
SV4	tubo aperto	104,438	40,00	40,00	3.0-40.0
SV5	tubo aperto	130,399	40,00	40,00	3.0-40.0
SONDAGGI VICENZETTO 2013					
Sigla	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Profondità piezometro	Tratto fessurato
		(m s.l.m.)	(m)	(m dal p.c.)	(m dal p.c.)
FB14	tubo aperto	194,092	30,00	30,00	3.0-30.0
FB18	tubo aperto	122,141	35,00	35,00	3.0-35.0
FB20	tubo aperto	199,287	20,00	20,00	3.0-20.0
FB21	tubo aperto	115,795	25,00	25,00	3.0-25.0
FB9quater	capire piezometro ?	195,840	350,00		
FB9bis	-	195,658	40,00	-	-
FB9ter	-	195,533	40,00	-	-
SONDAGGI RCT 2011					
Sigla	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Profondità piezometro	Tratto fessurato
		(m s.l.m.)	(m)	(m dal p.c.)	(m dal p.c.)
FB7	tubo aperto	329,010	150,50	150,50	119.0-150.5
FB9	tubo aperto	202,070	40,00	40,00	3.0-40.0
FB10	tubo aperto	178,480	71,00	71,00	3.0-71.0
FB15	-	164,080	30,00	-	-
FB16	-	261,930	75,00	-	-

**Tabella 6.3** Caratteristiche piezometri

Nei Profili Geotecnici, i livelli freatici riportati sulle colonnine fanno riferimento ai valori di soggiacenza minima registrati ai piezometri nel corso del periodo 2011-2014. L'andamento della falda riportata sul profilo, ove è stato possibile tracciarlo, correla dati misurati in tempi diversi ed ha pertanto un significato puramente ingegneristico, finalizzato al dimensionamento delle opere.

In ogni caso si evidenzia il fatto che l'individuazione di un andamento univoco della falda risulta difficile, data la morfologia molto acclive dei luoghi ed anche le forti differenze di permeabilità fra i diversi materiali.

Nella Tabella seguente sono riportati i risultati delle misure del livello dell'acqua eseguite nei piezometri:

TUNNEL DI VAL FONTANABUONA - PIEZOMETRI					
COD.STRUM	DATA LETTURA	TUBO APERTO		LETATURA	NOTE
		FONDO TUBO	MISURA		
	PREVISTO	RILEVATO (m da PC)	ACQUA (m da PC)		
FB1	27/10/2014		nr	14.1	APG
	06/10/2014		nr	16.50	APG
	14/06/2012		40.00	15.85	MAM
	07/03/2012		40.00	13.36	MAM
	03/10/2011			16.15	TERRA
					Imbocco S Caravaggio - Rapallo
FB3					
	18/07/2013		----	26.75	TERRA
					Imbocco N Caravaggio - Arbocò
FB4					
	18/07/2013		----	10.75	TERRA
					Viadotto Arbocò
FB5					
	18/07/2013		----	saturo	TERRA
					Viadotto Arbocò
FB6	27/10/2014		nr	23.70	APG
	06/10/2014		nr	23.95	APG
	14/06/2012		53.00	25.16	MAM
	07/03/2012		53.00	24.00	MAM
	03/10/2011			24.35	TERRA
					Imbocco S Fontanabuona - Arbocò
FB7	06/10/2014		nr	64.80	APG
	14/06/2012		151.50	63.42	MAM
	07/03/2012		151.50	62.55	MAM
	03/10/2011			69.60	RCT
	29/09/2011			52.20	RCT
					lungo galleria Fontanabuona - Cighero, da
FB9	27/10/2014		nr	5.40	APG
	06/10/2014		nr	6.05	APG
	14/06/2012		39.25	14.15	MAM
	07/03/2012		39.25	5.20	MAM
	03/10/2011			6.07	RCT
					Imbocco N Fontanabuona - Tribogna
FB10	27/10/2014		nr	nr	APG
	06/10/2014		nr	nr	APG
	14/06/2012		nr	nr	MAM
	07/03/2012		nr	nr	MAM
	03/10/2011			5.51	RCT
					Area di esazione - Fontanabuona
					01/08/2011
FB11	27/10/2014		nr	5.05	APG
	06/10/2014		----	5.95	APG
	18/07/2013			4.55	TERRA
	06/06/2013		31.00	3.95	Simona
					Rimodellamento Litteglia - Fontanabuona
FB12	27/10/2014		nr	nr	APG
	06/10/2014		nr	nr	APG
	18/07/2013			21.10	TERRA
	06/06/2013		29.60	18.73	Simona
					Rimodellamento Litteglia - Fontanabuona
FB14	27/10/2014		nr	nr	APG
	06/10/2014		nr	nr	APG
	06/06/2013		29.65	6.38	Simona
	24/04/2013			4.65	VENZETTO
					Rimodellamento Litteglia - Fontanabuona
FB17	27/10/2014		nr	8.30	APG
	06/10/2014		nr	nr	APG
	14/06/2012		33.72	8.70	MAM
	07/03/2012		33.72	8.24	MAM
	03/10/2011			8.60	TERRA
					contattare sig. Cuneo Agostino tel. 0185 933060
FB18	06/10/2014		nr	nr	APG
	06/06/2013		35.00	6.02	Simona
	24/04/2013			5.51	VENZETTO
					sotterrato/coperto
FB20	27/10/2014		nr	7.45	APG
	06/10/2014		nr	nr	APG
	06/06/2013		19.75	9.70	Simona
	24/04/2013			5.65	VENZETTO
					ripulito/sotto vegetazione presso curva
FB21	06/10/2014		nr	nr	APG
	06/06/2013		25.00	2.98	Simona
	24/04/2013			2.81	VENZETTO
					sotterrato/coperto
SV1					
	18/07/2013		nr	15.05	TERRA
					Rimodellamento svincolo A12 Fontanabuona
SV2	06/10/2014		nr	19.10	APG
	14/06/2012		34.50	18.88	MAM
	07/03/2012		34.50	13.58	MAM
	03/10/2011			17.45	TERRA
SV3					
	18/07/2013		nr	24.80	TERRA
					Rimodellamento svincolo A12 Fontanabuona
SV4	14/06/2012		nr	nr	MAM
	07/03/2012		nr	nr	MAM
	03/10/2011			21.30	TERRA
SV5	06/10/2014		nr	25.10	APG
	14/06/2012		40.30	20.02	MAM
	07/03/2012		40.30	13.92	MAM
	03/10/2011			18.70	TERRA
SV6					
	18/07/2013		nr	19.45	TERRA
					Rimodellamento svincolo A12 Fontanabuona
SV7					
	18/07/2013		nr	7.25	TERRA
	25/06/2013		nr	6.70	Simona
					Rimodellamento svincolo A12 Fontanabuona

Tabella 6.4 Risultati letture piezometri

### **6.1.3.2 Prove di permeabilità**

#### Prove Lefranc

In corrispondenza della perforazione di sondaggio FB17 è stata eseguita 1 prova di permeabilità LEFRANC per la determinazione del coefficiente di permeabilità in sito dei terreni attraversati.

La prova è stata eseguita preparando il tratto di prova (“tasca”) mediante perforazione a carotaggio. Il tratto non in prova è stato rivestito con i tubi metallici utilizzati per il rivestimento provvisorio del foro.

I risultati completi delle prove eseguite sono riportati negli elaborati di prova allegati al progetto, mentre di seguito si riporta una sintesi dei valori del coefficiente di permeabilità misurati nei sondaggi eseguiti lungo il tracciato della galleria in progetto.

#### Prove Lugeon

All'interno di 24 fori di sondaggio sono state eseguite complessivamente n° 30 prove di permeabilità Lugeon per la misura del coefficiente di permeabilità in sito degli ammassi rocciosi attraversati.

La prova di permeabilità Lugeon consiste nell'iniettare acqua in pressione attraverso un tratto di foro di sondaggio scoperto e isolato per mezzo di un otturatore (packer tipo Bimbar 1-R-72). La prova viene eseguita misurando, per ogni gradino di pressione, la portata iniettata nel tratto di foro in esame (di lunghezza generalmente variabile da 2 a 5 m), mantenendola costante per un dato intervallo di tempo. Le prove sono state eseguite in avanzamento con otturatore singolo.

I risultati completi delle prove eseguite sono riportati negli elaborati di prova allegati al progetto, mentre di seguito si riporta una sintesi dei valori del coefficiente di permeabilità misurati.

SONDAGGI TERRA 2013						
Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo di prova	Profondità prova		Profondità falda (m dal p.c.)	Coeff. perm. K (m/s)
			da (m dal p.c.)	da (m dal p.c.)		
FB3	181,357	L	24,00	25,80	22,20	2,40E-06
FB4	150,496	L	5,00	6,60	6,60	1,50E-06
FB5	159,011	L	11,00	13,15	8,50	2,20E-07
FB11	182,614	L	5,00	6,80	4,00	4,50E-06
FB12	185,840	L	10,00	12,15	12,15	1,90E-06
SV1	114,873	L	21,00	23,40	15,40	2,10E-07
SV3	109,616	L	10,00	12,35	12,00	2,10E-06
SV6	76,173	L	9,00	11,00	11,00	2,25E-06
SV7	52,347	L	10,40	12,90	7,10	5,00E-07
SONDAGGI TERRA 2011						
Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo di prova	Profondità prova		Profondità falda (m dal p.c.)	Coeff. perm. K (m/s)
			da (m dal p.c.)	da (m dal p.c.)		
FB1	146,639	L	17,30	20,30	13,50	1,20E-07
FB6	208,155	L	37,00	40,80	20,50	5,00E-08
FB17	120,567	F	9,00	10,30	8,50	4,31E-04
SV2	108,179	L	23,00	27,75	15,80	1,00E-07
SV4	104,438	L	9,00	13,30	13,30	1,30E-06
SV5	130,399	L	9,00	13,20	13,20	7,00E-07
SONDAGGI VICENZETTO 2013						
Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo di prova	Profondità prova		Profondità falda (m dal p.c.)	Coeff. perm. K (m/s)
			da (m dal p.c.)	da (m dal p.c.)		
FB14	194,092	L	12,00	16,70	5,30	non deteminabile
FB18	122,141	L	12,00	16,70	5,30	non deteminabile
FB20	199,287	L	10,00	15,00	5,56	2,42E-08
FB21	115,795	L	9,00	13,70	2,80	non deteminabile
FB9quater	195,84	L	31,00	36,00	0,00	3,12E-07
		L	86,00	91,00	0,00	7,46E-07
		L	140,00	145,00	0,00	1,20E-06
		L	242,00	247,00	0,00	2,74E-08
		L	261,00	266,00	0,00	3,50E-08
SONDAGGI RCT 2011						
Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo di prova	Profondità prova		Profondità falda (m dal p.c.)	Coeff. perm. K (m/s)
			da (m dal p.c.)	da (m dal p.c.)		
FB7	329,01	L	127,50	132,50	52,20	1,80E-07
		L	133,45	138,40	52,20	8,28E-08
FB9	202,070	L	10,50	15,80	assente	1,53E-07
FB10	178,48	L	25,50	30,50	8,00	4,59E-08
		L	60,00	65,00	8,00	4,79E-08
FB15	164,080	L	6,50	11,50	2,00	9,00E-09
FB16	261,930	L	19,00	24,00	assente	1,12E-07

**Tabella 6.5** Risultati prove di permeabilità (L = prova Lugeon, F = prova Lefranc)



## **Sintesi prove permeabilità**

A causa del carattere anisotropo della permeabilità dei litotipo esaminato, si farà riferimento al concetto di permeabilità equivalente, che risulta più appropriato a descrivere il flusso che avviene preferenzialmente lungo discontinuità più o meno diffuse all'interno dell'ammasso roccioso. I coefficienti di permeabilità dell'ammasso determinati con prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, mostrano come, per i materiali di alterazione degli ammassi di substrato sono attesi valori paria circa  $10^{-4}$  m/s, mentre per i litotipi più competenti, ci sia una variabilità da  $10^{-6}$  a  $10^{-9}$  m/s. Seguendo le norme AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain) la classe di permeabilità attribuita al materiale alterato di copertura è tra K4 e K3 con permeabilità da media a molto alta, mentre la permeabilità attribuita alle formazioni lapidee alla profondità di progetto è mediamente la k2 con permeabilità da bassa a media.

<b>Classe</b>	<b>Permeabilità in m/s</b>	<b>Descrizione</b>
K1	$< 10^{-8}$	da molto bassa a bassa
K2	da $10^{-8}$ a $10^{-6}$	da bassa a media
K3	da $10^{-6}$ a $10^{-4}$	da media a alta
K4	$> 10^{-4}$	da alta a molto alta

**Tabella 6.6** Descrizione della permeabilità secondo le norme AFTES.

Riassumendo quindi, i coefficienti di permeabilità valutati mediante prove Lefranc e Lugeon in foro di sondaggio sono dell'ordine di  $10^{-6} \div 10^{-8}$  m/sec; si rileva che, in relazione alla macrostruttura e al grado di fratturazione della formazione, tali valori possono essere rappresentativi della permeabilità in condizioni di flusso in direzione orizzontale; i coefficienti di permeabilità in condizioni di flusso in direzione verticale, in ragione delle caratteristiche del materiale, possono risultare anche uno/tre ordini inferiori, ovvero dell'ordine di  $10^{-7} \div 10^{-9}$  m/sec.

### **6.1.4 Prove Pressiometriche**

Nel foro di sondaggio FB14 è stata eseguita 1 prova pressiométrica, finalizzata alla definizione dei parametri di deformabilità e di resistenza dei terreni attraversati attraverso

la misura delle pressioni e delle deformazioni indotte dall'espansione di una membrana cilindrica di dimensioni prestabilite nel foro di sondaggio.

Il modulo pressiométrico viene calcolato nei tratti quasi rettilinei di 1° e 2° carico della curva pressiométrica corretta, caratterizzante la fase di deformazione pseudo-elastica, e nella tratto di scarico (fase unloading). Il significato dei moduli ricavati è ripotato in Figura 6.1.

Nella seguente Tabella 6.7 si riporta una sintesi dei risultati ottenuti, rimandando agli elaborati di prova allegati al progetto per l'esame completo delle prove eseguite.

SONDAGGI VICENZETTO 2013						
Sigla	Tipo di prova	Profondità prova	Po	Pf	PI	E
		(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
FB14	prova pressiométrica	6,80	0,116	0,293	0,917	8,57

Tabella 6.7 Quadro riassuntivo prove Pressiométriche

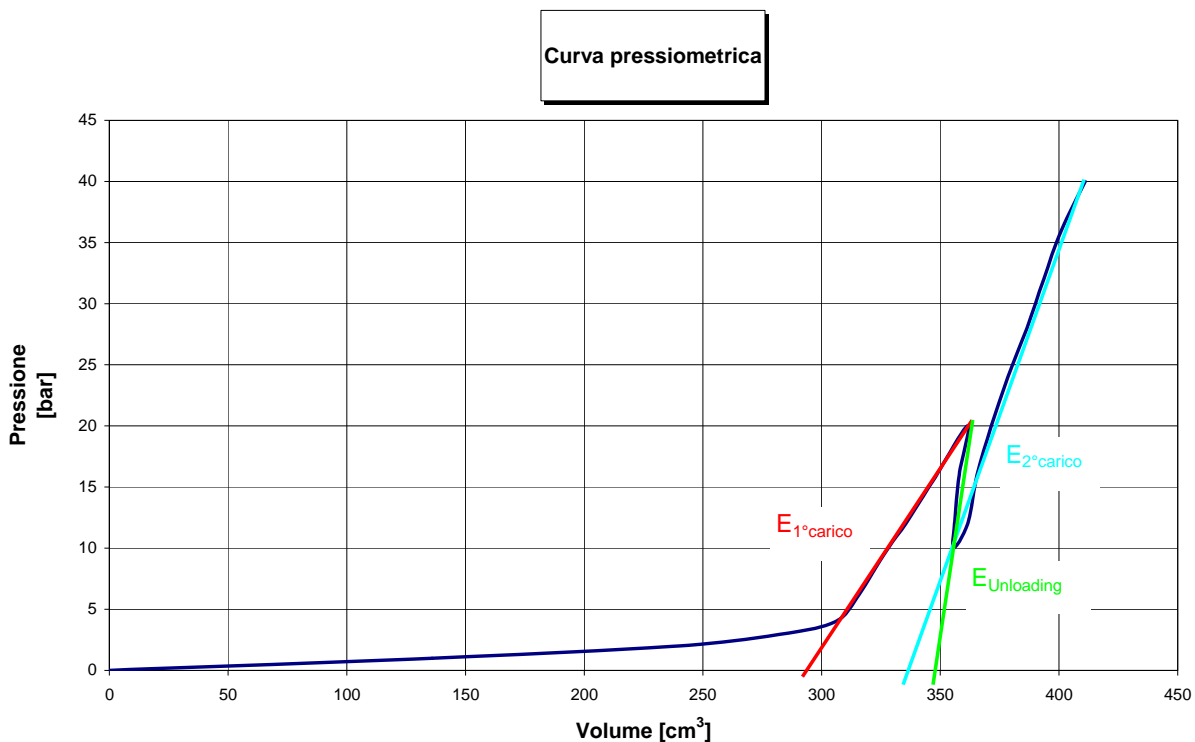


Figura 6.1 Interpretazione Grafica Moduli Elastici

Le prove pressiométriche Menard hanno fornito valori di modulo decisamente bassi, presumibilmente influenzati sia dal disturbo indotto dalla perforazione (apertura delle

discontinuità strutturali e detensionamento dell'ammasso attorno al foro), sia da errori sperimentali connessi in particolar modo con la precisione delle misure di variazione di volume e quindi di deformazioni radiali.

### **6.1.5 Prove Dilatometriche**

Nell'ambito delle campagne geognostiche in esame, per le perforazioni di sondaggio indicate nella Tabella 6.8, sono state condotte complessivamente n° 20 prove dilatometriche atte alla definizione dei parametri di deformabilità dell'ammasso roccioso attraversato dalla galleria in esame.

Le prove sono state eseguite con dilatometro flessibile costituito da centralina di acquisizione e sonda, di diametro pari a 95 mm. La sonda e la centralina di misura sono collegate da un cavo elettrico multipolare e da un cavo pneumatico ad alta resistenza. Nelle sonda sono alloggiati due trasduttori di pressione e tre trasduttori di spostamento con fondo scala di 25 mm, rispettivamente con risoluzione 0.2 % f. s. e 1/1000 mm e precisione 0.1 bar e 5/1000 mm.

La sonda ha un diametro di 95 mm, lunghezza del tratto di prova di 1000 mm, con rapporto lunghezza/diametro maggiore di 10.

Per regolare la pressione si utilizza un sistema composto da valvola e rubinetto, con capacità 0 – 200 bar in grado di aumentare, diminuire o mantenere costante la pressione all'interno della sonda.

La prova dilatometrica è concettualmente simile ad una pressiometrica , si esegue sulle pareti dei fori di sondaggio privi di rivestimento dal basso verso l'alto, a sondaggio completato, oppure in avanzamento , realizzando una tasca di prova sul fondo del foro.

Essa consiste nel mettere in pressione un tratto di foro della lunghezza di 1 m e misurare le deformazioni delle pareti del foro lungo tre direzioni diametrali poste a 120° l'una dall'altra in seguito alla pressurizzazione della sonda mediante azoto. La pressione viene esercitata in maniera uniforme, grazie alla guaina flessibile della sonda.

La prova viene eseguita con tre cicli completi di carico e scarico, raddoppiando la pressione massima raggiunta in un ciclo nel ciclo successivo, essa dipende dalla profondità della prova stessa e dalle caratteristiche della roccia. In particolare i valori di massima pressione vengono ridotti quando il foro presenta un diametro iniziale troppo elevato o la sezione dello stesso presenta una eccentricità marcata, soprattutto se in presenza di rocce ad alta deformabilità.

La prova di “creep” consiste nel mantenere la pressione costante e misurare le deformazioni diametrali ad intervalli prefissati, di seguito si esegue in corrispondenza del gradino di pressione più alto di ogni ciclo.

I moduli indicati, determinati sulla base delle teorie sull'espansione delle cavità cilindriche, sono stati calcolati singolarmente per ogni trasduttore e sul valore medio delle deformazioni. Essi hanno il seguente significato:

- Modulo di Deformazione: calcolato in fase di carico tra la minima pressione di prova e la massima pressione raggiunta ad ogni ciclo.
- Modulo di Scarico (Elastico): calcolato in fase di scarico fra la massima pressione raggiunta ad ogni ciclo e la minima pressione di prova.
- Modulo di Primo Carico: calcolato in fase di carico tra la massima pressione raggiunta nel ciclo in esame e quella raggiunta nel ciclo precedente.
- Modulo di Ricarico: calcolato tra la minima pressione del ciclo e la massima raggiunta nel ciclo precedente

Si è quindi arrivati alla definizione del modulo di deformazione medio, calcolato sulla base della curva di carico del 2° ciclo di carico, e del modulo di elasticità medio, calcolato sulla base della curva di scarico del 2° ciclo di carico. La misura delle deformazioni lungo tre diversi diametri ha inoltre consentito la valutazione delle condizioni di anisotropia dei materiali indagati, definite sulla base dell'indice di anisotropia espresso come rapporto tra la deformazione diametrale massima e la deformazione diametrale minima relative al 2° ciclo di carico.

Nelle seguenti tabelle si riporta una sintesi dei risultati ottenuti, rimandando agli elaborati di prova allegati al progetto per l'esame completo delle prove eseguite.

SONDAGGI TERRA 2013								
Sigla	Tipo di prova	Profondità prova (m)	Ciclo di carico		Ed (MPa)	Ciclo di scarico		Eu (MPa)
			inizio (kPa)	fine (kPa)		inizio (kPa)	fine (kPa)	
FB3	prova dilatometrica	28,50	730	2310	13443	2310	700	17924
			700	3910	16616	3910	700	21679
			700	7090	19773	7090	680	24315
FB4	prova dilatometrica	10,50	910	2010	7837	2010	1020	9996
			1020	3420	11172	3420	990	16055
			990	6590	17117	6590	1010	21715
FB5	prova dilatometrica	6,00	1000	2600	17925	2600	990	24771
			990	4990	20787	4990	1010	28875
			1010	8810	28366	8810	990	35924
FB11	prova dilatometrica	10,50	800	2410	10158	2410	810	11611
			810	4410	11615	4410	1190	14731
			1199	7610	14350	761	1220	19676
FB12	prova dilatometrica	15,00	810	2400	8844	2400	800	13168
			800	4400	11456	4400	1220	21526
			1220	7600	17202	7600	1190	27885
SV1	prova dilatometrica	16,50	500	1510	9214	1510	520	13627
			520	2900	12923	2900	520	19462
			520	4490	16208	4490	520	23099
SV3	prova dilatometrica	15,50	490	1720	7289	1720	500	11674
			500	2900	9922	2900	500	12949
			500	4500	11235	4500	520	14225
SV6	prova dilatometrica	15,50	620	1790	4296	1790	590	7454
			590	2590	7124	2590	620	10214
			620	4590	9579	4590	620	12933
SV7	prova dilatometrica	14,00	650	1650	257	1650	650	938
			650	2220	499	2220	670	1091
			670	3430	596	3430	670	1361
SONDAGGI TERRA 2011								
Sigla	Tipo di prova	Profondità prova (m)	Ciclo di carico		Ed (MPa)	Ciclo di scarico		Eu (MPa)
			inizio (kPa)	fine (kPa)		inizio (kPa)	fine (kPa)	
FB1	prova dilatometrica	14,50	700	1710	4702	1710	710	11190
			710	3100	6412	3100	710	11529
			710	5120	7823	5120	1100	14029
FB6	prova dilatometrica	35,50	600	2200	9087	2200	610	12247
			610	4200	11415	4200	1010	14934
			1010	7400	12520	7400	1010	17346
SV2	prova dilatometrica	21,40	510	2310	7721	2310	680	11779
			680	4270	9531	4270	1080	14851
			1080	7500	11058	7500	1100	16065
SONDAGGI VICENZETTO 2013								
Sigla	Tipo di prova	Profondità prova (m)	Ciclo di carico		Ed (MPa)	Ciclo di scarico		Eu (MPa)
			inizio (kPa)	fine (kPa)		inizio (kPa)	fine (kPa)	
FB14	prova dilatometrica (con creep)	15,50	0	990	633	990	10	1456
			10	1990	1199	1990	0	2084
			0	3000	1591	3000	0	2352
FB18	prova dilatometrica (con creep)	10,50	0	990	302	990	0	962
			0	2010	775	2010	0	1343
			0	3000	1142	3000	0	1734
FB20	prova dilatometrica (con creep)	11,50	0	1010	213	1010	0	603
			0	2010	462	2010	0	806
			0	3000	658	3000	20	1069
FB21	prova dilatometrica (con creep)	10,50	0	990	175	990	140	981
			140	2060	738	2060	110	1241
			110	2820	1058	2820	120	1808
SONDAGGI RCT 2011								
Sigla	Tipo di prova	Profondità prova (m)	Ciclo di carico		Ed (MPa)	Ciclo di scarico		Eu (MPa)
			inizio (kPa)	fine (kPa)		inizio (kPa)	fine (kPa)	
FB7	prova dilatometrica	133,48	690	1480	1878	480	690	7133
			740	1700	11389	1700	740	2673
			630	1660	5505	1660	630	7590
FB9	prova dilatometrica	16,15	580	1084	981	1084	580	1833
			500	1506	1892	1506	500	1673
			508	1900	2918	1900	508	4449
FB10	prova dilatometrica (con creep)	30,25	0	1000	2541	1000	0	7059
			0	2170	5013	2170	10	10165
			10	3000	6784	3000	0	13145
FB15	prova dilatometrica (con creep)	19,00	0	1010	129	1010	20	423
			20	2010	3197	2010	30	15708
			30	2730	5528	2730	20	11096

Tabella 6.8 Quadro riassuntivo prove Dilatometriche

Dall'analisi dei certificati di prova, si rileva che i moduli di Young di scarico e ricarico sono doppi rispetto a quelli di primo carico; ciò lascia presupporre che quelli di primo carico siano in questo caso influenzati dal disturbo indotto dalla perforazione.

Si rileva inoltre che i moduli di Young ottenuti con le prove dilatometriche, sono sensibilmente superiori a quelli ottenuti con le prove pressiometriche tipo Menard. Questi ultimi sono infatti influenzati sia dal disturbo indotto dalla perforazione (come nel caso delle prove dilatometriche), sia da errori sperimentali connessi soprattutto con la precisione delle misure di variazione di volume e quindi di deformazioni radiali.

Infine, si noti come essi siano confrontabili con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove triassiali su spezzoni lapidei, mentre risultano superiori a quelli medi valutati per l'ammasso con la metodologia proposta da Hoek. Ciò viene confermato dal fatto che la zona selezionata per la prova dilatometrica ricade all'interno di materiale litoide competente.

## **6.1.6 Prospezioni sismiche**

### **6.1.6.1 Prove Cross-Hole**

All'interno delle perforazioni di sondaggio FB1 e FB9 sono state condotte prospezioni sismiche per la misura della velocità di propagazione delle onde primarie di compressione (onde P) e delle onde secondarie di taglio (onde S), utilizzando lo schema Cross-Hole che prevede l'esistenza di almeno due fori di sondaggio attrezzati con un tubo di rivestimento cementato al terreno circostante all'interno dei quali si collocano, in uno un sensore sismico a tre componenti orientate secondo le direzioni spaziali, nell'altro un sistema di generazione delle onde.

Al fine di eliminare l'errore dovuto alla reale distanza tra i due fori alle varie profondità è stata effettuata la misura della verticalità dei fori mediante misure con sonda inclinometrica SISGEO e centralina NADIR. In base ai risultati delle misure inclinometriche, è stata effettuata la correzione alle varie profondità della distanza tra i due fori. La distanza

corretta, per ogni punto di esecuzione delle misure Cross-Hole, è stata poi utilizzata nel calcolo delle velocità sismiche.

Il sistema di generazione delle onde, costituito da un maglio con corsa verticale ha generato essenzialmente onde di tipo SV, cioè onde S polarizzate nel piano verticale. La componente di compressione è praticamente assente, ma visto che il sistema lavora al di sotto del livello di acqua nel foro, l'impatto del maglio si traduce anche in una sollecitazione di compressione del liquido, per cui si può avere un certo segnale dell'onda P. Nel caso specifico le onde P sono state discretamente visibili al di sotto dei 20 m dal p.c.

Il Cross-Hole è stato eseguito con misure a cadenza di un metro. La restituzione delle misure Cross – Hole è scaturita dall'elaborazione dei sismogrammi relativi ai tre canali del geofono (uno verticale e due orizzontali) alle varie profondità. Dall'analisi dei tempi di arrivo delle tre componenti delle onde S, relative ai rispettivi canali, è stato fatto il picking dei tempi di arrivo alle varie profondità. Dai sismogrammi è stato inoltre individuato anche il segnale delle onde di compressione (onde P). Tali sismogrammi sono stati successivamente elaborati con tecniche di filtraggio del segnale e deconvoluzione, che hanno permesso riportare il treno di onde all'impulso iniziale. In base alle operazioni di picking sono state calcolate le velocità tenendo in considerazione le distanza corrette tra i due fori alle varie profondità.

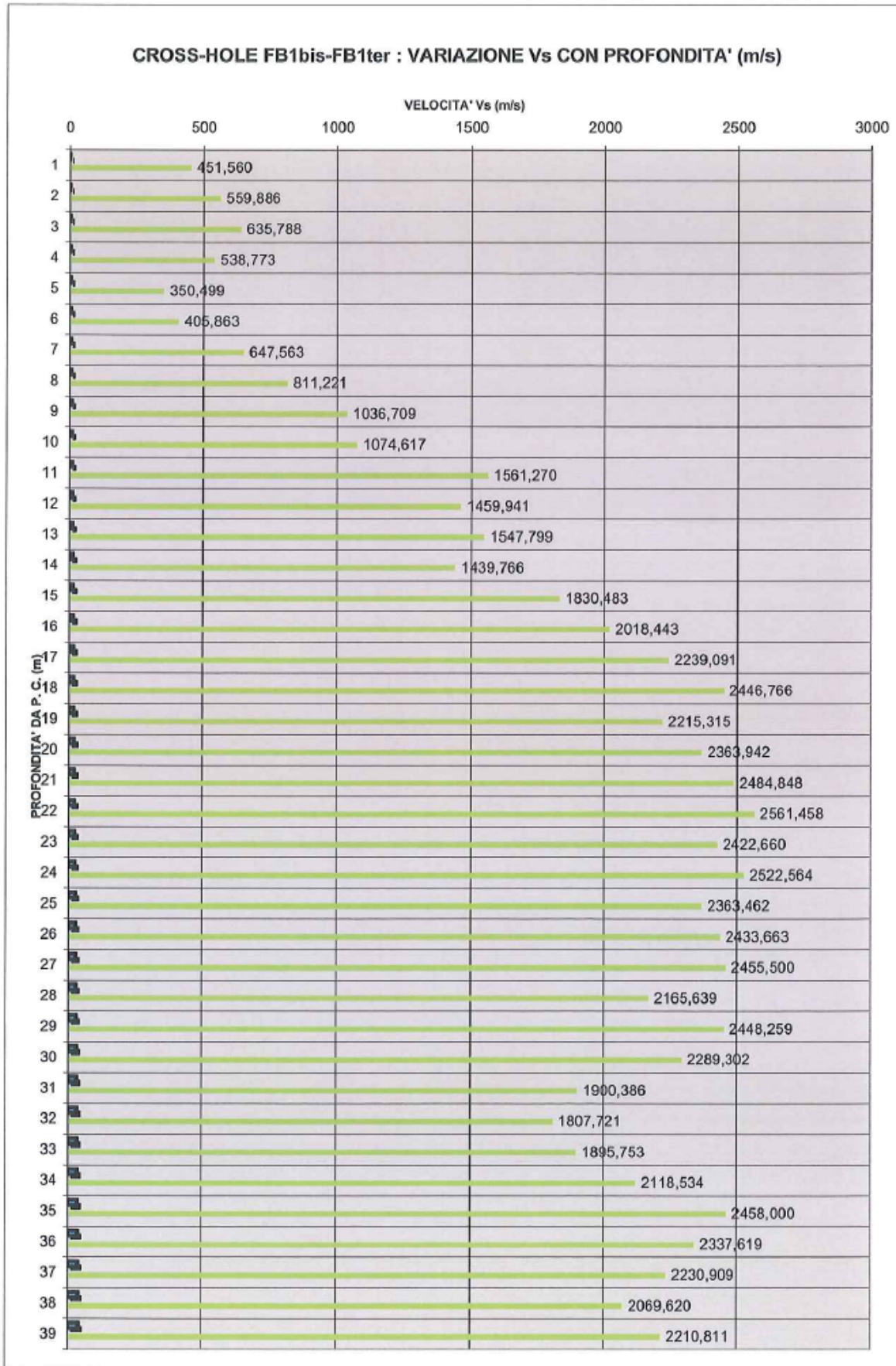
In totale nei fori di sondaggio considerati sono stati eseguiti 40+40 m di prospezione sismica cross-hole.

Nelle Figura 6.2 ÷ Figura 6.4 si riportano le diagrafie di  $V_p$  e  $V_s$ .



**Figura 6.2** Variazione  $V_p$  nel foro di sondaggio FB1





**Figura 6.3** Variazione  $V_s$  nel foro di sondaggio FB1

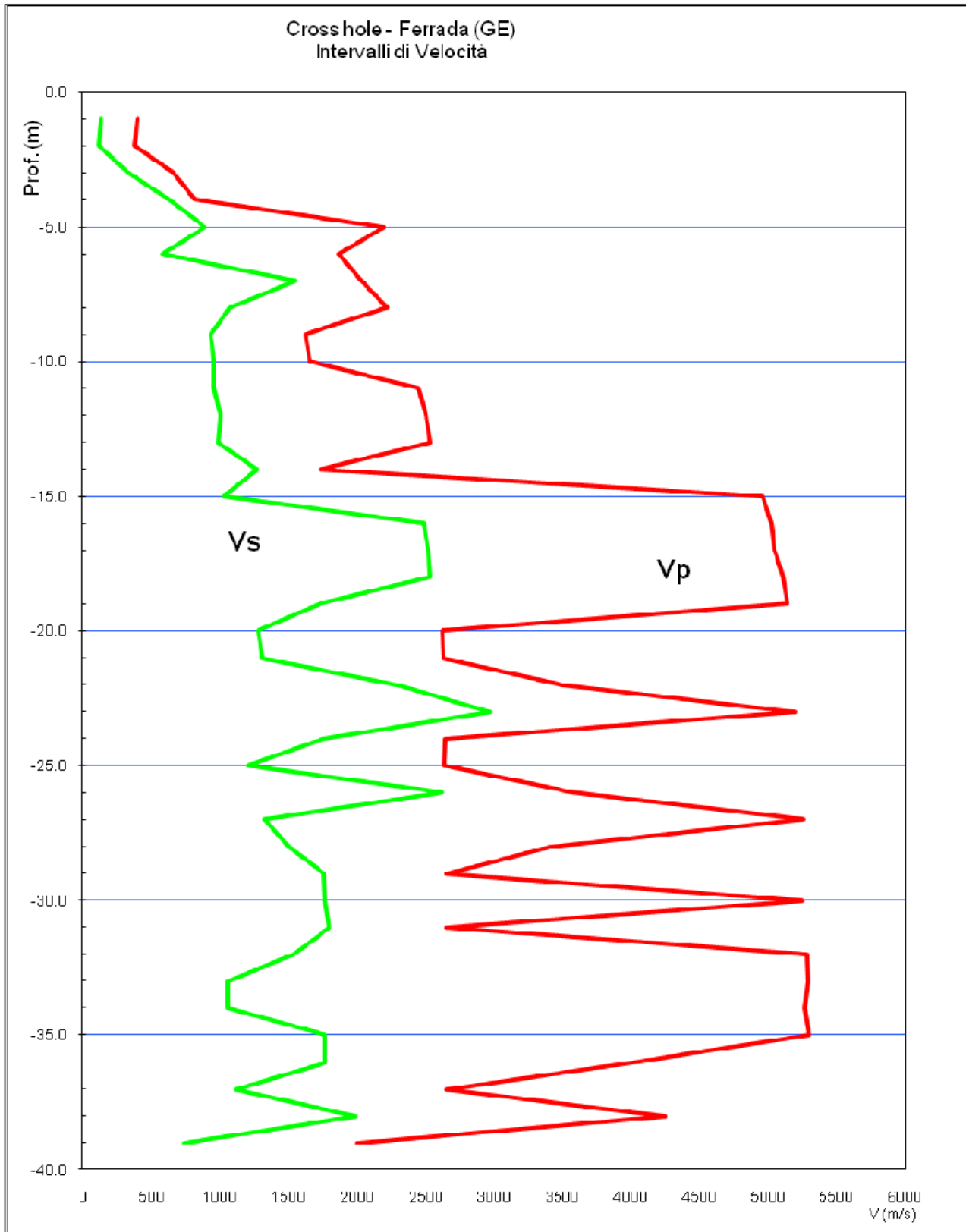


Figura 6.4 Variazione  $V_p$ ,  $V_s$  nel foro di sondaggio FB9

### **6.1.6.2 Sismica a rifrazione**

Nella zona di sviluppo della galleria in progetto sono state condotte indagini sismiche a rifrazione per uno sviluppo complessivo di 49475 m di stendimenti acquisiti. In particolare la sismica a rifrazione ha permesso di individuare i principali contrasti di velocità nella propagazione delle onde sismiche e, a seguito delle operazioni di elaborazione dei dati, di definire nel dettaglio gli spessori e lo sviluppo, lungo l'asse dell'opera in progetto, gli orizzonti di copertura e di alterazione del substrato lapideo caratterizzati da marcate riduzioni di velocità rispetto alla roccia sottostante.

I risultati delle prospezioni sismiche a rifrazione sono mostrati nei rapporti di indagine allegati al progetto

## **6.2 PROVE DI LABORATORIO**

Sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati durante la perforazione dei sondaggi geognostici sono state eseguite prove finalizzate alla identificazione delle proprietà geotecniche (analisi granulometriche, determinazioni dei limiti di consistenza, determinazioni del peso di volume naturale, determinazioni del peso specifico dei grani e determinazioni del contenuto naturale d'acqua) e prove finalizzate alla determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio di picco e residua (prove di taglio diretto).

Per quanto riguarda le litologie francamente lapidee le prove sono consistite in determinazioni del peso di volume naturale, misure della velocità sonica, prove di Point Load Strength, prove di compressione monoassiale e triassiale con determinazione dei parametri elastici e prove di trazione indiretta (brasiliana)

I risultati di tutte le prove eseguite sono riportati per esteso negli elaborati di indagine allegati al progetto.

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

### 7.1 ARDESIE DI MONTE VERZI

Questa formazione, già indicata come formazione delle lavagne (Casella & Terranova, 1963), presenta nella zona in oggetto caratteristiche che possono essere riassunte nella descrizione dei litotipi dei quali essa è formata:

- ardesia grigio plumbea al taglio fresco, grigio cenere o giallo terra sulla superficie alterata; la scistosità è sempre obliqua rispetto alla stratificazione; è interessata spesso da vene di calcite bianca; forma strati di potenza variabile da decimetri ad alcuni metri;
- arenaria micacea, grigia al taglio, bruna e giallognola se alterata, di grana generalmente fine; è interessata spesso da vene di quarzo trasversali; forma strati di potenza più frequente di 0.5 m;
- scisti argillosi grigi e grigio – bruni, alterati in toni marroncini ed arrossati, la scistosità è molto fine, ma irregolare rispetto al litotipo ardesiaco; la potenza degli strati è variabile da qualche centimetro a diversi decimetri, raramente supera il metro.

I litotipi ora descritti si alternano ritmicamente con frequenze assai variabili nell'ambito dello sviluppo dell'intera formazione ardesiaca. Da dati di letteratura (Terranova, 1968) sulla base di una sequenza di misure effettuate nel tratto Coreglia Ligure – Crocetta e quindi nella parte più alta della formazione nella parte più alta della formazione è stata evidenziata la presenza del 43% di ardesia, del 16% di arenaria, del 30% di scisti argillosi e argilloso – marnosi. Osservazioni analoghe effettuate nella parte basale della formazione hanno mostrato una maggiore percentuale per le arenarie. Si è inoltre osservato che nella parte alta della formazione delle ardesie, prossima ai calcari marnosi del Monte Antola, compaiono intercalazioni potenti di 3-5 m, formate da successioni di straterelli costituiti di argilloscisti, arenarie e scisti argilloso – marnosi. Tali ricorrenze rappresentano orizzonti prevalentemente argilloscisti che sono presenti in tutta la formazione, ma che in questa parte compaiono con notevole accentuazione della loro potenza.

La seguente Tabella 7.1 riporta i valori più significativi ottenuti dai rilievi geologico – strutturali effettuati per la campagna geognostica relativa al progetto preliminare, per quanto concerne i valori necessari ad applicare il criterio di rottura di Hoek&Brown (valori di GSI,  $\sigma_{ci}$  ed  $m_i$ ), per la definizione dei parametri di resistenza la taglio nonché per la valutazione del modulo di deformabilità.

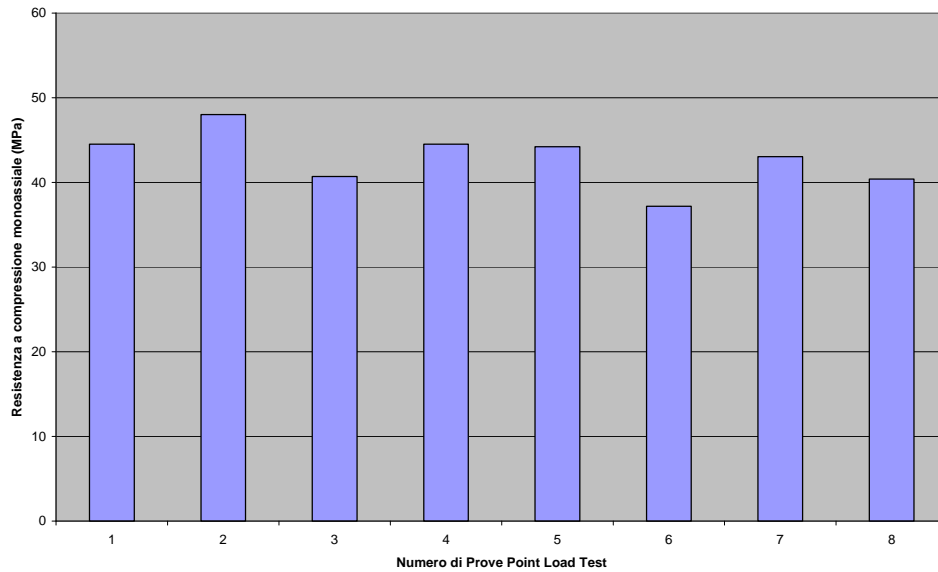
GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO - RISULTATO RILIEVI GEOLOGICO - STRUTTURALI SULLE ARDESIE DI MONTE VERZI							
Rilievo	Litologia e descrizione geologica generale	GSI					
		Val. Medio	Dev. Std. ( $\sigma$ )	GSI-1.64 $\sigma$	GSI+1.64 $\sigma$	Min.	Max.
RG3	Marne calcaree nerastre, nocciola in alterazione in strati da centimetrici a decimetrici	42	2.5	38	46	40	45
RG4	Alternanze di calcari marnosi grigio scuri in strati da decimetrici a metrici, marne siltose e siltiti marnose laminate in livelli di spessore da centimetrico a metrico. Il rapporto stratimetrico tra le litologie calcaree e quelle siltitico-marnose, misurato su una lunghezza di 9 m è risultato pari a 2.7 (calcari=73%, siltiti - marne=27%)	42	2.5	38	46	40	45

Rilievo	Litologia e descrizione geologica generale	$\sigma_{ci}$ (MPa)		
		Min.	Moda	Max.
RG3	Marne calcaree nerastre, nocciola in alterazione in strati da centimetrici a decimetrici	47	70	112
RG4	Alternanze di calcari marnosi grigio scuri in strati da decimetrici a metrici, marne siltose e siltiti marnose laminate in livelli di spessore da centimetrico a metrico. Il rapporto stratimetrico tra le litologie calcaree e quelle siltitico-marnose, misurato su una lunghezza di 9 m è risultato pari a 2.7 (calcari=73%, siltiti - marne=27%)	64	116	164

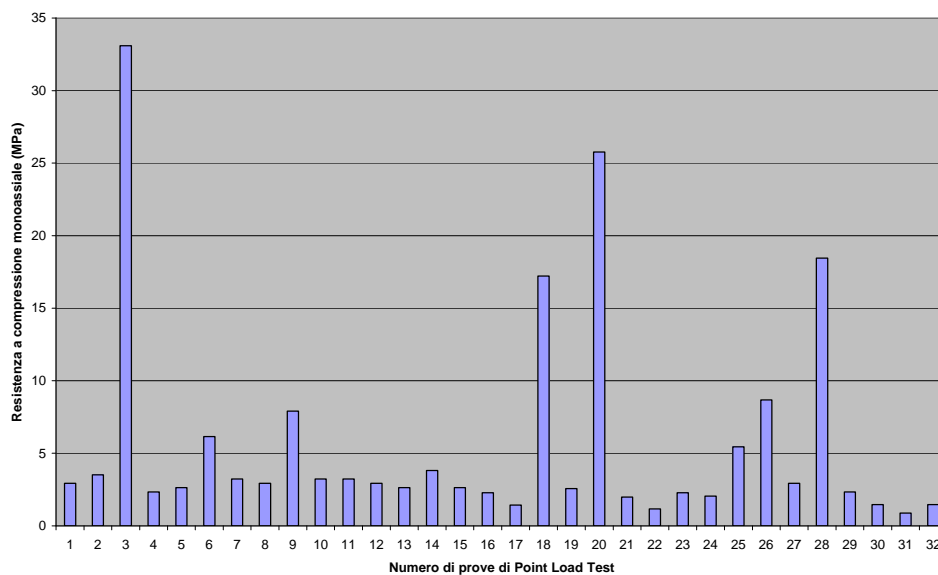
**Tabella 7.1** Ardesie di Monte Verzi, risultati dei rilievi geologico-strutturali su affioramenti rocciosi.

Sono stati inoltre analizzati i risultati ottenuti attraverso l'esecuzione dei Point Load Test effettuati sulle "carote" prelevate dai sondaggi effettuati.

La Figura 7.1 e la Figura 7.2 mostrano i valori della resistenza a compressione monoassiale ottenuti dall'interpretazione delle prove Point Load Test rispettivamente per le ardesie e le arenarie micacee e per gli scisti argillosi.



**Figura 7.1** Ardesie di Monte Verzi: valori della resistenza a compressione monoassiale ottenuti sulla base dell'interpretazione delle prove Point Load Test per le ardesie e arenarie micacee.

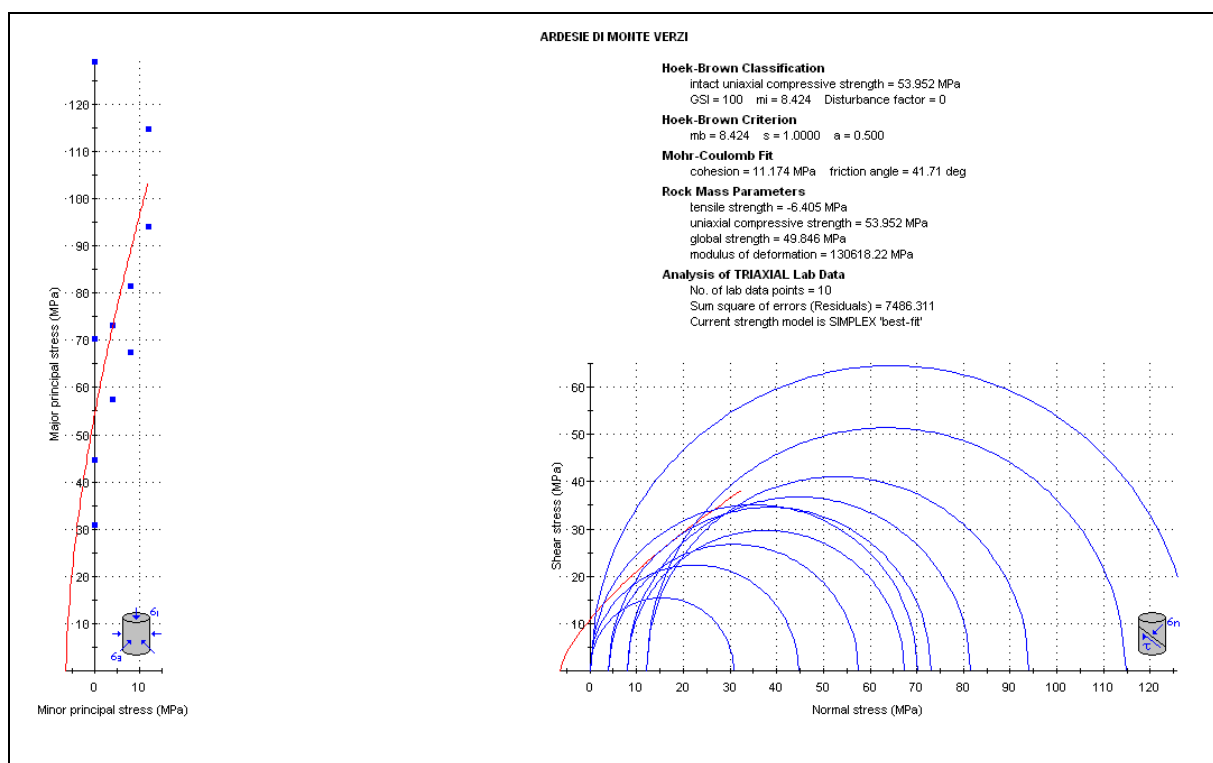


**Figura 7.2** Ardesie di Monte Verzi: valori della resistenza a compressione monoassiale ottenuti sulla base dell'interpretazione delle prove Point Load Test per i scisti argillosi.

Con riferimento ai valori riportati nella Figura 7.1 e nella Figura 7.2 per il litotipo ardesie e arenarie si ha un valore medio della resistenza a compressione monoassiale di circa 43 MPa con una deviazione standard pari a circa 4 MPa mentre per il litotipo scisti argillosi si ha un valore medio della resistenza a compressione monoassiale di circa 6 MPa con una deviazione standard dello stesso ordine di grandezza spiegabile con la notevole

dispersione dei risultati ottenuti anche a causa della difficoltà di ottenere degli spezzoni di carota sufficientemente integri per effettuare le prove Point Load Test.

Sono stati, inoltre, analizzati i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio effettuate. Mediante l'ausilio del codice di calcolo Rocdata (Rocscience), che consente di interpolare direttamente i dati sperimentali con il metodo della regressione lineare o della riflessione semplice, si sono ottenuti i parametri di resistenza caratteristici della roccia intatta secondo i criteri di Hoek – Brown ( $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e  $\sigma_t$ ) e di Mohr – Coulomb ( $c$  e  $\phi$ ). I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 7.3.



**Figura 7.3** Formazione delle ardesie di Monte Verzi, risultati delle prove di laboratorio, elaborazione con il programma RocData secondo i criteri di rottura di Hoek – Brown e Mohr – Coulomb.

Sulla base di un esame critico di tutti i dati a disposizione, per la valutazione delle proprietà geomeccaniche delle Ardesie di Monte Verzi, secondo i criteri esposti nel precedente Paragrafo 5 e nelle linee guida per la progettazione delle due gallerie, si adotteranno i valori di  $\gamma$ ,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI, riportati nella seguente Tabella 7.2

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO		
ARDESIE DI MONTE VERZI		
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valore medio	26.5
$\sigma_{ci}$ (MPa)	Valore medio	45.0
	Deviazione standard	10.0
	Valore caratteristico	45.0
	Valore caratteristico inferiore	29
	Valore caratteristico superiore	61
$m_i$	Valore medio	7.0
	Deviazione standard	2.0
	Valore caratteristico	7.0
	Valore caratteristico inferiore	4
	Valore caratteristico superiore	10
GSI	Valore medio	35.0
	Deviazione standard	2.5
	Valore caratteristico	35.0
	Valore caratteristico inferiore	31
	Valore caratteristico superiore	39

**Tabella 7.2** Ardesie di Monte Verzi, valori di  $\gamma$ ,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI per la definizione dei valori di resistenza al taglio e di deformabilità.

Con riferimento ai valori riportati nella Tabella 7.2 occorre evidenziare che si è ipotizzato per i valori di  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI un andamento secondo una curva di distribuzione di probabilità di tipo gaussiano (distribuzione normale). Con riferimento ai dati sperimentali, tuttavia, occorre meglio precisare quanto segue. I valori di GSI indicati dai rilievi geologico – strutturali condotti sugli affioramenti rocciosi sono stati forniti sulla base di una distribuzione normale (valore medio e deviazione standard) mentre ai parametri sulla base dei quali sono stati stimati i valori di GSI è stata associata una distribuzione di probabilità di tipo triangolare, definita da un valore minimo, un valore di moda ed un valore massimo.

Tuttavia è noto che quando si ha un campione molto significativo di osservazioni in molti casi, come ad esempio nel caso della spaziatura delle discontinuità, fra le curve di distribuzione dei dati disponibili, si riscontra che la curva che meglio approssima i valori osservati è quella di tipo lognormale piuttosto che quella normale.

Conseguentemente, la campagna di indagini geognostiche integrative che verrà condotta per il progetto esecutivo potrà indicare, con un maggior numero di dati sperimentali, quali curve di distribuzione meglio approssimano i dati sperimentali. Per quanto riguarda, invece, la resistenza a compressione monoassiale i valori acquisiti in sito sugli affioramenti rocciosi sono stati meglio associati ad una distribuzione di probabilità di tipo triangolare



mentre per quelli ottenuti dalle prove Point Load Test si è avuta una notevole difficoltà ad ottenere una curva di distribuzione normale a causa della notevole dispersione dei valori ottenuti dalle singole prove. Peraltro occorre menzionare come vi siano molte evidenze sperimentali sulla buona attendibilità dell'andamento della distribuzione normale per i parametri geomeccanici dei terreni e delle rocce (si veda, ad esempio, la nota tecnica del Prof. Hoek su "Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design").

## **7.2 CALCARI MARNOSI DEL MONTE ANTOLA**

Questa formazione giace stratigraficamente sulla formazione delle ardesie e sul versante destro della Valle Fontanabuona mostra dei passaggi graduali con essa.

Essa è costituita dalle componenti calcarea, arenacea, argillosa che, variamente associate, danno luogo ai seguenti litotipi:

- calcare marnoso, talora marnoso – arenaceo, generalmente compatto e a volte dotato di grossolana scistosità, tabulare soprattutto alla base della formazione; i colori sono il grigio al taglio, biancastro e giallognolo sulle superfici alterate, la frattura è generalmente morbida, nelle facies più compatte è concoide, forma strati di potenza variabile da pochi decimetri a diversi metri;
- scisto argilloso grigio e grigio nero, talora micaceo, lamellare e con fratturazione prismatica, divisibile per fitti piani di scistosità; forma strati di potenze assai variabili, di cui le più frequenti inferiori al metro;
- arenaria a grana fine, a cemento argilloso e calcareo, interessata spesso da vene di calcite, colore grigio al taglio, bruno all'alterazione; forma strati potenti anche più di un metro, ma più spesso banchetti di alcuni decimetri;
- scisto marnoso, spesso convergente alla facies ardesiaca, ma a scistosità più grossolana, divisibile in scaglie e di colore grigio plumbeo al taglio e biancastro sulla superficie alterata; forma strati di potenza variabile da qualche decimetro a più di un metro;
- argilloscisti arenacei, brillanti per le lamine di mica, a scistosità abbastanza accentuata, divisibili in forme prismatiche; formano generalmente strati sottili.

Tali litotipi costituiscono strati fra loro alternanti che si presentano con potenze e frequenze assai variabili da zona a zona.

Si è potuto infatti osservare che lungo le strade per Montallegro e Crocetta compaiono in alcuni tratti rade e potenti bancate di calcare compatto comprese in strati di argilloscisti alternanti ad arenarie e a marno scisti.

Altrove, per esempio in corrispondenza della cava di pietrisco posta presso la strada per San Maurizio dei Monti, compare una successione continua di strati di calcare con qualche modesta intercalazione argilloscistosa o arenacea.

Analoghe condizioni sono state riscontrate durante i sopralluoghi preliminari effettuati nella galleria idraulica di Idro Tigullio, galleria della lunghezza di circa 2.4 km che attraversa per quasi per tutto il suo sviluppo longitudinale la Formazione del Monte Antola, ed utilizzata per l'analisi delle condizioni dell'ammasso (cfr. TUN005), essendo questa non rivestita per buona parte del suo sviluppo.

Il grado di alterazione superficiale di questa formazione è sempre notevole, sia come intensità sia come profondità. L'azione selettiva degli agenti atmosferici attacca preferibilmente le intercalazioni argilloscistose con trasformazione in terre argillose con trasformazione in terre argillose delle stesse, dando luogo ad una coltre eluviale potente alcuni metri, talora alcune decine di metri entro la quale sono compresi gli spezzoni degli strati di calcare e di arenaria più compatti.

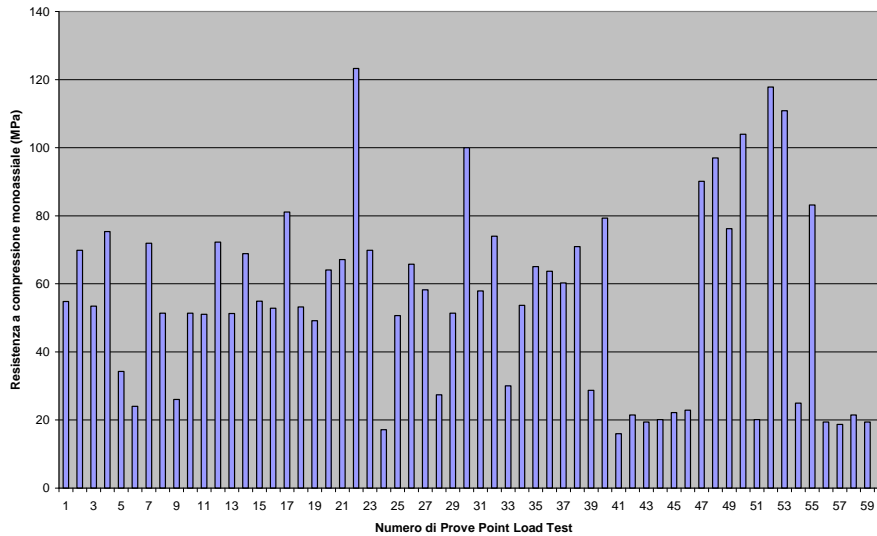
La seguente Tabella 7.3 riporta i valori più significativi ottenuti dai rilievi geologico – strutturali effettuati su affioramenti appartenenti alla Formazione del Monte Antola.

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO - RISULTATO RILIEVI GEOLOGICO - STRUTTURALI SUI CALCARI MARNOSI DEL MONTE ANTOLA							
Rilievo	Litologia e descrizione geologica generale	GSI					
		Val. Medio	Dev. Std. (σ)	GSI-1.64σ	GSI+1.64σ	Min.	Max.
RG6	Calcere marnoso grigio, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili intercalazioni di marne e marne calcaree. Il rapporto stratimetrico tra i livelli calcarei e gli interstrati marnosi, misurato lungo uno stendimento di lunghezza pari a 2.5 m è risultato pari a 17.2 (calcari 95%, marne 5%)	42	2.5	38	46	40	45
RG7	Calcere marnoso grigio, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con interstrati di marne siltose grigie. Il rapporto stratimetrico tra i livelli calcarei e gli interstrati marnosi, misurato lungo uno stendimento di lunghezza pari a 3 m è risultato pari a 8.5 (calcari 89%, marne 11%)	42	2.5	38	46	40	45
RG8	Calcere marnoso grigio scuro, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili interstrati di marne siltose grigie in livelli centimetrici.	42	2.5	38	46	40	45
RG9	Calcere marnoso grigio scuro, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili interstrati marnosi di spessore millimetrico.	42	2.5	38	46	40	45
RG10	Calcere marnoso grigio scuro, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili interstrati marnosi di spessore millimetrico.	42	2.5	38	46	40	45

Rilievo	Litologia e descrizione geologica generale	σ <sub>ci</sub> (MPa)		
		Min.	Moda	Max.
RG6	Calcere marnoso grigio, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili intercalazioni di marne e marne calcaree. Il rapporto stratimetrico tra i livelli calcarei e gli interstrati marnosi, misurato lungo uno stendimento di lunghezza pari a 2.5 m è risultato pari a 17.2 (calcari 95%, marne 5%)	74	98	123
RG7	Calcere marnoso grigio, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con interstrati di marne siltose grigie. Il rapporto stratimetrico tra i livelli calcarei e gli interstrati marnosi, misurato lungo uno stendimento di lunghezza pari a 3 m è risultato pari a 8.5 (calcari 89%, marne 11%)	64	96	135
RG8	Calcere marnoso grigio scuro, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili interstrati di marne siltose grigie in livelli centimetrici.	55	84	125
RG9	Calcere marnoso grigio scuro, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili interstrati marnosi di spessore millimetrico.	42	67	102
RG10	Calcere marnoso grigio scuro, nocciola in alterazione, in strati decimetrici con sottili interstrati marnosi di spessore millimetrico.	38	68	93

**Tabella 7.3** Formazione del Monte Antola, risultati rilievi geologico strutturali su affioramenti rocciosi.

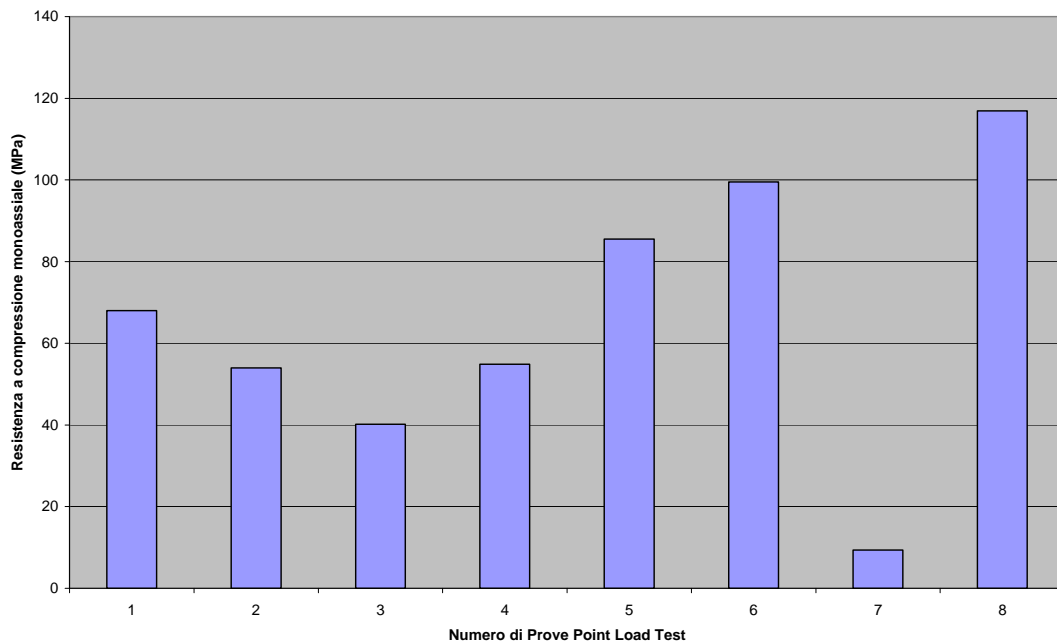
Sono stati inoltre analizzati i risultati ottenuti attraverso l'esecuzione dei Point Load Test effettuati sulle "carote" prelevate dai sondaggi effettuati. La Figura 7.4 mostra i valori della resistenza a compressione monoassiale ottenuti dall'interpretazione delle prove Point Load Test.



**Figura 7.4** Formazione del Monte Antola, valori della resistenza a compressione monoassiale ottenuti sulla base dell'interpretazione delle prove Point Load Test.

Con riferimento ai valori riportati nella Figura 7.4 per i calcari marnosi della Formazione del Monte Antola si ha un valore medio della resistenza a compressione monoassiale di circa 55 MPa con una deviazione standard pari a circa 28 MPa.

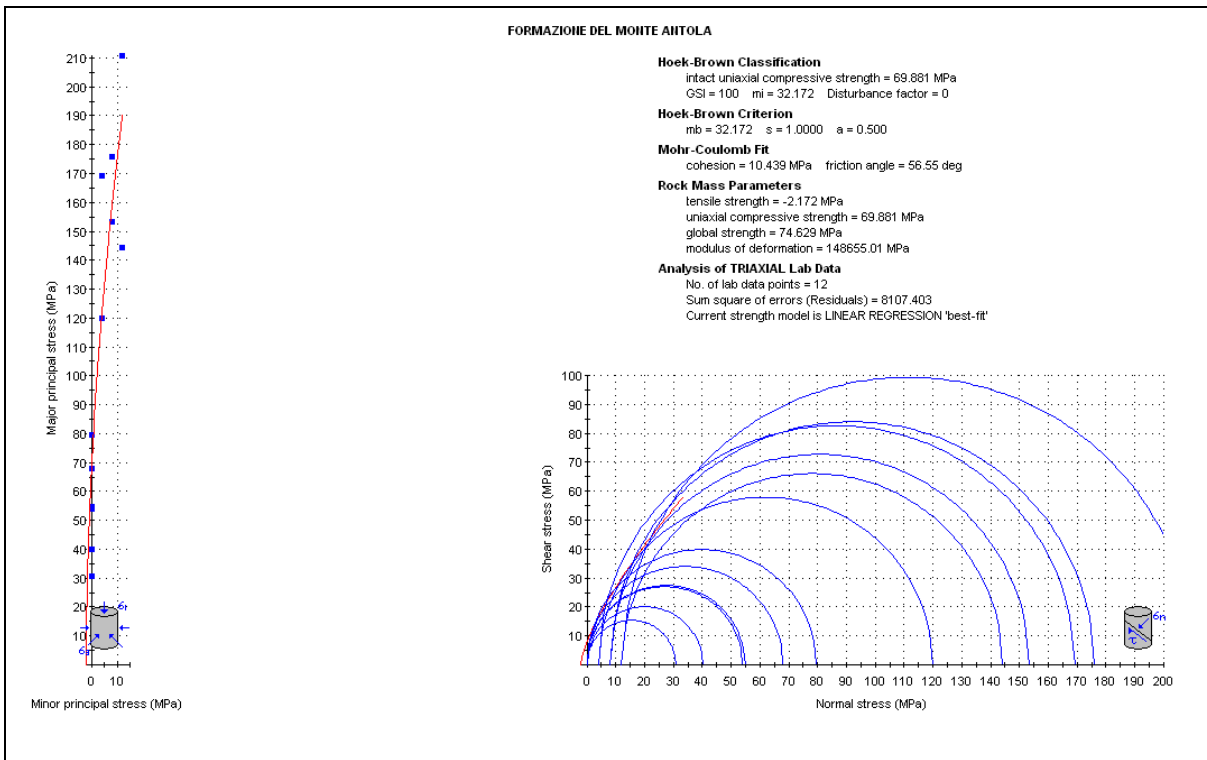
Nella Figura 7.5 sono inoltre riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale effettuate su campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi.



**Figura 7.5** Formazione del Monte Antola, valori della resistenza a compressione monoassiale ottenuti dalle prove di laboratorio.

Con riferimento ai valori riportati nella Figura 7.5 per i calcari marnosi della Formazione del Monte Antola si ha un valore medio della resistenza a compressione monoassiale di circa 66 MPa con una deviazione standard pari a circa 34 MPa.

Sono stati, inoltre, analizzati i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio effettuate. Mediante l'ausilio del codice di calcolo Rocdata (Rocscience), che consente di interpolare direttamente i dati sperimentali con il metodo della regressione lineare o della riflessione semplice, si sono ottenuti i parametri di resistenza caratteristici della roccia intatta secondo i criteri di Hoek – Brown ( $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e  $\sigma_t$ ) e di Mohr – Coulomb ( $c$  e  $\phi$ ). I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 7.6.



**Figura 7.6** Formazione del Monte Antola, risultati delle prove di laboratorio, elaborazione con il programma RocData secondo i criteri di rottura di Hoek – Brown e Mohr – Coulomb.

Sulla base di un esame critico di tutti i dati a disposizione, per una valutazione delle proprietà geomeccaniche della Formazione del Monte Antola, secondo i criteri esposti nel capitolo 3 e nelle linee guida adottate per la progettazione delle gallerie, si adotteranno i valori di  $\gamma$ ,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI, riportati nella seguente Tabella 7.4 con le stesse puntualizzazioni già esposte per quanto concerne i limiti delle distribuzioni normali di tale parametri geomeccanici.

GALLERIE FONTANABUONA E CARAVAGGIO		
FORMAZIONE DEL MONTE ANTOLA		
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valore medio	27.0
$\sigma_{ci}$ (MPa)	Valore medio	65.0
	Deviazione standard	20.0
	Valore caratteristico	65.0
	Valore caratteristico inferiore	32
	Valore caratteristico superiore	98
$m_i$	Valore medio	8.0
	Deviazione standard	1.0
	Valore caratteristico	8.0
	Valore caratteristico inferiore	6
	Valore caratteristico superiore	10
GSI	Valore medio	42.0
	Deviazione standard	2.5
	Valore caratteristico	42
	Valore caratteristico inferiore	38
	Valore caratteristico superiore	46

**Tabella 7.4** Formazione del Monte Antola, valori di  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI per la definizione dei valori di resistenza al taglio e di deformabilità lungo l'intero sviluppo longitudinale delle gallerie (in funzione delle coperture).

### 7.3 FORMAZIONE DI MONTE LAVAGNOLA

Per quanto riguarda infine la Formazione di Monte Lavagnola, comprendente essenzialmente delle argilliti, che è prevista in un tratto limitato della galleria Fontanabuona fra le ardesie di Monte Verzi e la formazione del Monte Antola, si adotteranno i valori di  $\gamma$ ,  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI, riportati nella seguente Tabella 7.5.

ARGILLITI DELLA FORMAZIONE DI MONTE LAVAGNOLA		
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valore medio	26.5
$\sigma_{ci}$ (MPa)	Valore medio	19.5
	Deviazione standard	2.0
	Valore caratteristico	19.5
	Valore caratteristico inferiore	16.2
	Valore caratteristico superiore	22.8
$m_i$	Valore medio	6.0
	Deviazione standard	1.0
	Valore caratteristico	6.0
	Valore caratteristico inferiore	4.4
	Valore caratteristico superiore	7.6
GSI	Valore medio	25.0
	Deviazione standard	5.0
	Valore caratteristico	25.0
	Valore caratteristico inferiore	16.8
	Valore caratteristico superiore	33.2

**Tabella 7.5** Formazione di Monte Lavagnola, valori di  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e GSI per la definizione dei valori di resistenza al taglio e di deformabilità lungo l'intero sviluppo longitudinale delle gallerie (in funzione delle coperture).

## 8 CONDIZIONI GEOMECCANICHE LUNGO LE GALLERIE

In accordo a quanto riportato nelle linee guida per la progettazione delle gallerie, e sulla base dei parametri geomeccanici esposti nei precedenti capitoli 5 e 7, per entrambe le gallerie Fontanabuona e Caravaggio nelle seguenti figure si riporta l'andamento, lungo intero sviluppo longitudinale, dei seguenti parametri geomeccanici:

- coesione dell'ammasso roccioso;
- angolo di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso;
- resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso;
- modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso;

Occorre menzionare che avendo adottato il criterio di resistenza di Hoek & Brown, nella versione più recente del 2002, si deve scegliere un valore del coefficiente di disturbo  $D$  che secondo le indicazioni degli autori (E. Hoek, C. Carranza – Torres e B. Corkum, 2002) è associato al disturbo causato dalle modalità di scavo e dal conseguente rilascio tensionale.

Si è assunto in questo caso un valore  $D = 0$  in quanto necessariamente anche per le tratte dove la roccia potrà essere scavata mediante esplosivo dovranno essere adottate delle opportune modalità delle volate per lo scavo al fine di limitare il più possibile il disturbo arrecato all'ammasso roccioso (pre-splitting or smooth blasting techniques).

Tale valore di  $D = 0$  per le modalità di scavo delle gallerie in oggetto (scavo con esplosivo controllato e di eccellente qualità o con mezzi meccanici) è il valore suggerito dagli autori, mentre si ritiene più corretto tenere conto del grado di eventuale alterazione, dell'assetto strutturale e del disturbo tettonico definendo valori più realistici e cautelativi dell'indice GSI e anche della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta che a sua volta è ben noto come dipenda dalle dimensioni del provino (effetto scala).

Per quanto riguarda la scelta di assegnare agli ammassi rocciosi dei valori unici ("operativi") di resistenza al taglio e di deformabilità senza la differenziazione fra valori di picco e valori residui si rimanda alle considerazioni riportate nelle linee guida per la progettazione delle gallerie.



Per quanto concerne, infine, la differenziazione riportata, nelle figure seguenti, fra valore caratteristico, valore caratteristico superiore ed inferiore si rimanda, analogamente, alle linee guida per la progettazione delle gallerie.

### 8.1 GALLERIA FONTANABUONA

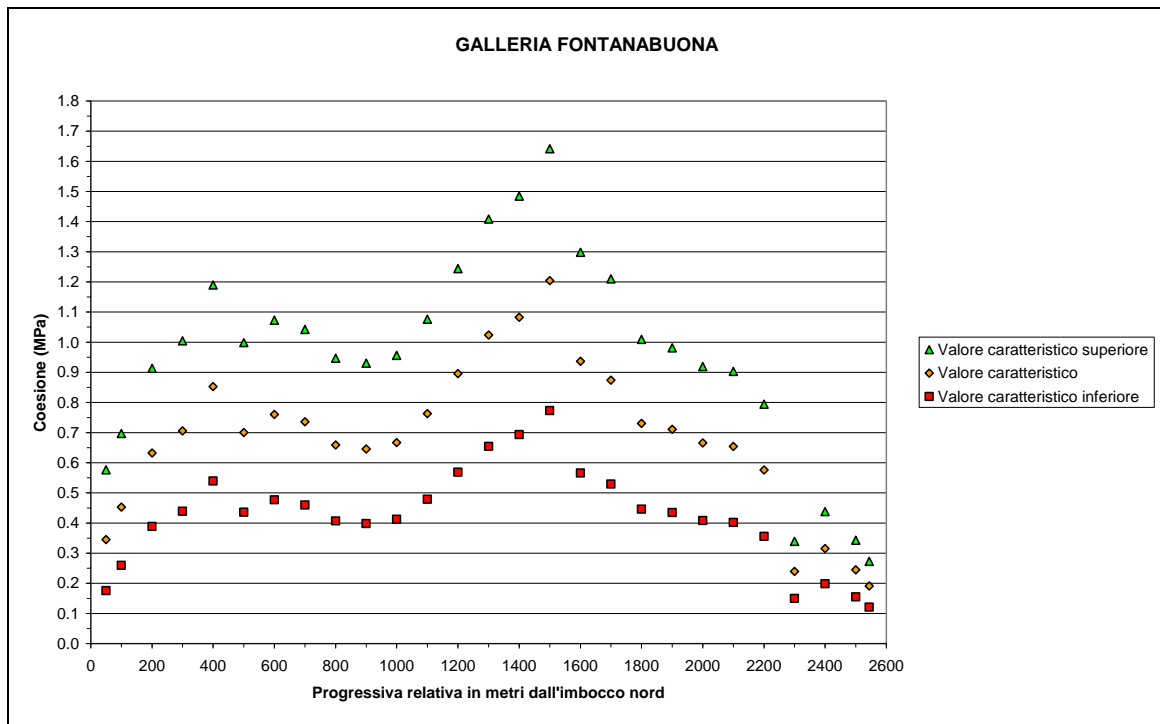
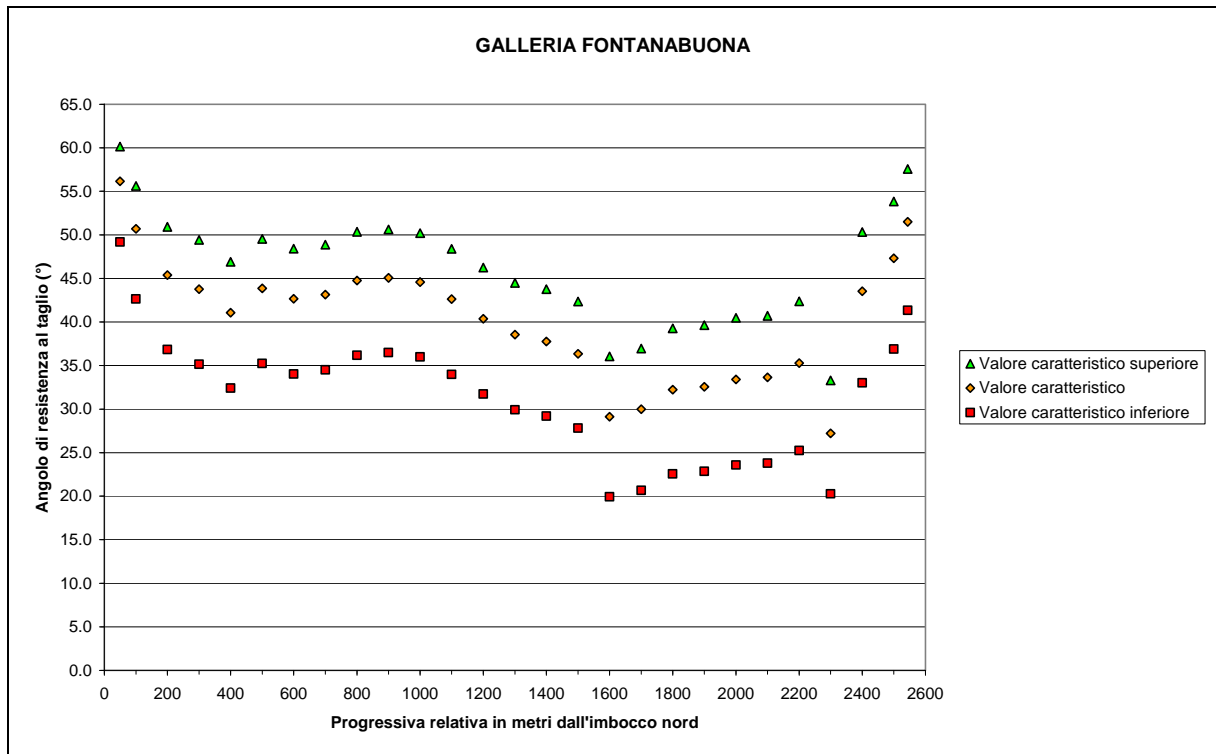
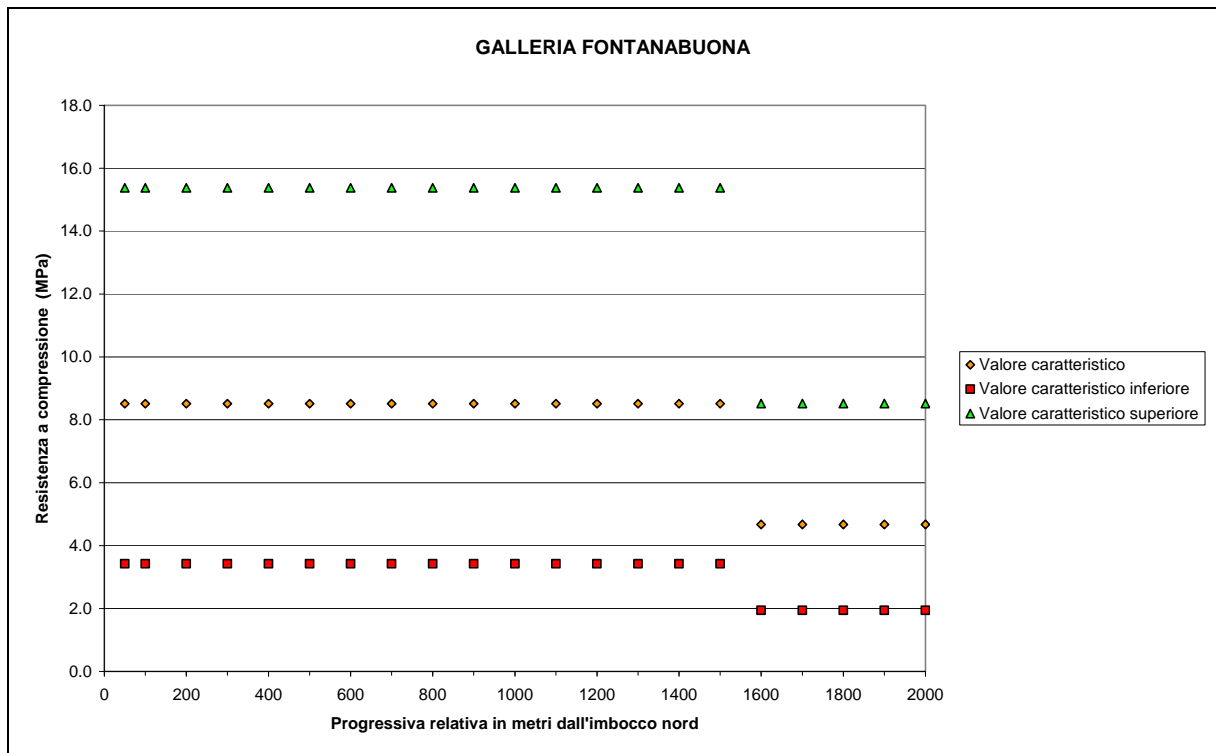


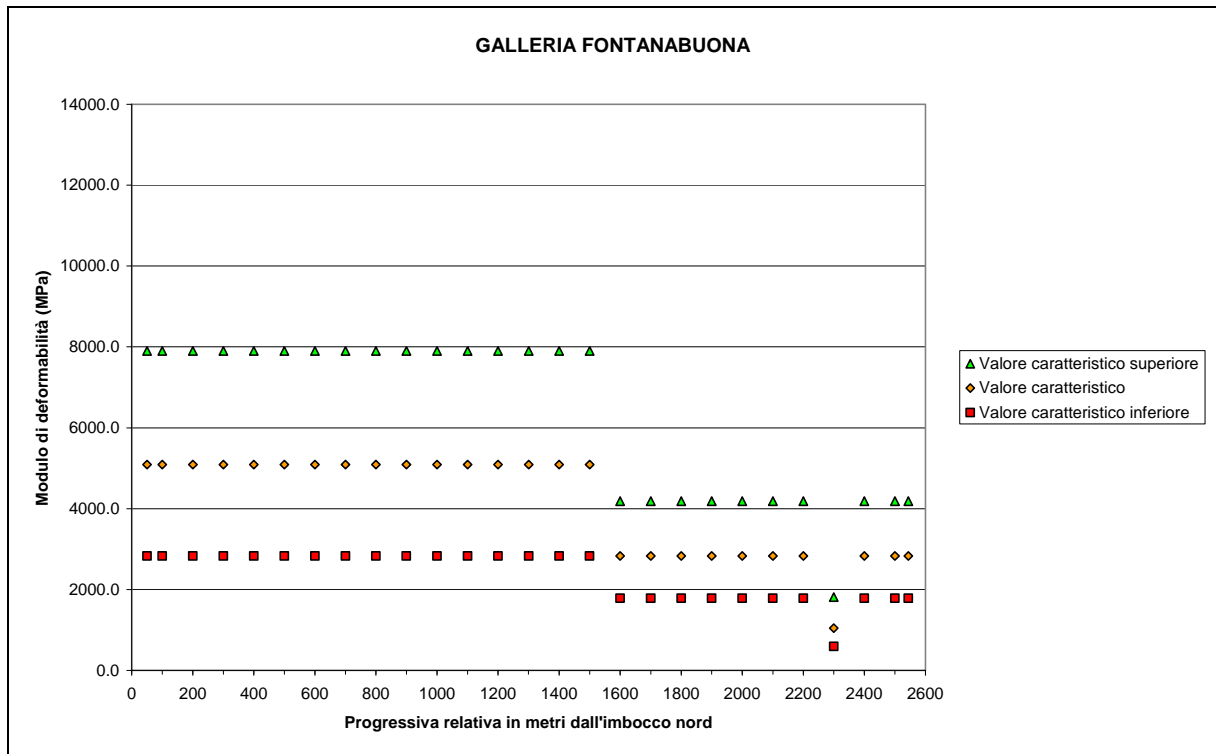
Figura 8.1 Galleria Fontanabuona: valori di coesione in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 8.2** Galleria Fontanabuona: valori dell'angolo di attrito in funzione delle progressive della galleria.

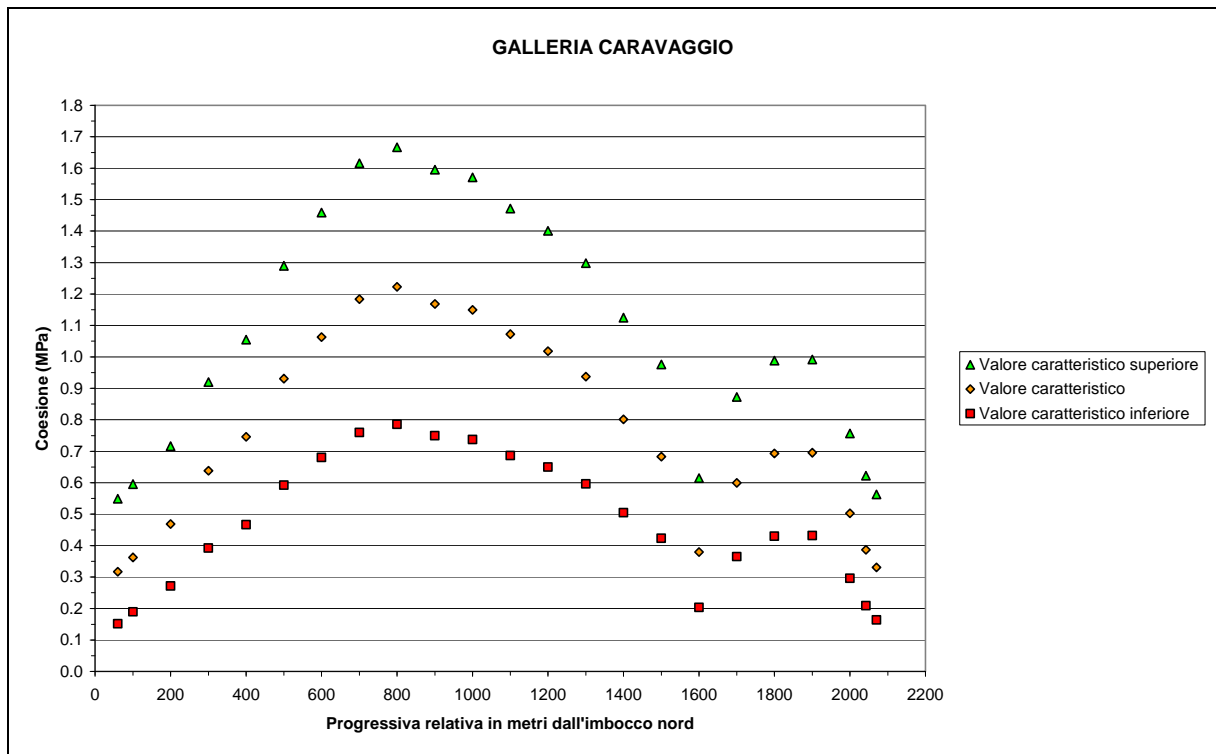


**Figura 8.3** Galleria Fontanabuona: valori della resistenza a compressione monoassiale globale dell'ammasso roccioso  $\sigma'_{cm}$  in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 8.4** Galleria Fontanabuona: valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso in funzione delle progressive della galleria.

## 8.2 GALLERIA CARAVAGGIO



**Figura 8.5** Galleria Caravaggio: valori di coesione in funzione delle progressive della galleria.

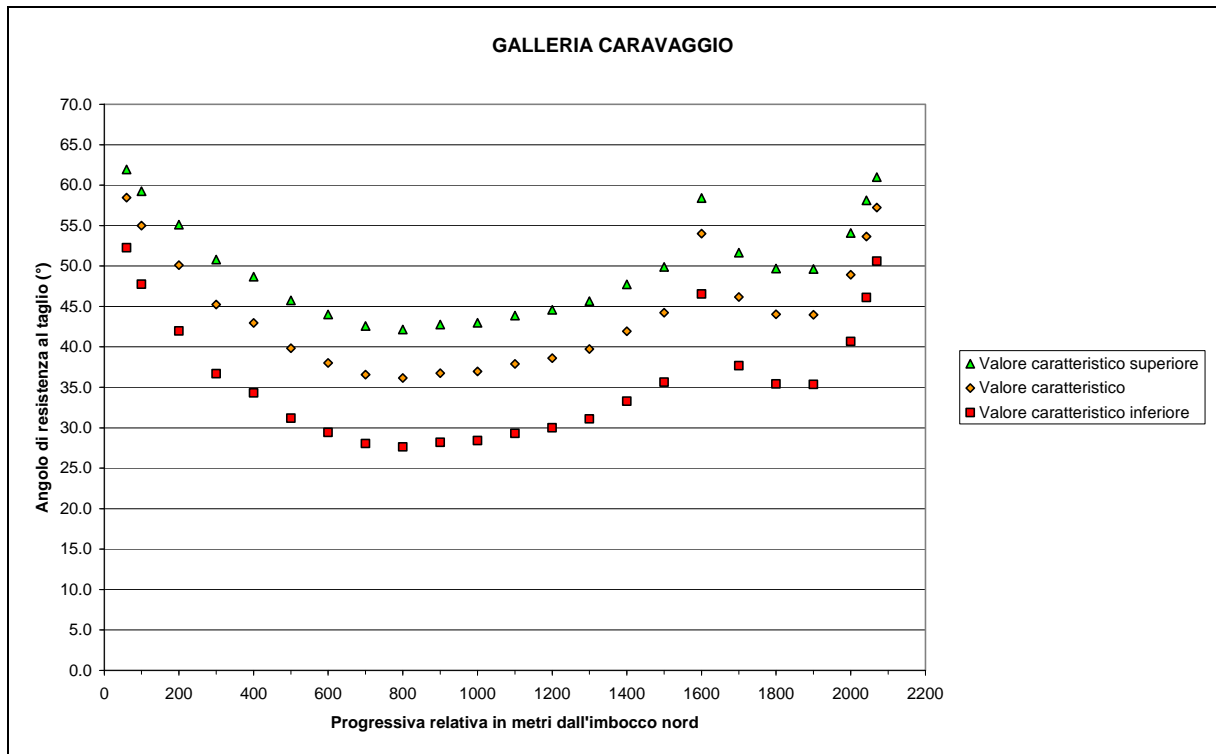


Figura 8.6 Galleria Caravaggio: valori dell'angolo di attrito in funzione delle progressive della galleria.

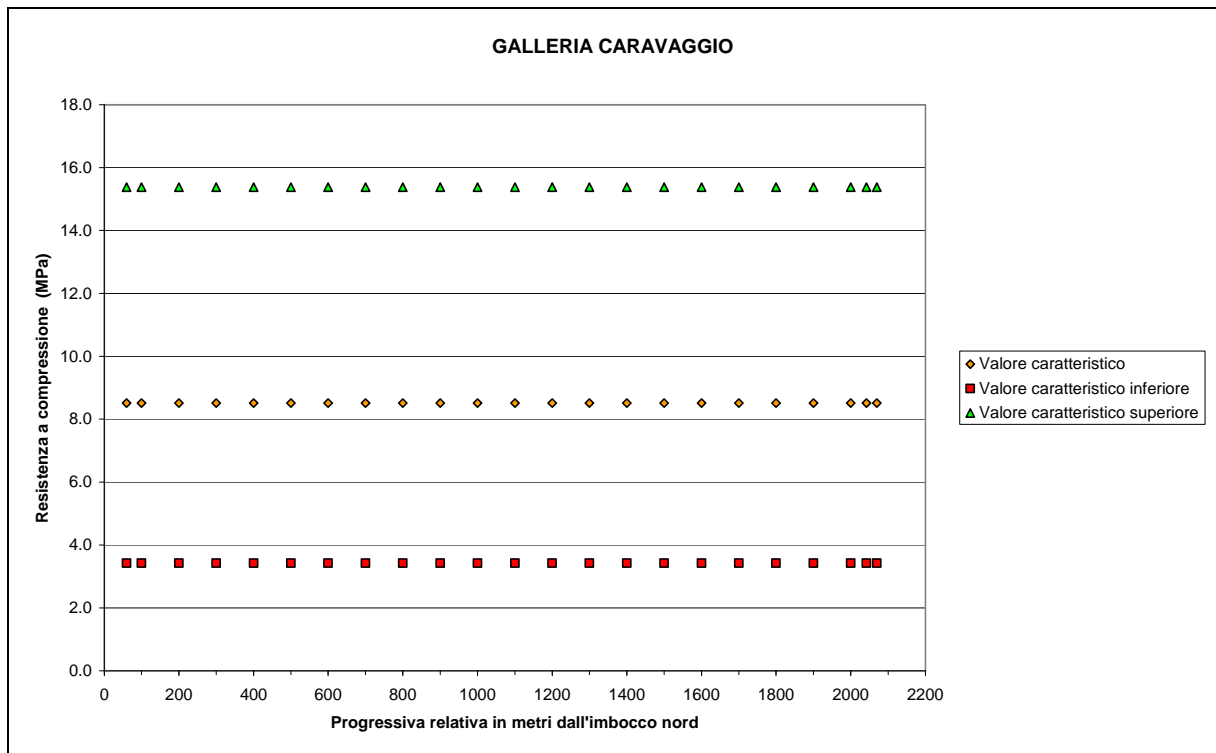
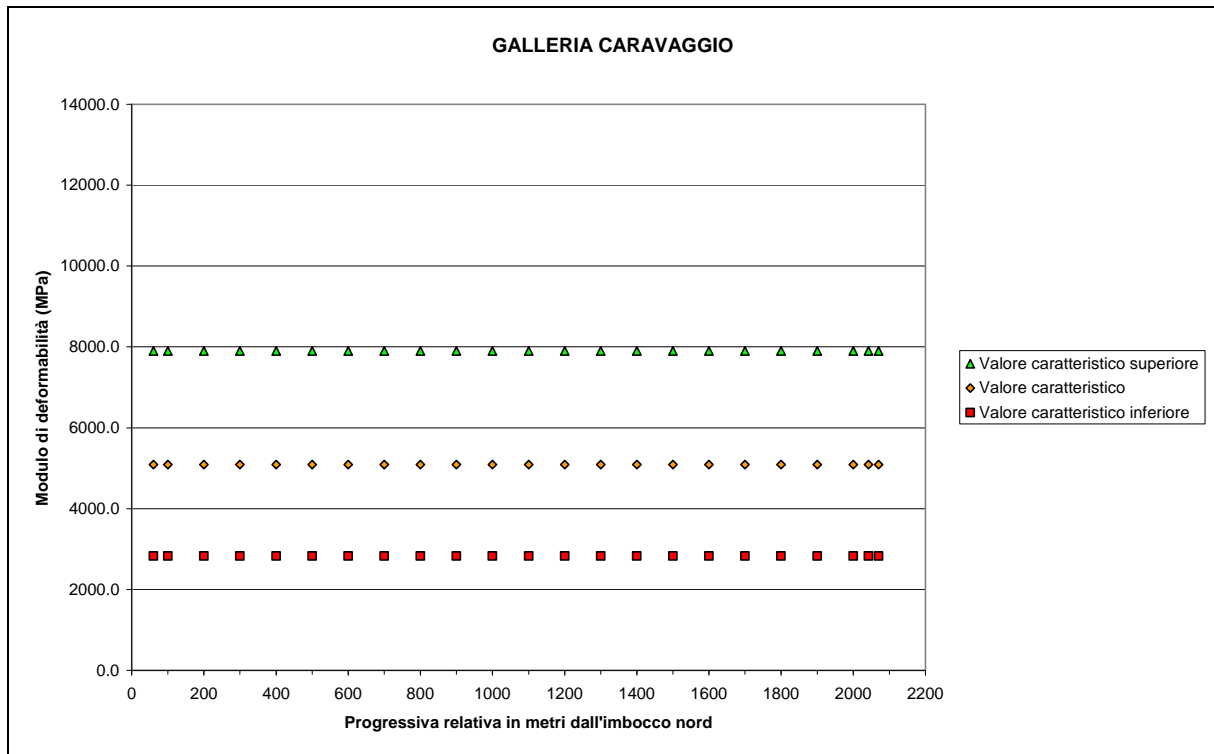


Figura 8.7 Galleria Caravaggio: valori della resistenza a compressione monoassiale globale dell'ammasso roccioso  $\sigma'_{cm}$  in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 8.8** Galleria Caravaggio: valori del modulo di deformabilità dell’ammasso roccioso in funzione delle progressive della galleria.

## 9 STATO TENSIONALE PRESENTE IN SITO

Nel caso in esame lo stato di sforzo presente all’interno dell’ammasso è originato dalla sovrapposizione dei seguenti effetti:

- sforzi dovuti al peso proprio del materiale;
- sforzi dovuti alle azioni tettoniche alle quali il materiale è stato sottoposto nel corso della sua storia geologica.

Per quanto riguarda le tensioni geostatiche esistenti, premesso che data la complessa storia geologica non è possibile determinare a priori e in forma teorica lo stato tensionale naturale dell’ammasso, si assumeranno le seguenti ipotesi come realistiche:

1. tensioni principali massime e minime coincidenti rispettivamente con le tensioni verticali e orizzontali;
2. tensione verticale pari a  $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$ ; dove z è la profondità dal piano campagna;
3. tensione orizzontale  $\sigma'_h = \sigma'_{v0} \cdot K_0$ ; dove  $K_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno.

Sulla scelta del valore di  $K_0$  si possono fare le seguenti considerazioni.

Spesso si fa dipendere l'entità delle componenti orizzontali dello stato tensionale geostatico da un presunto comportamento elastico dell'ammasso assumendo la seguente espressione:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

tale assunzione parte dall'ipotesi non realistica che il terreno in esame sia preesistente all'azione gravitazionale e che le deformazioni laterali siano impedito (condizioni edometriche). Tale ipotesi non può ovviamente reggere a causa della complessa storia geologica di qualsiasi formazione geologica. Nel caso specifico in assenza di determinazioni sperimentali è possibile a priori stabilire che la tensione geostatica orizzontale deve essere compresa fra i due limiti di spinta attiva e passiva. Nel caso specifico poiché la probabilità che lo stato di equilibrio si trovi esattamente al limite superiore o a quello inferiore (per esempio di spinta attiva limite  $K_a$  o passiva limite  $K_p$  secondo Rankine) è la medesima, può risultare ragionevole assumere che, mediamente, lo stato tensionale si scosti dall'uno e dall'altro limite per avvicinarsi al caso di tensione uniforme di tipo idrostatico ( $K_0=1$ ).

Ad ogni buon conto risultando tale condizione iniziale estremamente importante per la stabilità del cavo, nelle verifiche progettuali occorrerà effettuare uno studio parametrico assumendo valori di  $K$  compresi fra  $K_A$  e  $K_P$  (Figura 9.1).

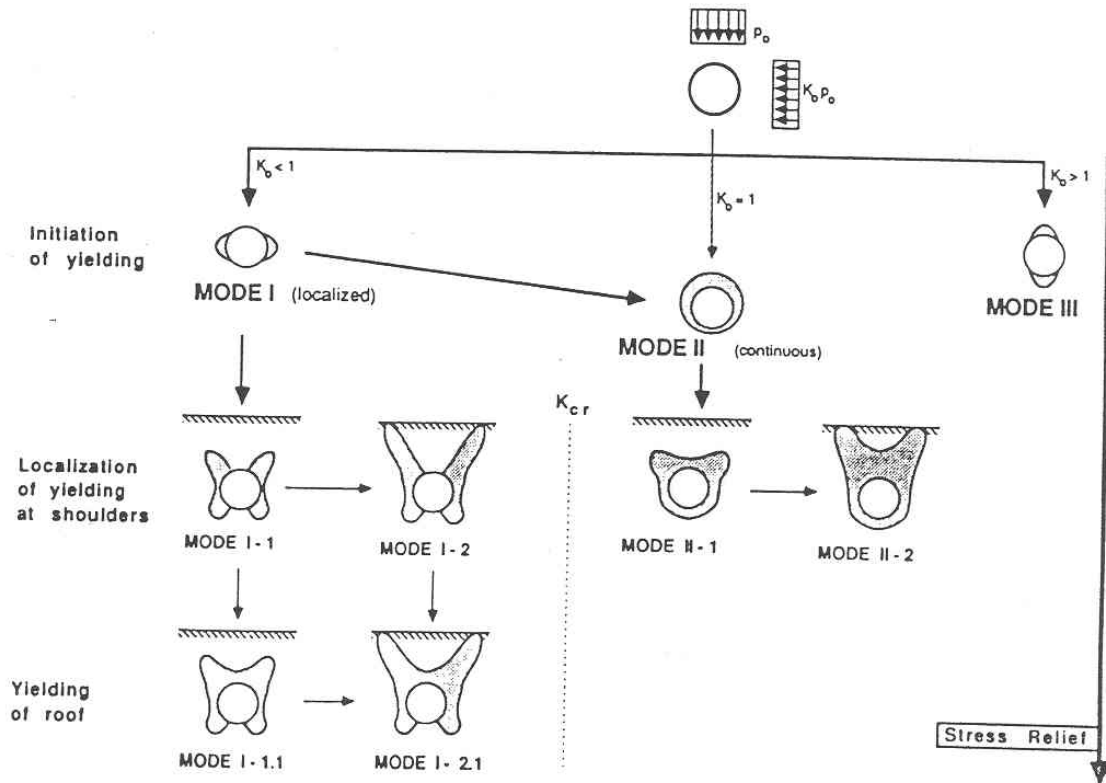
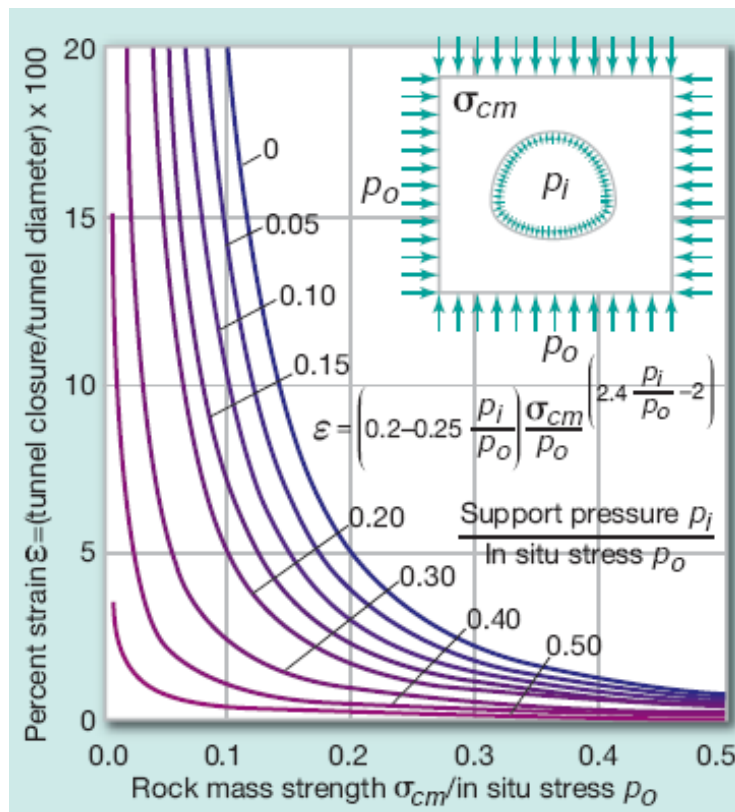


Figura 9.1 Influenza del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  sul comportamento di una cavità.

## 10 CONDIZIONI GEOMECCANICHE E PROGETTAZIONE DELLE GALLERIE

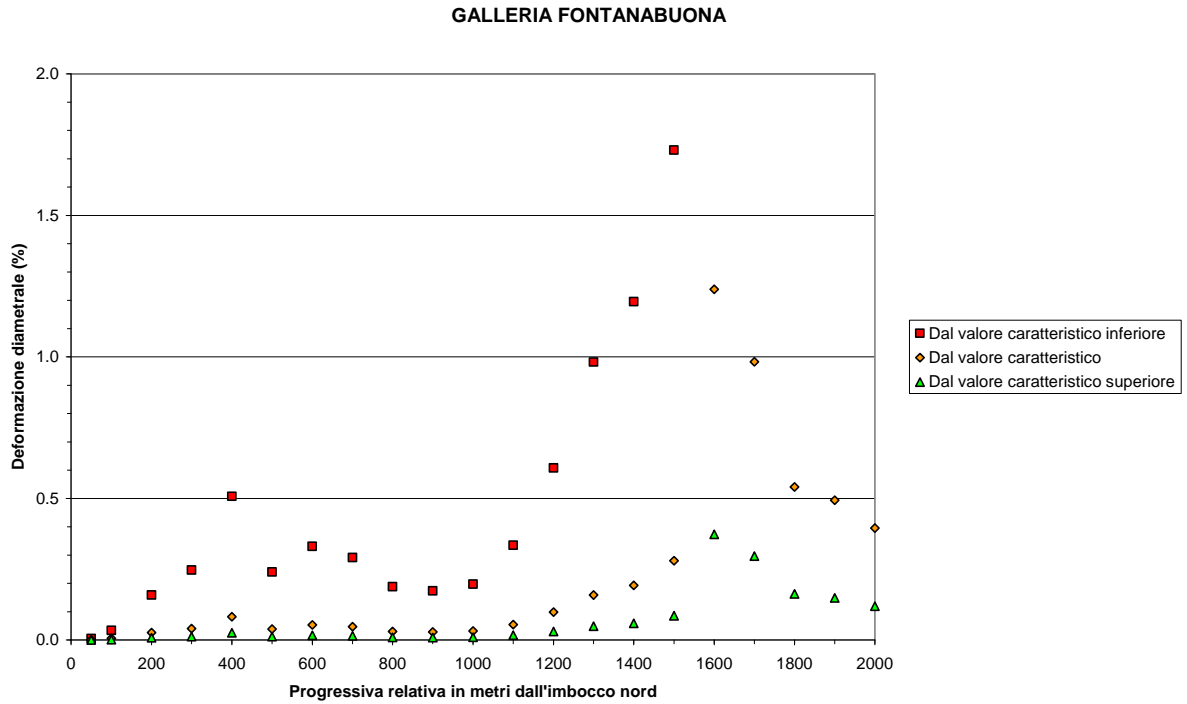
### 10.1 ENTITÀ DELLE DEFORMAZIONI DIAMETRALI E LONGITUDINALI

Di seguito vengono indicati, per le due gallerie in oggetto, i valori della deformazione radiale e longitudinale relativi ad un cavo non sostenuto. Tali valori sono stati calcolati per un cavo senza pressione interna di stabilizzazione adottando le formulazioni proposte da Hoek (1999), riportate nelle linee guida e nella seguente Figura 10.1. I valori di tali deformazioni possono essere interpretati secondo le indicazioni riportate nelle linee guida (Hoek, 1999).

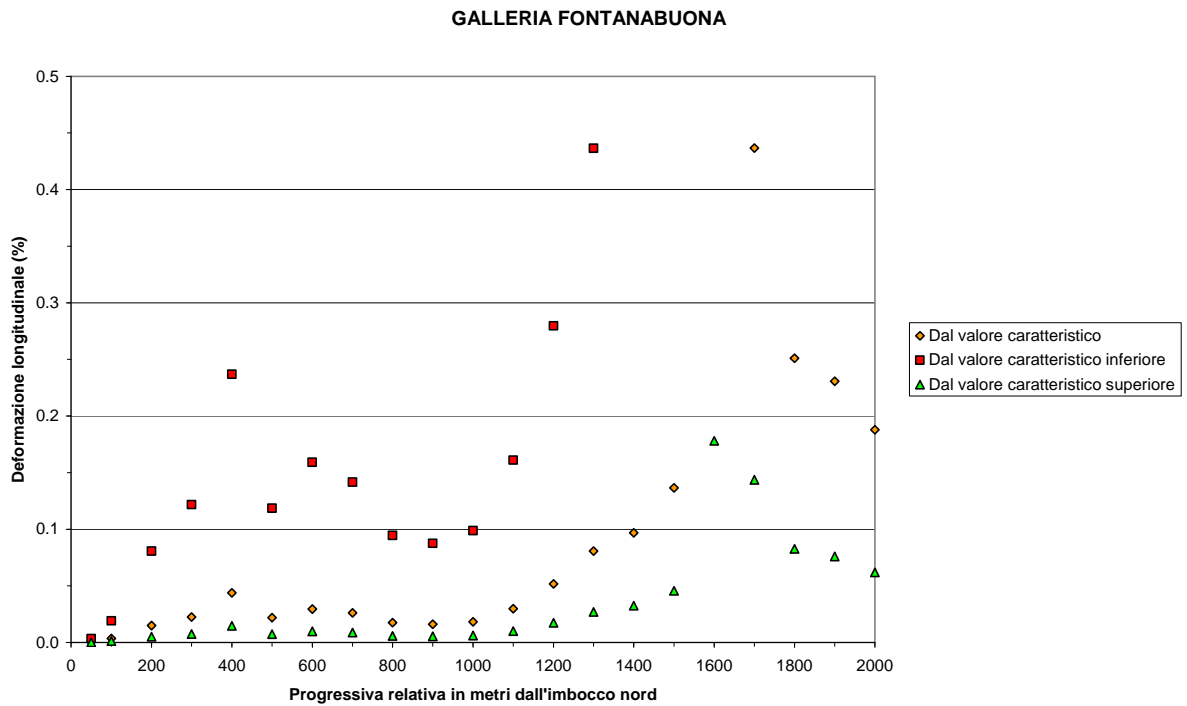


**Figura 10.1** Relazione approssimata tra la deformazione della galleria ed il valore del rapporto fra la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso,  $\sigma_{cm}$ , e lo stato tensionale presente in situ,  $p_0$ .

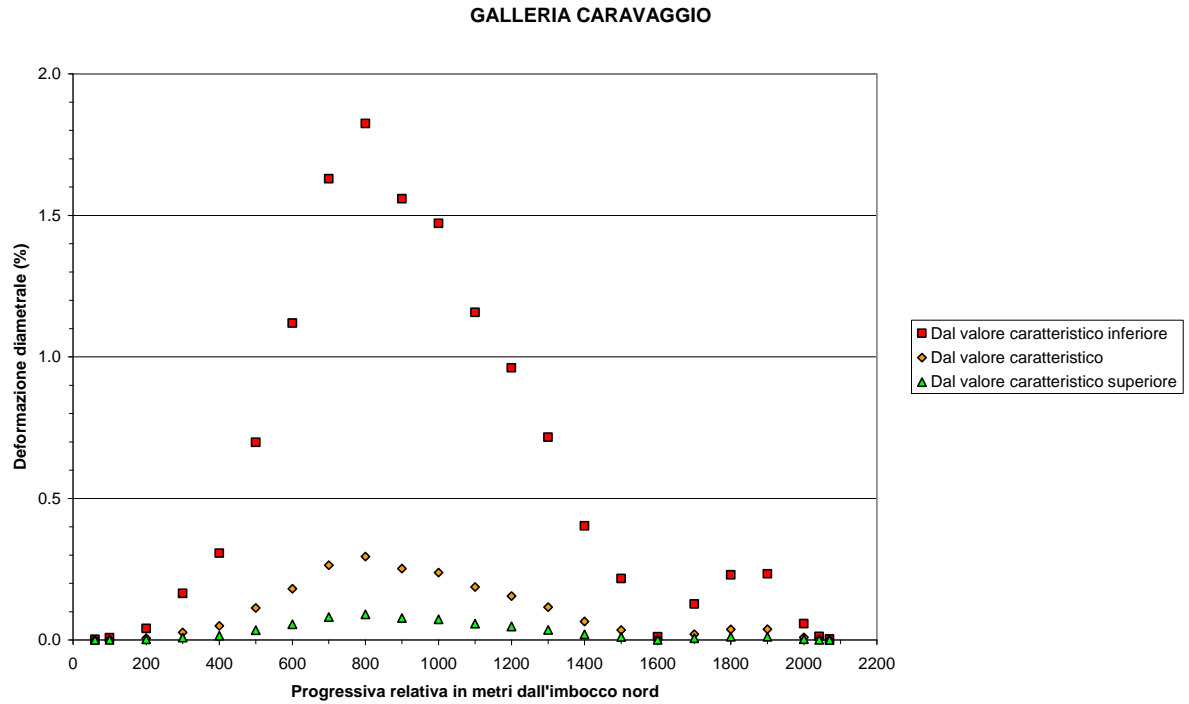




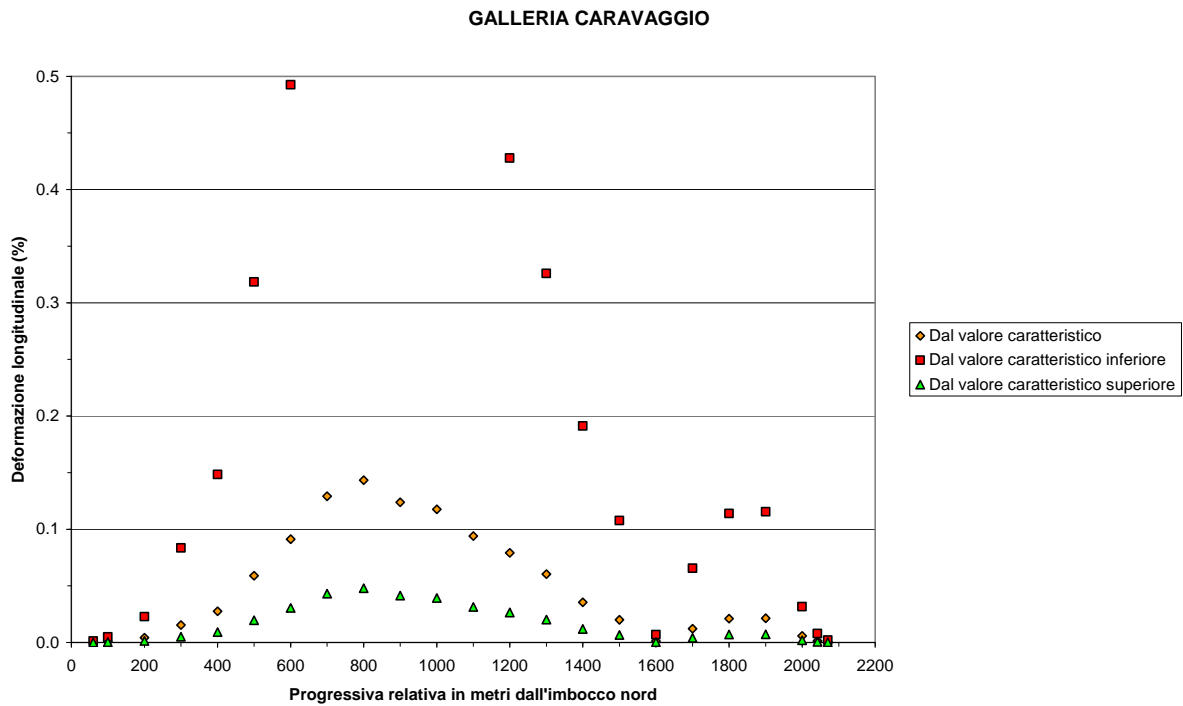
**Figura 10.2** Galleria Fontanabuona: valori della percentuale di deformazione diametrale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 10.3** Galleria Fontanabuona: valori della percentuale di deformazione longitudinale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria.

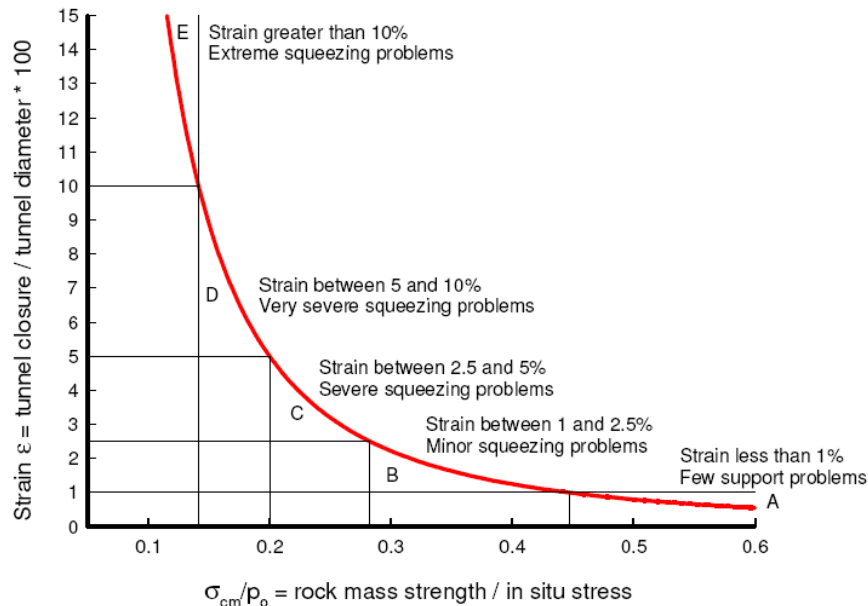


**Figura 10.4** Galleria Caravaggio: valori della percentuale di deformazione diametrale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria.



**Figura 10.5** Galleria Caravaggio: valori della percentuale di deformazione longitudinale della galleria non sostenuta in funzione delle progressive della galleria.

Come si può notare tali valori della percentuale di deformazione diametrale e longitudinale sono estremamente modesti risultando per la quasi totalità dei valori di gran lunga inferiori al valore dell'1% (categoria A della seguente Figura 10.6).



Region	Strain ε %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

**Figura 10.6** Relazione approssimata fra la deformazione ed il grado di difficoltà associato con lo scavo di gallerie in formazioni spingenti. Da notare che la curva è relativa a gallerie senza sostegno.

## 11 RACCOMANDAZIONI PER IL PROGETTO ESECUTIVO

Le campagne geognostiche 2011 e 2013 condotte rispettivamente per il progetto preliminare e definitivo delle gallerie Fontanabuona e Caravaggio sono state sufficiente per effettuare la caratterizzazione geomeccanica necessaria per le scelte progettuali, relativamente al progetto definitivo.

Per la successiva fasi progettuale ben più importante ed impegnativa (progettazione Esecutiva), le indagini geotecniche per la progettazione delle gallerie naturali dovranno prevedere le seguenti fondamentali indagini integrative:

1. esecuzione di ulteriori sondaggi ubicati lungo il tracciato delle due gallerie naturali;
2. in ciascuno dei sondaggi dovrà essere eseguito un rilievo geostrutturale con sonda TV allo scopo di rilevare tutte le caratteristiche delle discontinuità (immersione/inclinazione, apertura, frequenza, spaziatura, ecc) in funzione della profondità e fino alla massime profondità di interesse. L'acquisizione delle caratteristiche e condizioni delle discontinuità, presenti alla quota delle gallerie e nell'intorno (almeno 2 diametri equivalenti) costituisce un aspetto di fondamentale importanza per verificare e affinare le soluzioni progettuali messe a punto, al fine di essere in grado di effettuare opportune analisi che permettano di considerare l'ammasso roccioso come mezzo fratturato (mezzo discontinuo). A questo riguardo le indicazioni ottenute dai rilievi geostrutturali, condotti sugli affioramenti in superficie, sono state preziose per tale fase progettuale ma hanno il limite di essere influenzati dall'alterazione superficiale e di essere necessariamente assai distanti dalle profondità di interesse per quanto concerne lo scavo delle opere in sotterraneo;
3. in tali sondaggi, dovranno, inoltre, essere effettuate sistematicamente con la profondità, in modo particolare a partire da una copertura rispetto alla galleria pari a 2-3 diametri, delle prove dilatometriche in quanto come noto il dato relativo alla deformabilità è di gran lunga il più critico relativamente all'entità delle deformazioni (al fronte e nel retrofronte), ottenute dalle analisi numeriche, che a sua volta portano al dimensionamento di tutti gli interventi protettivi e di sostegno degli scavi;

4. si raccomanda, inoltre, nei sondaggi integrativi per il Progetto Esecutivo, oltre alle classiche prove di laboratorio su campioni indisturbati, di ricorrere, come peraltro già effettuato per i sondaggi del presente progetto preliminare e definitivo, a prove sistematiche Point Load Test su tutte le carote e i diversi litotipi, al fine di avere un elevato numero di risultati per elaborazioni anche di tipo statistico, tenendo anche presente che la prova presenta il notevole vantaggio di poter essere effettuata su campioni di dimensioni irregolari.

## 12 BIBLIOGRAFIA

1. Aydan, O., and Dalgıç, S. (1998). "Prediction of deformation behaviour of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian fault zone (NAFZ)". Proc. Regional Symp. Sedimentary Rock Engineering., Taipei, 228-233.
2. Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12<sup>th</sup> Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
3. Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
4. Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
5. Barton, N. (2000) TBM tunneling in jointed and faulted rock. Rotterdam: Balkema.
6. Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 39. No. 2, 185-216.
7. Bieniawski Z.T. (1978) "Determining rock mass deformability – Experience from case histories!" Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 15:237-248.
8. Bieniawski Z.T. (1989) Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, New York, 251 pages.
9. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
10. Brown E.T., Hoek E. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
11. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.

12. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
13. Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
14. Deere D.U. (1963), Technical description of rock cores for engineering purposes, *Felsmechanik un Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No 1, pp. 16-22.
15. Deere D. and Miller R.D. (1966), 10-8 Engineering classification and index properties for intact rock, Univ. of Illinois, Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, 1966.
16. Deere D.U., Peck R.B., Monsees J.E. and Schmidt B. (1969), Design of tunnel liners and support system, Office of high speed ground transportation, U.S. Department of transportation. PB 183799.
17. Deere D.U. (1971), The foliation shear zone - an adverse engineering geologic feature of metamorphic rocks, *Boston Soc. Civ. Engn.*, Vol 60, No. 4, pp. 163-176.
18. Deere D.U., Merritt A.H. and Cording E.J. (1974), Engineering geology and underground construction, General report, 2nd Intn. Congr. of Int. Assoc. of Engn. Geol., Sao Paulo, Brazil, 1974, pp VII-GR. 1-26.
19. Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I - Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" aSCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..
20. Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
21. Fourmaintraux D. (1976) "Characterization of rocks: laboratory tests". Chapter 4 in "Mècanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil" by M. Panet et al. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
22. Goodman R.E. (1989) "Introduction to rock mechanics". Second edition, John Wiley & Sons.

23. Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.
24. Hoek, E. and Brown, E.T. (1980), b). Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech Engng. Div., ASCE, 106 (GT 9), 1013-1035.
25. Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses, 23rd Rankine Lecture. Géotechnique 33(3), 187-223.
26. Hoek, E. and Brown, E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. In Rock Engineering for Underground excavations, Proc. 15<sup>th</sup> Canadian Rock Mech. Symp. (edited by Curran J.C.), 31-38. Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
27. Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27.
28. Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses" Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92, Chester, United Kingdom.
29. Hoek, E., Wood, D. and Shah, S., (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proc Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92, (Edited by Hudson J.A.), 209-214, London, Brit. Geotech. Soc.
30. Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2(2), 4-16.
31. Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F, (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Balkema.
32. Hoek, E., Marinos, P. and 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. Bull. Engg. Geol. Env. 57(2), 151-160.
33. Hoek .E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.



34. Hoek, E. and Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*, 34(8), 1165-1186.
35. 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 Athens Schist Formation, *Bull. Engg, Geol, Env.* 57(2), 151-160.
36. Hoek, E. e Marinos, P. (2000). Predicting Tunnel Squeezing, *Tunnels and Tunneling International*. Part 1 – November Issue 2000, 45-51, Part 2 – December, 2000, 34-36.
37. Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition", *Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto*, July, 267-273.
38. Hoek E. (2004), Estimates of rock mass strength and deformation modulus, Discussion paper n°4, <http://www.rocscience.com/hoek/DiscussionPapers.asp>, April
39. Hoek E. and M.S. Diederichs "Empirical estimation of rock mass modulus" *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 43, Issue 2, Pages 203-215, February 2006
40. Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S. Quantification of the Geological Strength Index Chart. 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium - San Francisco, CA, USA June 23-26, 2013 (ARMA 13-672)
41. Helfrich H.K., Hasselström B. and Sjögren B. (1970), Complex geoscience investigation programmes for siting and control of tunnel projects, *The Technology and Potential of Tunnelling*, Vol. 1, N.G.W. Cook editor, Johannesburg.
42. Helfrich H.K. (1971), Mapping of the rock strength by refraction seismic measurements, *IVA Report 38*, pp. 25-35.
43. Hudson J.A., Priest S.D. (1979), Discontinuities and rock mass geometry, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, Vol 16, 1979, pp 339 - 362.

44. Hudson J.A. and Priest S.D. (1983), Discontinuity frequency in rock masses, *Int. J. Rock Mec. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol 20, No 2, pp. 73-89, 1983.
45. Hudson J.A. (1989), *Rock mechanics principles in engineering practice*, CIRIA Ground Engineering report, 72 pp.
46. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
47. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" *Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I*, Orlando.
48. Judd W.R. and Huber C. (1961), *Correlation of rock properties by statistical methods*, Inc. Symp. on Mining Research, Missouri, 1961, pp. 621-648.
49. Kaiser P.K., MacKay C. and Gale A.D. (1986), *Evaluation of rock classifications at B. C. Rail Tumbler Ridge Tunnels*, *J. Rock Mech. and Rock Engn.*, Vol. 19, pp. 205-234.
50. Kalamaris, G.S. and Biwniawski, Z.T. 1995. A rock mass strength concept for coal incorporating the effect of time. *Proc. 8th Intl. Cong. Rock Mechanics. ISRM. Rotterdam: Balkema. Vol. 1*, pp 295-302.
51. Kokusho T., Tanaka Y. (1994) "Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling" *Proc. Ground Failures under Seismic Conditions, ASCE Convention in Atlanta, Geot. Spec. Publi.*, n° 44, pp. 121-140.
52. Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol.100, n° 7.
53. Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" *S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2*.

54. Londe P. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
55. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14<sup>th</sup> Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
56. Lunardi P. (1994-1996). Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli. Quarry and Construction, Marzo 1994, Marzo 1995, Aprile 1996.
57. Lunardi P. (2000). Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach. T&T International special supplement, Maggio 2000.
58. Lunardi P. (2006). Progetto e costruzione di gallerie: Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli. Hoepli
59. Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 1<sup>st</sup> ICSMFE, S. Francisco.
60. Marinos, P.G. e Hoek, E. (2000). GSI: A geological friendly tool for rock mass strength estimation. Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), Technomic Publishing Co. Inc., pp 1422-1440, Melbourne, Australia.
61. Marinos, P. e Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch, Bull. Engg. Geol. Env. 60, 85-92.
62. Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
63. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.

64. Palmström, A. (1974), Characterization of the degree of jointing and the quality of rock masses (in Norwegian). Internal report Ing. A.B. Berdal, Hövik, Norway, 26 pp.
65. Palmström, A. (1982), The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of jointing, Proc. IV Int. Congr. IAEG, New Delhi, 1982, pp V.221-V.228.
66. Palmström A. (1984), Geo-investigation and advanced tunnel excavation technique important for the Vardö subsea road tunnel, Proc. Int. Symp. Low Cost Road Tunnels, Oslo, Norway, 1985, 16 pp.
67. Palmström A. (1985), Application of the volumetric joint count as a measure of rock mass jointing, Proc. Int. Symp. Fundamentals of Rock Joints, Björkliden, Sweden, 1985, pp 103-110.
68. Palmström A. (1986), The volumetric joint count as a measure of rock mass jointing, Presented at the Conference on Fracture, Fragmentation and Flow, Jerusalem 1986, 19 pp. Palmström A. and Berthelsen O. (1988), The significance of weakness zones in rock tunnelling, Proc. Int. Conf. Rock Mechanics and Power Plants, Madrid 1988, 8 pp.
69. Palmström Arild (1995), RMI – A rock mass characterization system for rock engineering Purposes, Ph.D thesis, Department of Geology Faculty of Mathematics and Natural Sciences, University of Oslo, Norway, 409 pp.
70. Palmström Arild (2001), Measurement and Characterization of Rock Mass Jointing, In-situ characterization of rocks. Sharma V.M. and Saxena K.R. eds., A.A. Balkema publishers, pp. 49 - 97.
71. Ramamurthy, T. 1986. Stability of rock masses. Indian Geomechanics Journal. Vol. 16, No. 1, pp 1-74.
72. Read, S.A.L., Richards, L.R., and Perrin, N.D. (1999) Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks. Proc. 9th International Society for Rock Mechanics Congress, Paris. Vol. 2, 655-660.
73. Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.

74. Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
75. Serafim J.L., Pereira J.P. (1983) "Considerations of the geomechanic classification of Bieniawski" Proc. Int. Symp. On Engg, Geol. And Underground Constr. (L.N.E.C., Lisbon, Portugal), Vol.1, Section 2, pp.33-42.
76. Sheorey P. R. (1997) Empirical Rock Failure Criteria. A.A. Balkema, Rotterdam. Netherlands, 176 pages
77. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7<sup>th</sup> ECSMFE, Brighton.
78. Singh, B. 1993. Indian experience of squeezing ground and experiences of application of Barton's Q-system. Workshop on Norwegian Method of Tunnelling, CSMRS, New Delhi.
79. Sjoberg J. (1997) "Estimating rock mass strength using the Hoek-Brown failure criterion and rock mass classification – A review and application to the Aznalcollar Open Pit" Internal Report, Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology.
80. Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
81. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
82. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
83. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

84. Tanzini, M. (2006). Gallerie: Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, Seconda Edizione. Dario Flaccovio Editore.
85. Tanzini, M. (2008). Scavo meccanizzato: opere sotterranee e gallerie. Dario Flaccovio Editore
86. Tanzini, M. (2010). Il Manuale del Geotecnico. Dario Flaccovio Editore.
87. Tanzini, M. (2011). L'indagine geotecnica: Caratterizzazione geotecnica delle terre e delle rocce attraverso prove in sito e di laboratorio. Seconda edizione. Dario Flaccovio Editore
88. Tanzini, M. (2014). La relazione geologica e geotecnica: Caratterizzazione dei terreni e delle rocce per la realizzazione di opere civili e infrastrutture. Dario Flaccovio Editore
89. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
90. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
91. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.