

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA IN

Geingegneria Georisorse e Ingegneria Geotecnica

Ciclo XXII

Settore scientifico-disciplinare di afferenza: ING-IND/28

**METODI AVANZATI DI INDAGINE DI AMMASSI ROCCIOSI A  
BLOCCHI IN MATRICE (BIMROCK)**

Presentata da: Niccolò Coli

Coordinatore Dottorato

Relatore

Prof. Ing. Paolo Berry

Prof. Ing. Paolo Berry

Correlatori

Prof. Ing. Roberto Bruno

Ing. Daniela Boldini

Esame finale anno 2010



*a guido*





# Indice

<b>1. Introduzione .....</b>	<b>1.1</b>
1.1 Panoramica sugli ammassi rocciosi strutturalmente complessi .....	1.5
<b>2. Le Bimrock .....</b>	<b>2.11</b>
2.1 Caratterizzazione strutturale delle bimrock .....	2.11
2.2. Caratteristiche dei blocchi .....	2.14
2.2.1 <i>Proprietà della distribuzione frattale</i> .....	2.15
2.2.2 <i>Il Franciscan Mélange</i> .....	2.17
2.2.3. <i>Caratteristiche frattali di alcune bimrock</i> .....	2.18
2.2.4. <i>Metodologie di indagine</i> .....	2.20
2.3. Caratteristiche meccaniche delle bimrock .....	2.22
2.3.1. <i>Soglia blocchi/matrice</i> .....	2.22
2.3.2. <i>Caratteristiche geomeccaniche principali</i> .....	2.24
2.3.3. <i>Proprietà di resistenza</i> .....	2.25
<b>3. La miniera di Santa Barbara ed il Complesso Argilloso Calcereo .....</b>	<b>3.35</b>
3.1. Cenni storici.....	3.37
3.2. Inquadramento geologico .....	3.39
3.2.1. <i>Quadro geologico generale</i> .....	3.39
3.2.2. <i>Geologia del Valdarno Superiore</i> .....	3.41
3.2.3. <i>Quadro geologico del bacino minerario</i> .....	3.43
3.2.4. <i>Inquadramento geologico del Complesso Argilloso Calcereo</i> .....	3.44

3.3. Il versante Allori.....	3.49
3.3.1. <i>Caratteri morfologici</i> .....	3.50
3.3.2. <i>Storia deformativa</i> .....	3.53
<b>4. Il CC: proprietà meccaniche dei blocchi calcarei e della matrice argillosa .....</b>	<b>4.55</b>
4.1 Proprietà meccaniche della matrice argillosa.....	4.56
4.1.1 <i>Proprietà indice</i> .....	4.57
4.1.2 <i>Caratteristiche di compressibilità</i> .....	4.59
4.1.3 <i>Caratteristiche di resistenza</i> .....	4.60
4.2 Proprietà meccaniche dei blocchi calcarei.....	4.63
4.2.1 <i>Proprietà fisiche</i> .....	4.64
4.2.2 <i>Proprietà meccaniche</i> .....	4.67
<b>5. Prove di taglio in situ non convenzionali (BimTest).....</b>	<b>5.71</b>
5.1 Caratteristiche generali .....	5.73
5.2 Descrizione delle componenti dell'apparato di prova.....	5.77
5.3 Sistema di acquisizione misure.....	5.79
5.3.1 <i>Trasduttori di misura</i> .....	5.79
5.3.2 <i>Sistema di acquisizione digitale</i> .....	5.80
5.3.3 <i>Taratura del sistema</i> .....	5.82
5.4 Procedura per la preparazione del campione .....	5.84
5.5 Esecuzione della prova .....	5.90
5.6 Caratteristiche deformative dei campioni .....	5.91
5.7 Parametri di resistenza .....	5.94
5.7.1 <i>Rilievo superfici di rottura</i> .....	5.95
5.7.2 <i>Calcolo parametri di resistenza</i> .....	5.96
5.8 Problematiche incontrate e limiti della prova .....	5.98
5.9 Determinazione del VBC.....	5.101
5.10 Correlazione tra parametri di resistenza e VBC.....	5.103
<b>6. Analisi di immagine e geostatistica.....</b>	<b>6.105</b>
6.1. Scelta del dominio di studio e del supporto di campionatura .....	6.106
6.2 Rilievi fotografici.....	6.109
6.3 Analisi di immagine.....	6.110
6.3.1 <i>Pre-filtraggio</i> .....	6.111

6.3.2	<i>Segmentazione e post-filtraggio</i>	6.112
6.4	Caratteristiche morfologiche dei blocchi	6.118
6.4.1	<i>Distribuzione massime dimensioni osservabili</i>	6.119
6.4.2	<i>Rapporto di forma</i>	6.124
6.5	Analisi geostatistica	6.125
6.5.1	<i>Richiami di geostatistica</i>	6.126
6.5.2	<i>Calcolo variogrammi sperimentali</i>	6.129
6.5.3	<i>Modelli elementari</i>	6.132
6.5.4	<i>Significato dei parametri geostatistici</i>	6.135
6.5.5	<i>Superfici variografiche</i>	6.143
<b>7.</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>7.145</b>
7.1	Prove BimTest	7.145
7.2	Analisi di immagine	7.147
7.3	Approccio geostatistico	7.148
7.4	Utilizzo dei risultati e sviluppo della ricerca	7.149
	<b>Bibliografia</b>	<b>151</b>
	<b>Appendice 1: rilievi fotografici superfici di rottura</b>	<b>171</b>
	<b>Appendice 2: profili di rottura</b>	<b>175</b>
	<b>Appendice 3: Variogrammi</b>	<b>183</b>
	<b>Appendice 4: Superfici Variografiche</b>	<b>225</b>



# 1. Introduzione

Con il termine di ammassi rocciosi strutturalmente complessi a blocchi in matrice si intendono i corpi geologici costituiti da clasti rocciosi competenti immersi in una matrice di fondo a tessitura fine, caratterizzata da una resistenza meccanica decisamente più scadente.

Tali formazioni costituiscono una delle maggiori sfide della geoingegneria. Esse, infatti, non sono classificabili né come ammassi rocciosi, né come veri e propri terreni e, pertanto, la loro caratterizzazione meccanica non può essere condotta né secondo le procedure e tecniche standard della meccanica delle rocce né secondo quelle della geotecnica.

Per identificare univocamente tali formazioni da un punto di vista ingegneristico, nel 1994 Medley (MEDLEY, 1994) ha introdotto il termine bimrock (*block-in-matrix rock*).

Ecco come Medley definisce originariamente una bimrock:

*“a mixture of rocks, composed of geotechnically significant blocks within a bonded matrix of finer texture”*

Una vasta tipologia di formazioni geologiche può essere classificata come bimrock, indipendentemente dalla genesi e storia geologica. Tra le più diffuse i *mélange*, i tettonosomi ed olistostromi, le cataclasiti di faglia, i *mélange* ofiolitici

## 1.2 Introduzione

e le ignimbrite vulcaniche (MEDLEY, 1994, 2002; MEDLEY & WAKABAYASHI, 2004).

Nonostante l'elevata diffusione geografica di queste formazioni (LAZNICKA, 1988; MEDLEY, 1994; PINI, 1999), le ricerche volte alla caratterizzazione geomeccanica delle bimrock sono piuttosto recenti, principalmente in virtù della oggettiva complessità nel ricavare parametri geomeccanici significativi a causa dell'estrema variabilità spaziale di queste formazioni, nonché della difficoltà di eseguire prove di laboratorio o sul campo su campioni significativi (MEDLEY, 1994, 2001; HABIMANA *et al.*, 2002; MEDLEY, 2004; MEDLEY & REHERMANN, 2004; MEDLEY, 2007a, b).

Come già accennato, la caratteristica principale delle bimrock è quella di avere una componente rocciosa competente, solitamente calcarea od arenacea, costituita da clasti di dimensioni molto variabili, immersi in una matrice a granulometria fine, perlopiù argillosa o parzialmente argillitica, secondo una tessitura a matrice-sostenuta. Con il termine “*geotecnically significant blocks*”, Medley vuole evidenziare come sia condizione caratterizzante per una bimrock quella di presentare un elevato contrasto di resistenza meccanica tra i clasti rocciosi e la matrice.

Proprio la presenza dei clasti litoidi gioca un ruolo fondamentale nel comportamento meccanico della bimrock; la loro presenza, infatti, determina un aumento della resistenza d'ammasso in confronto a quella che si avrebbe considerando un ammasso costituito dalla sola matrice.

L'estrema variabilità dimensionale dei clasti (dalla scala centimetrica fino alle decine di metri) comporta che la caratterizzazione meccanica della bimrock dipenda fortemente dalla scala del problema ingegneristico in esame. In altre parole, data la scala di investigazione, risulta necessario introdurre una soglia dimensionale di riferimento, detta soglia blocchi/matrice, al di sotto della quale i clasti rocciosi sono considerati, da un punto di vista meccanico, come facenti parte della matrice stessa, e quindi ininfluenti sul comportamento d'ammasso (MEDLEY, 1994, 2001, 2002). Con il nome di *blocchi* si identificano, quindi, i clasti rocciosi con dimensioni medie superiori alla soglia blocchi/matrice.

La necessità di dover tenere in considerazione la variazione dei parametri geomeccanici in relazione alla presenza dei blocchi, porta a dover implementare delle tecniche di caratterizzazione e di indagine che esulano per molti aspetti dalle procedure standard utilizzate per i normali terreni o rocce. Anche la scala di investigazione non può limitarsi a quella dei normali provini di laboratorio: le loro dimensioni limitate, infatti, consentono di prendere in considerazione solo i clasti di piccole dimensioni, che difficilmente permettono di valutare, da soli, la reale influenza dei blocchi sulla resistenza d'ammasso.

In questo senso, l'implementazione di tecniche di indagine alternative, mirate, ed a diverse scale, si è rivelata di fondamentale importanza per la risoluzione di problemi di stabilità di pendii (KIM *et al.*, 2004; LI *et al.*, 2004; MEDLEY & REHERMANN, 2004; XU *et al.*, 2007; BARBERO *et al.*, 2008), nonché problemi di ingegneria civile legati alla realizzazione di dighe e gallerie (BUTTON *et al.*, 2001; GOODMAN & AHLGREN, 2000; MEDLEY & REHERMANN, 2004; MORIZ *et al.*, 2004).

L'attività di ricerca svolta nel presente studio ha esplorato le problematiche legate alla caratterizzazione strutturale e meccanica delle bimrock, ed in questo ambito sono state progettate e realizzate nuove metodiche per la determinazione in situ della resistenza al taglio mediante prove di taglio non convenzionali (*BimTest*) su campioni significativi d'ammasso.

Per la caratterizzazione delle proprietà morfologiche e di variabilità spaziale dei blocchi sono stati perfezionati metodi di analisi indiretta, mediante procedure di analisi di immagine su riprese digitali. Tali elaborazioni hanno portato ad ottenere indici sintetici caratterizzanti la struttura analizzata (morfologia, anisotropia, distribuzione dimensionale).

E' stato anche introdotto, nel contesto delle bimrock, un approccio di studio geostatistico attraverso l'analisi variografica della variabile indicatrice blocchi, finalizzato alla definizione quantitativa delle caratteristiche morfologiche e della variabilità spaziale dei blocchi.

Il contesto di studio dell'attività di ricerca è stato individuato nel Complesso Argilloso Calcareo (CC), affiorante estesamente presso la miniera a cielo aperto ENEL di Santa Barbara, nei pressi di San Giovanni Valdarno (AR). Il CC, una

#### 1.4 Introduzione

delle formazioni caotiche presenti in Toscana, rappresenta una tipica bimrock e comporta notevoli problemi di stabilità per i versanti della miniera.

Nel dettaglio, durante la ricerca, sono state effettuate e messe a punto le seguenti metodologie:

##### *Prove meccaniche in situ*

- progettazione messa a punto e realizzazione di prove di taglio in situ non convenzionali (BimTest), per la determinazione della resistenza d'ammasso su campioni di 0.3 m<sup>3</sup>;
- determinazione dei parametri di resistenza tramite il rilievo delle superfici di rottura e l'applicazione di un metodo di calcolo basato sul metodo all'equilibrio limite di Bishop;
- determinazione del contenuto volumetrico di blocchi (VBC) all'interno dei campioni sottoposti a prove BimTest tramite la realizzazione di prove di vagliatura a grande scala;
- correlazione tra i parametri di resistenza ricavati dalle prove BimTest ed il VBC.

##### *Indagini indirette non distruttive*

- analisi di immagine e studio della distribuzione delle massime dimensioni osservabili dei blocchi del CC secondo il modello frattale proposto da MEDLEY (1994) e confronto con dati di letteratura;
- analisi geostatistica della variabile indicatrice blocchi: calcolo dei variogrammi sperimentali, modellazione dei variogrammi secondo modelli anisotropi e determinazione delle strutture elementari, calcolo superfici variografiche;
- analisi della variabilità spaziale dei blocchi, correlazione tra i parametri geostatistici e le caratteristiche dimensionali dei blocchi.



## **1.1 Panoramica sugli ammassi rocciosi strutturalmente complessi**

Con il termine “Ammassi Rocciosi Strutturalmente Complessi” vengono definite, in ambito geomeccanico, quelle formazioni geologiche che, a causa della loro composizione e struttura, risultano di difficile classificazione e comportano notevoli problematiche in fase di caratterizzazione e definizione dei parametri di resistenza (A.G.I., 1979; HOUSKA, 1982; MEYERHOF, 1982; PICARELLI, 1986). I parametri di resistenza possono infatti variare di diversi ordini di grandezza all’interno della medesima formazione, comportando, di conseguenza, una notevole difficoltà nella scelta del modello geomeccanico di riferimento in relazione alla tipologia di problema investigato; nonché nella scelta del volume elementare rappresentativo dei campioni sui quali condurre test di caratterizzazione meccanica.

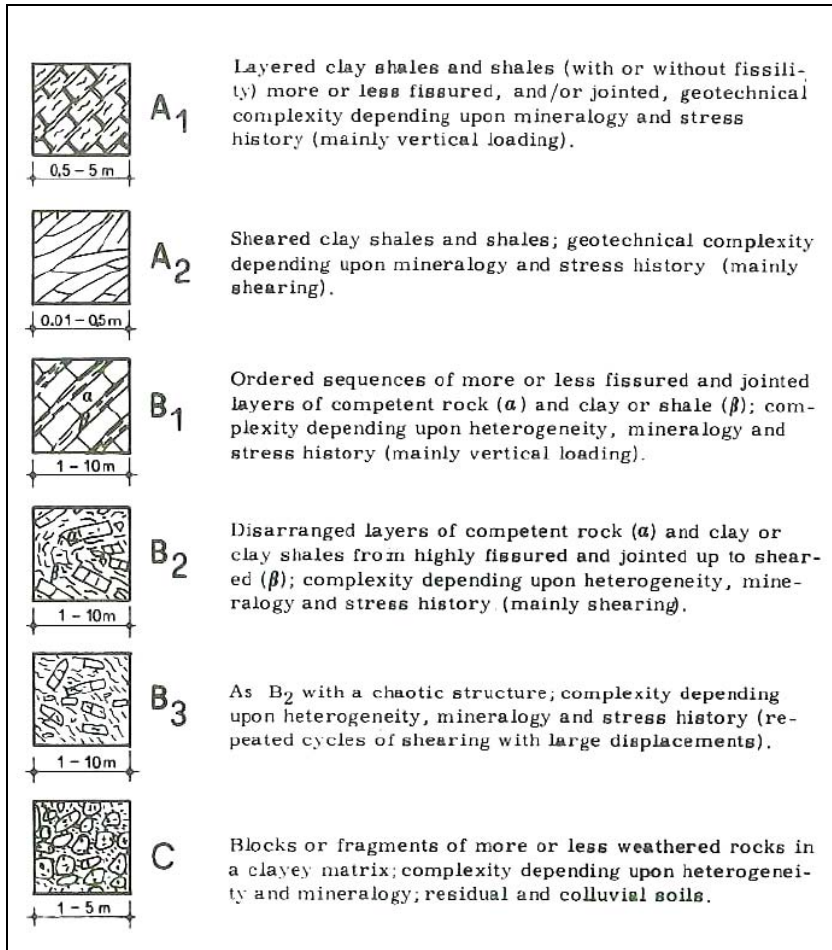
La complessità, ovviamente, non è tanto da ritenersi intrinseca della formazione, quanto piuttosto legata al tipo ed alla scala del problema in esame; essa infatti può manifestarsi alla scala di laboratorio come ad una scala di centinaia di metri. Il comportamento meccanico d’insieme di una formazione strutturalmente complessa può variare da quello di un ammasso roccioso competente, fino a quello di un terreno; le proprietà di resistenza dipendono sia dalle singole componenti, sia dal loro arrangiamento spaziale, nonché dal loro rapporto preciso. Lo studio di una formazione complessa non può quindi prescindere da una corretta ed esaustiva determinazione delle proprietà delle componenti litoidi principali, seguita da una valutazione dei parametri rappresentativi dell’intero ammasso. Dove le caratteristiche formazionali lo permettano, i parametri di ammasso possono anche essere valutati attraverso prove in situ a grande scala, su volumi di materiale rappresentativi.

Una classificazione descrittiva delle formazioni complesse, con particolare riferimento alle formazioni caratterizzate da litologie arenaceo-pelitiche o calcareo-pelitiche, è stata effettuata da A.G.I. (1979) (Figura 1.1).

La classificazione A.G.I. si basa, in primo luogo, sul rapporto arenaria-calcare/pelite (A/R) e sulla complessità della struttura, che è data sia dal contrasto di competenza tra le due litologie, sia dalle strutture dovute alla

## 1.6 Introduzione

diagenesi ed alle deformazioni tettoniche. Tipici esempi di formazioni strutturalmente complesse sono le formazioni torbiditiche (Figura 1.2), molto diffuse in Italia nell'Appennino Settentrionale, ed i corpi caotici tipo i *mélange* e gli olistostromi (Figura 1.3).



**Figura 1.1.** Classificazione delle Formazioni Strutturalmente Complesse proposta da A.G.I. (1979).



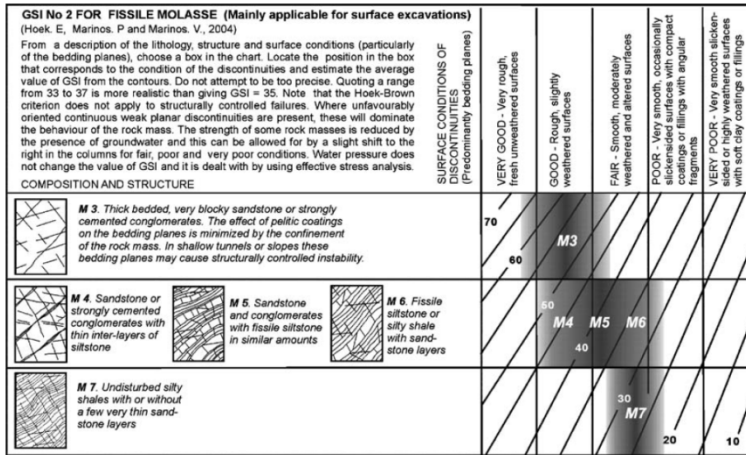
**Figura 1.2** Successione turbiditica arenaceo/pelitica classificabile come  $B_1$ .



**Figura 1.3** Mélangé argilloso calcareo con relitti di serie classificabile come  $B_2 - B_3$ .

Più recentemente (Figura 1.4) MARINOS & HOEK (2001) e HOEK *et al.* (2005) hanno proposto una classificazione per formazioni complesse di tipo flyshoide basata sull'indice GSI (MARINOS & HOEK, 2000).

## 1.8 Introduzione



**Figura 1.4** Classificazione GSI per ammassi rocciosi complessi di tipo flyshoide (HOEK et al., 2005)

La componente pelitica può essere costituita da una argilla od argillite e può essere fortemente anisotropa a causa di intense foliazioni che ne determinano una struttura a scaglie (MORGENSTEN & EIGENBROD, 1974). Le deformazioni tettoniche possono determinare un riarrangiamento spaziale dei vari componenti, nonché creare delle strutture secondarie (zone di taglio, fratture, boudinage, etc) che si sovrappongono alle strutture sedimentarie originali; in alcuni casi le deformazioni risultano così intense da obliterare il fabric originario dell'ammasso roccioso riducendolo ad un corpo caoticizzato (tettonosomi, mélange tettonici).

Anche gli agenti atmosferici possono contribuire all'alterazione delle varie componenti litologiche aumentandone la complessità, ad esempio creando fasce o zone di roccia fortemente alterata con caratteristiche meccaniche completamente diverse da quelle del resto dell'ammasso.

Le formazioni calcareo-pletiche solitamente mostrano dei caratteri di complessità più ampi di quelle arenaceo-pelitiche. Molto spesso, infatti, queste formazioni sono caratterizzate da una struttura caoticizzata (Figura 1.5) (tipologie B<sub>2</sub>-C di Figura 1.1). Di conseguenza, le proprietà indice ed i parametri di resistenza variano entro un ampio spettro di valori e la loro determinazione è fortemente influenzata dalla possibilità di ottenere campioni indisturbati di

dimensioni tali da contenere strutture rilevanti rappresentative della formazione in situ.

Le formazioni strutturalmente complesse sono molto diffuse e sono state negli anni oggetto di indagine e di studio relativamente a problemi di ingegneria civile e difesa del territorio (ESU, 1976; BERRY *et al.*, 1977; D'ELIA *et al.*, 1984, 1986, 1988; MARTNA & HANSEN, 1989; LUNARDI *et al.*, 1990; COTECCHIA *et al.*, 1993; SANTAIOLA & CANCELLI, 1997; HOEK *et al.*, 1998; GARZONIO & SFALANGA, 2003; D'ELIA, 2006; ISHIDA *et al.*, 2010).



**Figura 1.5** Mélange calcareo-argilloso con struttura scompaginata classificabile come categoria C.



## **2. Le Bimrock**

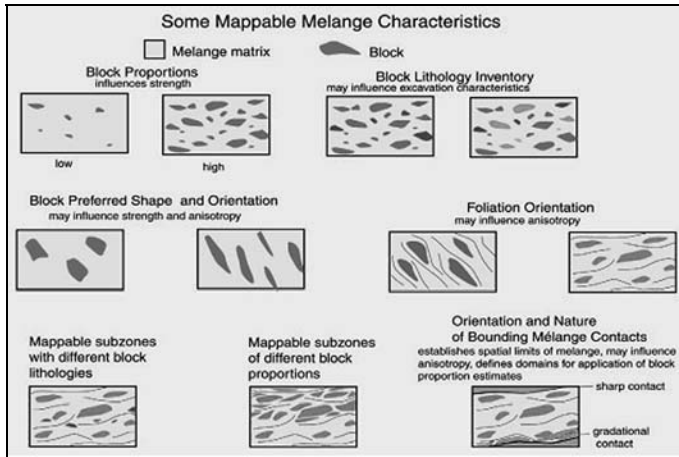
### **2.1 Caratterizzazione strutturale delle bimrock**

La caratterizzazione delle proprietà strutturali delle bimrock risulta un'operazione molto complessa in virtù dell'estrema variabilità spaziale, litologica e meccanica di questa tipologia di formazioni.

Il riconoscimento di una bimrock avviene sul terreno attraverso un attento rilievo geologico (WAKABAYASHI & MEDLEY, 2004). L'aspetto tipico di questi ammassi rocciosi è costituito dall'alternanza irregolare della matrice e dei clasti rocciosi, che appaiono in rilievo a seguito dei fenomeni di erosione selettiva. Alcune bimrock, se superficialmente molto alterate, possono essere erroneamente scambiate con depositi colluviali e quindi interpretati come depositi superficiali poggianti su di un substrato continuo.

La matrice, quasi sempre a litologia argillosa, è frequentemente caratterizzata da una struttura a scaglie, dovuta alla presenza di piani di foliazione o clivaggio che possono assumere una orientazione preferenziale all'interno dell'ammasso e possono giocare un ruolo determinante nel comportamento meccanico (MEDLEY & REHERMANN, 2004).

In Figura 2.1 sono riportate alcune caratteristiche tessiturali tipiche delle bimrock.



**Figura 2.1** Caratteristiche tessiturali tipiche delle bimrock (WAKABAYASHI & MEDLEY, 2004).

La determinazione delle proprietà meccaniche di una bimrock deve tenere di conto degli aspetti litologici, morfologici e delle proprietà meccaniche delle tre componenti principali, e quindi:

- caratteristiche litologiche, tessiturali e meccaniche della matrice;
- morfologia, litologia, caratteristiche granulometriche e meccaniche dei blocchi;
- caratteristiche strutturali di ammasso: contenuto volumetrico di blocchi, distribuzione spaziale dei blocchi, proprietà meccaniche del sistema blocchi-matrice.

Il comportamento meccanico di una bimrock risulta infatti fortemente influenzato dalla presenza dei blocchi, in particolare dalla loro distribuzione granulometrica, forma, arrangiamento spaziale e contenuto volumetrico (LINDQUIST, 1994; LINDQUIST & GOODMAN, 1994; GOODMAN & AHLGREN, 2000; KIM *et al.*, 2004; SONMEZ *et al.*, 2004a; SONMEZ *et al.*, 2006a, b; PAN *et al.*, 2008).

Assumere le proprietà meccaniche della sola matrice come rappresentative del comportamento delle bimrock, ignorando la presenza dei blocchi, conduce ad un approccio estremamente conservativo, che non rappresenta le reali caratteristiche dell'ammasso.



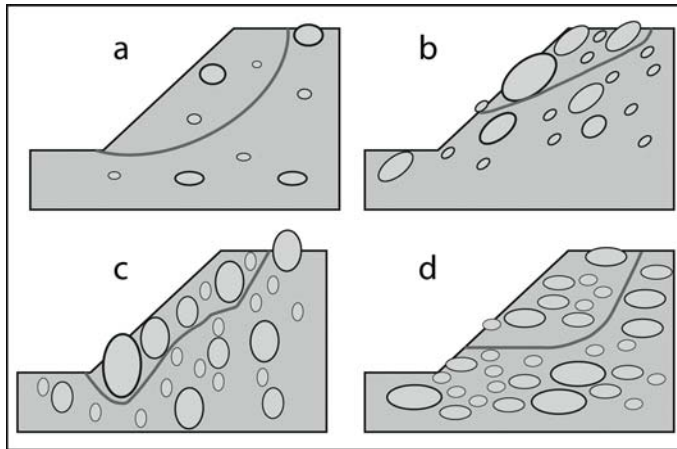
È evidente come, ad esempio nel caso di un pendio, l'orientazione e la distribuzione spaziale dei blocchi possa giocare un ruolo fondamentale per la stabilità. Lo sviluppo della potenziale superficie di scivolamento risulta poco influenzato da un basso contenuto volumetrico di blocchi (Figura 2.2a), mentre una orientazione preferenziale ne influenza notevolmente la geometria: blocchi orientati a franapoggio rispetto al versante incrementano l'instabilità del versante (Figura 2.2b), mentre una orientazione verticale incrementa la tortuosità della superficie di scivolamento e favorisce la stabilità (Figura 2.2c). Infine, in presenza di una distribuzione spaziale addensata in regioni ad iso-orientazione, la stabilità del versante è ridotta dalla porzione superiore alla superficie di scivolamento ad alta concentrazione (Figura 2.2c) (LINDQUIST & GOODMAN, 1994; KIM *et al.*, 2004; MEDLEY & SANZ, 2004; BARBERO *et al.*, 2006).

La presenza dei blocchi, inoltre, limita notevolmente la possibilità di far riferimento a prove di laboratorio per la caratterizzazione meccanica d'ammasso, a causa delle ridotte dimensioni dei provini che non consentono di includere blocchi significativi.

Per investigare esaurientemente il comportamento delle bimrock, in riferimento alla scala del problema ingegneristico in esame e tenendo in debita considerazione l'influenza dei blocchi, risulta quindi necessario ricorrere a prove in situ o a modellazioni numeriche.

La completa caratterizzazione di una bimrock, pertanto, deve essere affrontata secondo la seguente metodologia:

- analisi delle proprietà morfologiche, della distribuzione spaziale e della contenuto in blocchi;
- valutazione delle proprietà meccaniche della matrice e dei blocchi mediante prove di laboratorio;
- valutazione del comportamento meccanico d'ammasso e della resistenza del sistema blocchi-matrice attraverso l'effettuazione di prove in situ specifiche.



**Figura 2.2** Alcune possibili configurazioni di versanti in bimrock (ridisegnato da MEDLEY & SANZ, 2004).

## 2.2. Caratteristiche dei blocchi

La presenza di blocchi interrompe la continuità della matrice e provoca una crescente tortuosità delle potenziali superfici di taglio, causando un aumento della resistenza d'ammasso (IRFAN & TANG, 1993; LINDQUIST, 1994; LINDQUIST & GOODMAN, 1994; MEDLEY, 1994; MEDLEY & REHERMANN, 2004; GOODMAN & AHLGREN, 2000; SONMEZ *et al.*, 2006a; MEDLEY, 2007a, b)

I blocchi, che presentano diverse forme e distribuzioni spaziali, variano entro un'ampio intervallo dimensionale, solitamente da qualche millimetro fino anche a diverse decine di metri (MEDLEY, 1994, 2001).

Nel Franciscan Mélange, una tipica bimrock affiorante in California, è stato osservato che la distribuzione delle massime dimensioni osservabili dei blocchi ( $d_{mod}$ ) segue una legge di potenza negativa (MEDLEY, 1994; MEDLEY & LINDQUIST, 1995; RIEDMULLER *et al.*, 2001; MEDLEY, 2002). Tale caratteristica, comune a molti fenomeni geologici e di frammentazione (TURCOTTE, 1997), è stata osservata anche per rocce di faglia (SAMMIS & BIEGEL, 1989; RIEDMULLER *et al.*, 2001), depositi di loess (LU *et al.*, 2003), granulati da frammentazione (TURCOTTE, 1986), depositi vulcanici (PEPE *et al.*, 2008) e terreni (TYLER &

WHEATCRAFT, 1990, 1992; PERFECT & KAY, 1991; BACCHI *et al.*, 1996; MILLAN *et al.*, 2003; FILGUEIRA *et al.*, 2006; XIAODAN *et al.*, 2006).

La legge di potenza negativa è espressa dalla seguente relazione:

$$N = r^{-D} \quad (1.1)$$

dove  $N$  rappresenta la frequenza relativa di elementi con una dimensione lineare più grande di  $r$ . L'esponente  $D$  è anche detto *dimensione frattale* (MANDELBROT, 1983; TURCOTTE, 1997).

Inoltre, studi effettuati su alcuni affioramenti del Complesso Caotico dell'Appennino Settentrionale affiorante in Toscana, hanno messo in evidenza come anche la distribuzione spaziale dei blocchi possa essere interpretata secondo il modello frattale di Sierpinsky (CASAGLI & CATANI, 1996, 1998; CATANI, 1996a, b, 1999; CATANI & FANTI, 1996).

### 2.2.1 Proprietà della distribuzione frattale

Tra le proprietà più significative di una distribuzione di potenza, anche detta distribuzione frattale, vi è la autosomiglianza e l'invarianza scalare (MANDELBROT, 1983; PEITGEN *et al.*, 1992; TURCOTTE, 1986, 1997). Il significato dell'invarianza scalare è che l'istogramma di frequenza della dimensione degli elementi non cambia al variare della scala di osservazione ed è caratterizzato da un crescente numero di elementi al diminuire della dimensione.

Al variare della scala si ha una variazione della dimensione assoluta degli elementi, ma l'istogramma di frequenza resta costante, cioè resta invariata la dimensione frattale  $D$ .

Da un punto di vista della geometria dei frattali, il requisito fondamentale perché due oggetti siano autosimili è che la loro dimensione frattale  $D$  sia misurabile (MANDELBROT, 1983). La dimensione frattale  $D$  è quindi un indice che fornisce un'indicazione di quanto un frattale riempie lo spazio a mano a mano che la scala di osservazione diviene sempre più grande. Vi sono varie

definizioni matematiche di dimensione frattale (PEITGEN *et al.*, 1992), tuttavia nella definizione formale e più comune la  $D$  è espressa come:

$$D = \lim_{l \rightarrow 0} \frac{\log N(l)}{\log(l)} \quad (1.2)$$

dove  $N(l)$ : frequenza numerica della variabile  $l$ ,  $l$ : numero di intervalli di classi di frequenza.

Una distribuzione frattale autosomigliante, quando raffigurata in un diagramma bilogarithmico  $N(l)$ - $l$ , mostra un ramo discendente la cui retta di regressione ha coefficiente angolare  $D$ .

Poichè gli oggetti naturali esistono solo entro un determinato intervallo di dimensioni, anche l'invarianza scalare è valida solo entro questo intervallo. (TURCOTTE, 1986; 1997).

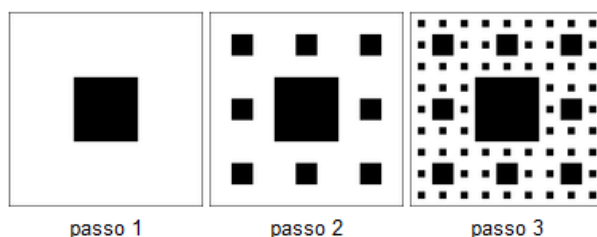
Recenti studi, inoltre, hanno messo in evidenza come la distribuzione secondo una legge di potenza possa non essere valida nell'intero intervallo dimensionale degli elementi considerati, ma piuttosto che possano esistere più domini, ciascuno caratterizzato da una propria distribuzione frattale (MILLAN *et al.*, 2003; FILIGUEIRA *et al.*, 2006).

Il modello di frattale di Sierpinsky, proposto da alcuni Autori per la distribuzione spaziale dei blocchi (CASAGLI & CATANI, 1996, 1998; CATANI, 1996a, b, 1999; CATANI & FANTI, 1996), si basa sulla generazione di elementi sul piano a partire da un quadrato di lato unitario, che viene iterativamente suddiviso in sottoquadrati secondo il criterio  $(1/9)^n$ , dove  $n$  rappresenta ogni passaggio di divisione (Figura 2.3). La dimensione frattale, espressa secondo il criterio di Hausdorff-Besicovitch ( $D_H$ ), è definita come il numero di poligoni regolari ( $N_\ell$ ) di lato  $\ell$  necessari per coprire completamente l'insieme frattale; diminuendo  $\ell$ , il numero  $N_\ell$  aumenta. L'area del frattale ( $M_D$ ), stimata dai poligoni che lo coprono, è data da:

$$M_D = \lim_{\ell \rightarrow 0} N_\ell \left( \frac{A_\ell}{\ell^d} \right) \ell^D \quad (1.3)$$

dove  $A_\ell$  è l'area del poligono e  $d$  la sua dimensione euclidea. Il valore  $D_H$  è il limite per il quale, se  $D > D_H$ , si ha che  $M_D$  tende a zero, mentre se  $D < D_H$  allora  $M_D$  tende all'infinito (Eq. 1.4):

$$D_H = \lim_{\ell \rightarrow 0} \left( \frac{\log N_\ell}{\log 1/\ell} \right) \quad (1.4)$$



**Figura 2.3** Frattale di Sierpinsky.

### 2.2.2 Il Franciscan Mélange

Il Franciscan Mélange costituisce un vastissimo corpo geologico caotico affiorante su più di un terzo della California Settentrionale. Da un punto di vista geologico, questa formazione è stata ampiamente studiata e la sua origine è stata attribuita ad un contesto di margine convergente (MEDLEY, 1994 *cum bib.*). Il Franciscan è costituito da una matrice argillosa/argillitica, caratterizzata da deformazioni di taglio, con immersi blocchi prevalentemente arenacei (*metagreywacke*) e tufacei, ed in quantità minore blocchi di selce, calcari, serpentiniti ed altri litotipi metamorfici. Da un punto di vista tessiturale il Franciscan Mélange è caratterizzato dalla tipica struttura dei melange: blocchi eterometrici ed eterogenei sono disposti in modo caotico all'interno della matrice.

Il Franciscan costituisce una tipica bimrock ed è stata ampiamente studiata nel corso degli anni da un punto di vista ingegneristico (MEDELY, 1994; MEDLEY & LINDQUIST, 1995; MEDLEY, 2002). Tali studi hanno messo in evidenza come la

distribuzione delle massime dimensioni osservabili dei blocchi ( $d_{\text{mod}}$ ), ricavate da riprese fotografiche, segue una legge di potenza negativa, che quindi gode delle proprietà di autosomiglianza. L'autosomiglianza di per sé non è tuttavia sufficiente per definire l'invarianza scalare. Ulteriori studi sono quindi stati eseguiti a diverse scale di osservazione, variabili da 1 cm<sup>2</sup> a circa 1000 km<sup>2</sup>, utilizzando sia riprese fotografiche che rilievi geologici di dettaglio.

I dati sono stati confrontati secondo la seguente procedura:

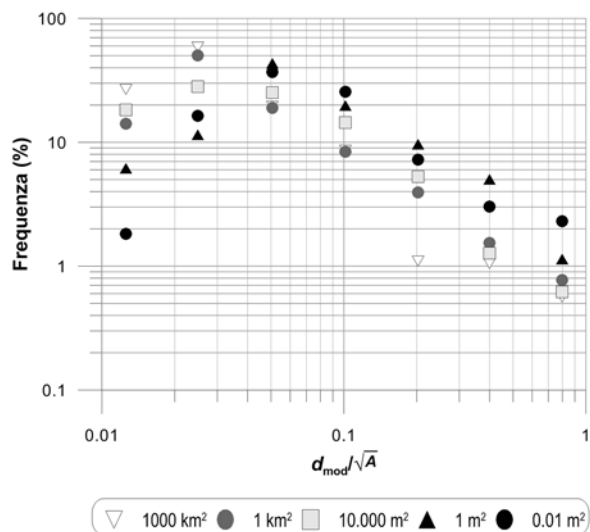
- per ogni area esaminata sono state ricavate le frequenze relative  $N(d_{\text{mod}})$ ;
- sono state definite delle classi dimensionali di riferimento, normalizzate rispetto a  $\sqrt{A}$ , dove  $A$  rappresenta la superficie totale esaminata coperta dalla ripresa fotografica;
- i dati normalizzati sono stati riportati in un diagramma  $d_{\text{mod}}/\sqrt{A} - N(d_{\text{mod}})$  (Figura 2.4), confermando l'invarianza scalare entro un ampio intervallo di scale di osservazione.

### **2.2.3. Caratteristiche frattali di alcune bimrock**

I risultati delle analisi condotte sul Franciscan, hanno mostrato un andamento confrontabile delle distribuzioni dei  $d_{\text{mod}}/\sqrt{A}$  alle diverse scale di osservazione, con una dimensione frattale bidimensionale  $D$  circa pari a 1.2.

L'invarianza scalare della distribuzione dei  $d_{\text{mod}}$  nel Franciscan è risultata essere valida entro un vasto intervallo dimensionale (Figura 2.4).

La dimensione frattale in tre dimensioni ( $D_{3D}$ ) è stata ottenuta aggiungendo una unità alla dimensione frattale bidimensionale, questo è valido purchè si assuma stereograficamente che la percentuale areale dei blocchi sia equivalente alla percentuale volumetrica dei blocchi (MANDELBROT, 1983; SAMMIS & BIEGEL, 1987). Nel caso del Franciscan, data la dimensione frattale bidimensionale di  $D = 1.2$ , la dimensione frattale tridimensionale è pari a  $D_{3D} = 2.2$ .



**Figura 2.4.** *Istogramma bilogarithmico della distribuzione delle massime dimensioni osservabili normalizzate dei blocchi ( $d_{mod}/\sqrt{A}$ ) per il Franciscan Mélange, a diverse scale di indagine (ridisegnato da MEDLEY, 1994).*

Ciò significa che per  $n$  blocchi in una determinata classe di  $d_{mod}$  (o  $d_{mod}/\sqrt{A}$ ), ve ne sono  $n^{2.2}$  all'interno della classe precedente. Secondo gli Autori, l'invarianza scalare permette di ricavare i parametri di resistenza rappresentativi della bimrock mediante prove su campioni di dimensioni ridotte rispetto alla dimensione massima dei blocchi, qualora ovviamente la scala di indagine sia tale da tenere in debita considerazione l'influenza dei blocchi stessi (LINDQUIST, 1994; GOODMAN & LINDQUIST, 1994; MEDELY, 1994; MEDLEY & LINDQUIST, 1995; GOODMAN & AHLGREN, 2000; MEDLEY, 2002).

I risultati dello studio effettuato secondo il modello di frattale di Sierpinsky su alcuni affioramenti del Complesso Caotico toscano, hanno anch'essi evidenziato una invarianza scalare nell'intervallo dimensionale 2 m - 9 m, con valori di  $D_H$  compresi tra 1.737 e 1.745 (CASAGLI & CATANI, 1996, 1998; CATANI, 1996a, 1996b, 1999; CATANI & FANTI, 1996). Secondo gli stessi Autori, inoltre, la sola dimensione frattale  $D$  calcolata a partire dai dati di frequenza dei  $d_{mod}$ , oltre che

perdere le informazioni relative alla distribuzione spaziale dei blocchi, non risulta altrettanto precisa ed affidabile rispetto alla  $D_H$ .

#### **2.2.4. Metodologie di indagine**

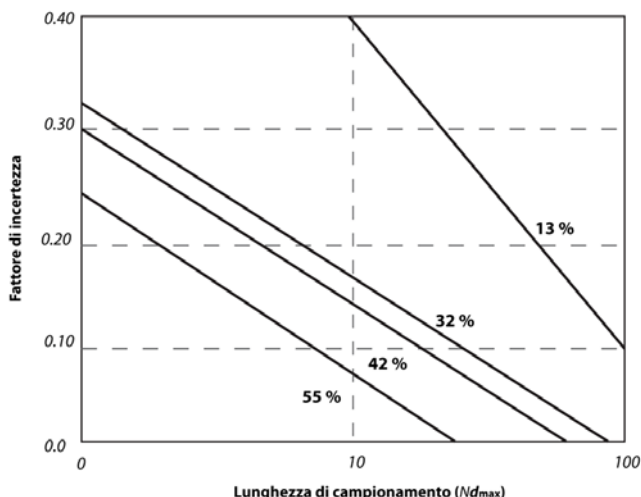
Diverse metodologie di indagine sono disponibili per l'analisi morfologica e spaziale dei blocchi:

- metodi 1D risultanti dall'interpretazione di stratigrafie o *log* di fori di sondaggio;
- metodi 2D basati sull'analisi digitale di immagini;
- metodi 3D basati sulla vagliatura fisica del materiale.

L'analisi granulometrica tramite vagliatura fisica del materiale può essere facilmente applicata alla scala di laboratorio, ma con l'aumentare della scala di lavoro diventa sempre più complicata e dispendiosa. Inoltre, attraverso la vagliatura è possibile investigare solamente la distribuzione granulometrica dei blocchi in termini di percentuale cumulata in peso, ma non è possibile quantificare altre fondamentali caratteristiche quali la forma e la variabilità spaziale.

I metodi 1D consentono la sola determinazione della percentuale volumetrica del litotipo caratteristico dei blocchi (PV), basandosi sull'assunzione che esso sia stereologicamente equivalente alla proporzione lineare cumulata della stessa litologia misurata nelle stratigrafie di fori di sondaggio. Questa assunzione risulta però valida solo in presenza di un adeguata densità di campionamento. In altre parole, poichè i blocchi non hanno forme perfettamente sferiche e sono distribuiti entro l'ammasso in modo non uniforme, è impossibile stimare la PV a partire da pochi fori di sondaggio. In presenza di una lunghezza di campionamento sufficiente (almeno dieci volte la massima dimensione dei blocchi), la proporzione lineare di litologia caratteristica può essere correlata con la PV, commettendo una sottostima variabile dal 33% al 55% (Figura 2.5) (LINDQUIST & GOODMAN, 1994; MEDLEY, 1997, 2001, 2002).





**Figura 2.5** Incertezze nella stima della PV come funzione della lunghezza lineare di campionamento, espressa come un multiplo (N) della lunghezza massima dei blocchi ( $d_{max}$ ), e della proporzione lineare di litologia dei blocchi misurata nelle stratigrafie (da 13% a 55%) (ridisegnato da MEDLEY, 2001).

Recenti studi hanno inoltre messo in evidenza come i metodi di campionamento 1D, in assenza di altri dati, possano sottostimare in modo significativo le dimensioni medie dei blocchi e la PV, con errori che possono raggiungere il 50% per le dimensioni medie ed il 90% per la PV (HANEBERG, 2004).

I metodi 2D si basano principalmente sullo studio di riprese fotografiche attraverso il riconoscimento delle proprietà dei blocchi con metodi di analisi digitale di immagine (MEDLEY, 1994; GOKCEOGLU, 2002; SONMEZ *et al.*, 2004b).

L'analisi 2D consente di raccogliere un gran numero di dati sulle proprietà geometriche dei blocchi: massime e minime dimensioni osservabili, area esposta di ciascun blocco, rapporto di forma, orientazione e distribuzione spaziale.

Le incertezze legate a questa tipologia di analisi dipendono dalla forma ed esposizione dei blocchi rispetto al piano esposto, dalla disponibilità di affioramenti per i rilievi fotografici, nonché dal contrasto di colore tra i blocchi e la matrice. Gli errori di sottostima possono raggiungere il 35% per le dimensioni medie dei blocchi ed il 44% per la PV (HANEBERG, 2004).

## **2.3. Caratteristiche meccaniche delle bimrock**

A causa della complessa eterogeneità strutturale, la caratterizzazione meccanica delle bimrock costituisce una problematica di non semplice risoluzione, anche con le moderne tecniche di analisi messe a disposizione dalla Meccanica delle Rocce.

### **2.3.1. Soglia blocchi/matrice**

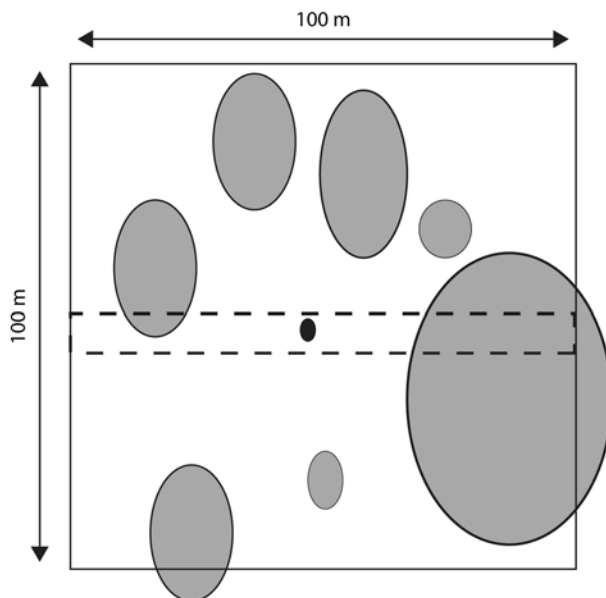
Da un punto di vista ingegneristico, un blocco di dimensioni  $x$  può avere una notevole influenza sul comportamento meccanico d'ammasso, o viceversa può rivelarsi del tutto insignificante. La questione è resa ancora più importante poiché le dimensioni dei blocchi variano di diversi ordini di grandezza.

In pratica, per certe scale di interesse, alcuni blocchi sono talmente piccoli che possono tranquillamente essere considerati come parte integrante della matrice e quindi non influenti sulla resistenza d'ammasso.

Risulta quindi di fondamentale importanza, per la scala di interesse, definire una soglia dimensionale blocchi/matrice al di sotto della quale i blocchi sono considerati come ininfluenti sul comportamento meccanico d'ammasso e quindi come facenti parte della matrice (Figura 2.6) MEDELY (1994, 2001, 2002).

MEDELY (1994, 2002) e MEDLEY & LINDQUIST (1995) hanno sviluppato un criterio empirico per la definizione di tale soglia, basato sugli studi effettuati sul Franciscan Mélange.

Il criterio si basa sulla scelta di una dimensione caratteristica di interesse ingegneristico ( $L_c$ ) (*characteristic engineering dimension*) da considerare come scala di riferimento per il calcolo della soglia blocchi/matrice, che può essere ragionevolmente assunta come pari a 5% della  $L_c$ .



**Figura 2.6** Concetto di soglia blocchi-matrice: il piccolo blocco nero al centro dell'immagine, avente  $d_{mod}$  pari a 1 m, risulta influenzare il comportamento meccanico alla scala del rettangolo in tratteggio, mentre non influenza il comportamento d'ammasso alla scala del rettangolo più grande di lato 100 m (ridisegnato da MEDLEY, 2001).

La scelta della  $L_c$  avviene secondo i seguenti criteri:

- secondo considerazioni empiriche basate sulla conoscenza ingegneristica del contesto in esame. La  $L_c$  viene stabilita in base alle dimensioni dell'opera e alla interazione opera-terreno previste in fase di progettazione. Per effettuare la scelta si deve tener conto di quella che può essere la parte dell'opera o del fenomeno che interagisce con l'ammasso roccioso: la "dimensione significativa" che rappresenta la  $L_c$  può essere la profondità media di una superficie di frana (MEDLEY & SANZ, 2004), l'altezza del campione di terreno sottoposto a prove meccaniche in situ (XU *et al.*, 2007), la larghezza della fondazione di una diga (GOODMAN & ALGHREN, 2000), un fattore del diametro di una galleria (BUTTON *et al.*, 2001);
- in base alle dimensioni del provino sottoposto a prova meccanica;

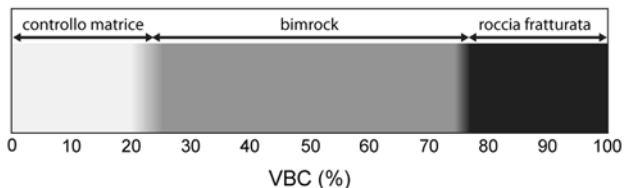
- pari a  $\sqrt{A}$ , dove  $A$  rappresenta la superficie totale coperta da riprese fotografiche o carte tematiche.

Per sua stessa definizione, la  $L_c$  varia al variare della scala di interesse e delle caratteristiche dimensionali del contesto ingegneristico in esame.

### 2.3.2. Caratteristiche geomeccaniche principali

Una formazione strutturalmente complessa caratterizzata da una struttura a blocchi in matrice, può essere classificata come una bimrock quando, da un punto di vista strutturale e meccanico, sono soddisfatte alcune proprietà fondamentali:

- il VBC, inteso come la percentuale di volume unitario di formazione costituita da blocchi, deve essere compreso indicativamente tra il 20-25% ed il 75% (LINDQUIST, 1994; LINDQUIST & GOODMAN, 1994; KIM *et al.*, 2004; SONMEZ *et al.*, 2004a, b; PAN *et al.*, 2008). Al di sotto di un VBC del 20% le caratteristiche di resistenza ed il comportamento tensio-deformativo d'ammasso sono controllati dalle proprietà della matrice, mentre al di sopra di un VBC del 75% il comportamento può essere assimilato a quello di un ammasso roccioso estremamente fratturato (Figura 2.7). Caratteristiche simili sono state riscontrate anche per terreni eterogenei come colluvi o miscele sabia-argilla (WINTER & SUHARDI, 1990; FRAGASZY *et al.*, 1990; IRFAN & TANG, 1993; VALLEJO & MAWBY, 2000; VALLEJO, 2001);



**Figura 2.7** Una formazione strutturalmente complessa a blocchi in matrice si comporta come una bimrock quando il VBC è compreso tra il 20-25% ed il 75%.

- il contrasto di resistenza tra la litologia dei blocchi e quella della matrice deve essere sufficientemente elevato, ovvero tale da far sviluppare eventuali deformazioni di taglio principalmente nella matrice, secondo percorsi tortuosi mediando tra i blocchi stessi. Il contrasto minimo di resistenza è stato individuato per un valore del rapporto  $\tan\varphi_{\text{blocchi}} / \tan\varphi_{\text{matrice}} \geq 2$  (dove  $\varphi$  rappresenta l'angolo di attrito della litologia caratteristica), o  $E_{\text{blocchi}}/E_{\text{matrice}} \geq 2$  (dove  $E$  rappresenta il modulo di Young) (VOLPE *et al.*, 1991; LINDQUIST, 1994; LINDQUIST & GOODMAN, 1994). In presenza di contrasti minori la superficie di rottura tende a svilupparsi anche all'interno dei blocchi piuttosto che solo intorno ad essi, ed il comportamento meccanico della bimrock si avvicina a quello di un mezzo omogeneo. Quando il contrasto di resistenza supera il valore soglia, la resistenza propria dei blocchi gioca un ruolo trascurabile sulle proprietà meccaniche d'ammasso.

L'incremento di tortuosità della superficie di rottura determina delle importanti variazioni dei parametri di resistenza rispetto alla configurazione di un terreno omogeneo costituito dalla sola matrice. Prove sperimentali di laboratorio su provini artificiali di bimrock (LINDQUIST, 1994; LINDQUIST & GOODMAN, 1994; SONMEZ *et al.*, 2004a,b, 2006b), nonché simulazioni mediante analisi numeriche (LI *et al.*, 2004; BARBERO *et al.*, 2006, 2007, 2008; PAN *et al.*, 2008, XU *et al.*, 2008), hanno messo in evidenza come la principale conseguenza della crescente tortuosità della superficie di rottura sia il progressivo aumento dell'angolo di attrito e del modulo di Young e la diminuzione della coesione della bimrock rispetto alla resistenza della sola matrice.

### 2.3.3. Proprietà di resistenza

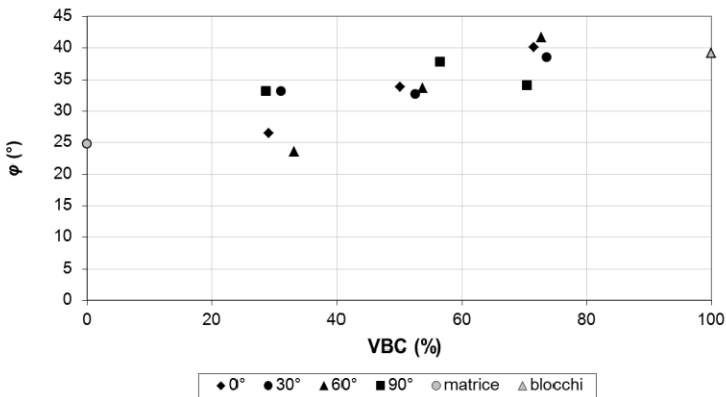
I parametri di resistenza della bimrock sono strettamente legati alle caratteristiche dei blocchi. Nell'intervallo  $20\% < \text{VBC} < 75\%$ , si ha un progressivo aumento dell'angolo d'attrito, che è stato messo in relazione con

l'aumento della tortuosità della superficie di rottura, mentre la coesione diminuisce in virtù delle scadenti proprietà meccaniche della matrice nell'interfaccia intorno ai bordi dei blocchi, laddove le deformazioni tendono a svilupparsi.

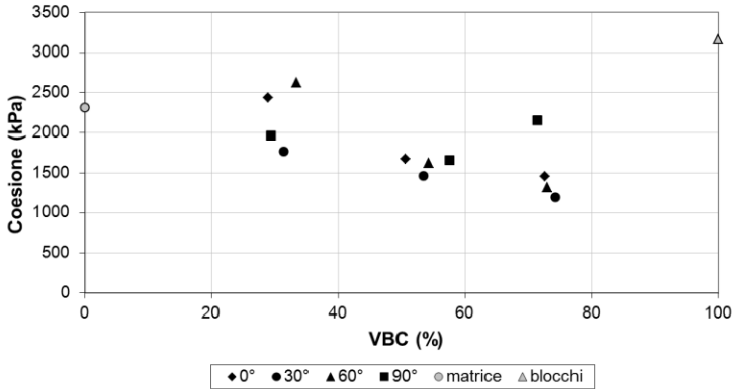
LINDQUIST & GOODMAN (1994) hanno condotto una serie di prove di compressione triassiale su provini di bimrock artificiali costruiti in laboratorio con calce e materiali inerti, caratterizzati da blocchi eterometrici di forma ellittica. I risultati dei test hanno messo in evidenza un aumento dell'angolo di attrito della bimrock di ben  $15^{\circ}$ - $20^{\circ}$  su quello della sola matrice all'aumentare del VBC all'interno dei provini (Figura 2.8). La coesione ha invece mostrato un andamento decrescente con l'aumentare del VBC (Figura 2.9).

E' stato inoltre messo in evidenza come anche la forma e l'orientazione dei blocchi giochi un ruolo importante: i valori minori di resistenza, in particolar modo per la coesione, sono stati osservati nella configurazione in cui gli assi maggiori dei blocchi ellittici si trovavano inclinati di  $30^{\circ}$  rispetto alla direzione di carico assiale.

Anche il modulo di Young ha mostrato un incremento con l'aumentare del VBC, raggiungendo i valori massimi per i provini con gli assi maggiori dei blocchi orientati parallelamente alla direzione di massimo carico.



**Figura 2.8** *Variazione dell'angolo di attrito con il VBC per diverse orientazioni dell'asse maggiore dei blocchi rispetto alla direzione di carico assiale (da LINDQUIST & GOODMAN, 1994).*

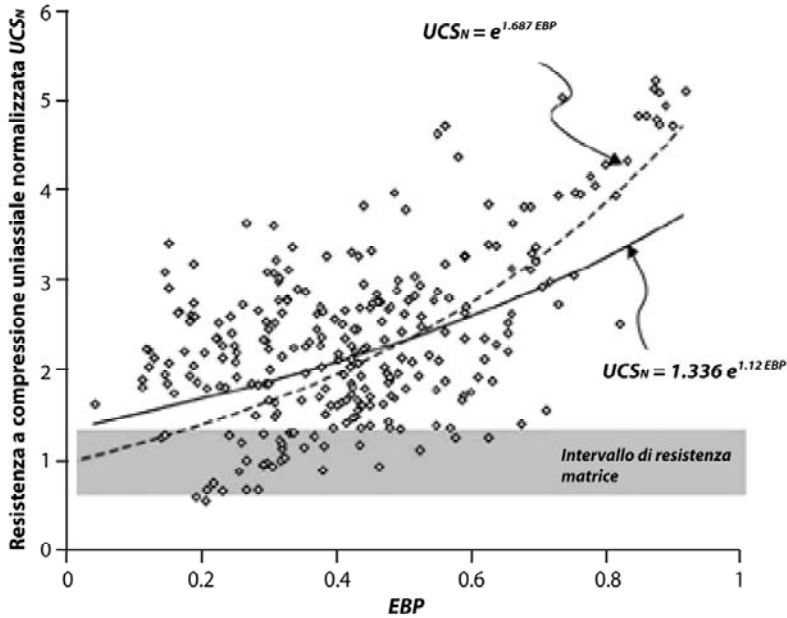


**Figura 2.9** Variazione della coesione con il VBC per diverse orientazioni dell'asse maggiore dei blocchi rispetto alla direzione di carico assiale (da LINDQUIST & GOODMAN, 1994).

Diversi studi condotti su bimrock di origine vulcanica (ignimbriti tufacee) (GOKCEOGLU , 2002; GOKCEOGLU & ZORLU, 2004; SONMEZ *et al.*, 2004a, b, 2006a, b) hanno mostrato una correlazione esponenziale tra la resistenza a compressione uniassiale della bimrock ( $UCS$ ) e la proporzione equivalente di blocchi ( $EBP - Equivalent Block Proportion$ ) (Figura 2.10), calcolata secondo la relazione:

$$EBP = \sum_i^n VP_i \frac{UCS_i}{UCS_{max}} \quad (1.5)$$

dove  $n$ : numero dei differenti litotipi di blocchi,  $VP_i$ : proporzione volumetrica del litotipo  $i$ -esimo,  $UCS_i$ : resistenza a compressione uniassiale del litotipo  $i$ -esimo,  $UCS_{max}$ : resistenza a compressione uniassiale del litotipo più resistente.



**Figura 2.10** Relazione tra la EBP e la UCS per una bimrock di origine vulcanica (SONMEZ et al., 2004a).

Gli stessi Autori hanno proposto un criterio di resistenza empirico, basato sia sul criterio di Mohr-Coulomb che su quello di Hoek & Brown, a partire da dati provenienti da prove di compressione uniaxiali e triassiali di campioni di bimrock vulcaniche ed artificiali, con diversi valori normalizzati di VBC.

Le equazioni empiriche, ricavate attraverso una serie di elaborazioni statistiche, sono riportate di seguito.

*Mohr-Coulomb:*

$$c_N = 1.25 - \exp\left(\frac{VBC - 100}{75}\right) \qquad c_{bimrock} = c_N * c_{matrice} \qquad (1.6 a)$$

$$\varphi_N = \exp\left(\frac{8 * VBC}{1000}\right) \qquad \varphi_{bimrock} = \varphi_N * \varphi_{matrice} \qquad (1.6 b)$$



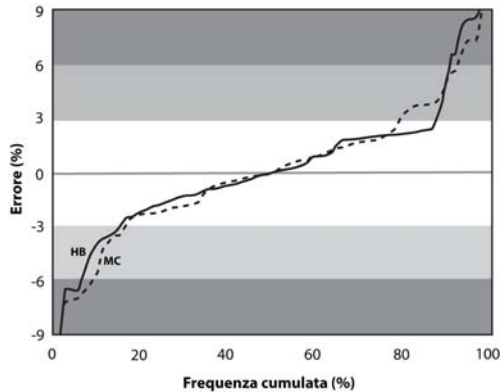
$$UCS_N = 1 - \exp\left(\frac{VBC - 100}{25}\right) \quad UCS_{bimrock} = UCS_N * UCS_{matric} \quad (1.6 c)$$

Hoek & Brown:

$$m_{i\_N} = \exp(0.015 * VBC) \quad m_{bimrock} = m_{i\_N} * m_{i\_matrice} \quad (1.7 a)$$

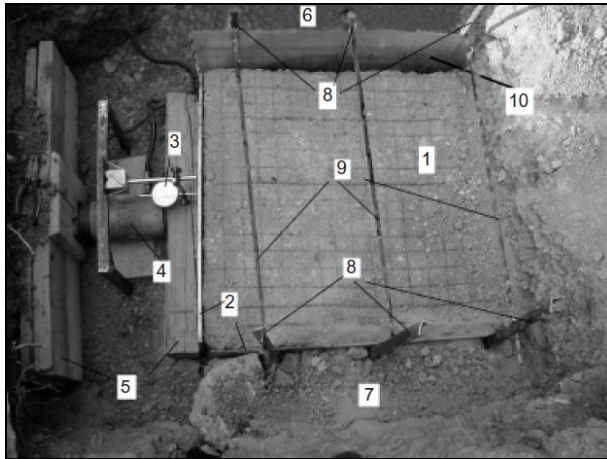
$$\sigma_1 = \sigma_3 + UCS_{bimrock} \sqrt{\left(m_{bimrock} \frac{\sigma_3}{UCS_{bimrock}}\right)^2 + 1} \quad (1.7 b)$$

L'attendibilità delle equazioni proposte è stata valutata ricalcolando lo sforzo principale ( $\sigma_1$ ). L'errore percentuale tra i valori  $\sigma_1$  calcolati e quelli misurati è mostrato in Figura 2.11: il 73% e 65% dei dati, rispettivamente per il criterio Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb, sono risultati avere un errore minore del 3%. Tali relazioni, tuttavia, sono basate su un limitato numero di prove di laboratorio e sono ancora da considerarsi in fase di sviluppo.



**Figura 2.11** Distribuzione cumulativa di frequenza dell'errore ottenuto utilizzando i valori di  $\sigma_1$  calcolati dalle equazioni empiriche proposte da SONMEZ et al. (2006a).

LI et al. (2004) e XU et al. (2007) hanno condotto una serie di prove di taglio in situ a grande scala (Figura 2.12), ottenendo un aumento dell'angolo di attrito ed una diminuzione della coesione con l'aumento della percentuale in peso di blocchi interna ai campioni testati, misurata tramite setacciatura fisica del materiale.



**Figura 2.12** Configurazione della prova di taglio in situ effettuata da Xu et al. (2007).

Per ogni prova è stata stimata una coppia di parametri di resistenza  $c$  e  $\varphi$  applicando il metodo all'equilibrio limite di Bishop semplificato (Tabella 2.1).

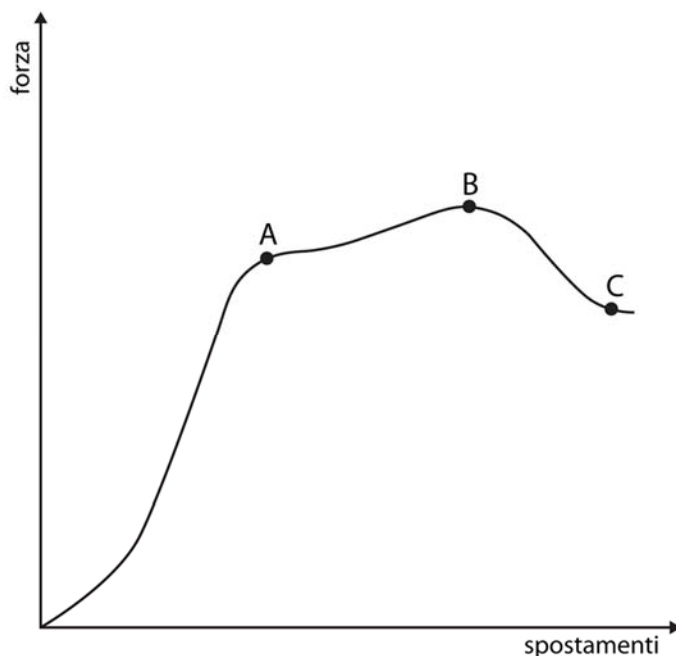
**Tabella 2.1** Parametri di resistenza calcolati per ciascun campione sottoposto a prova di taglio in situ e relativa percentuale in peso di blocchi interna al campione (Xu et al., 2007).

$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)	% peso
0.47	47.6	56
1.76	49.0	54
2.35	41.2	37

Alcune delle prove hanno inoltre messo in evidenza un andamento della curva forza-spostamento caratterizzata da due livelli di snervamento (Figura 2.13). Il primo livello (A), che segna il limite “elastico”, è stato attribuito alla deformazione della sola matrice. La curva è poi caratterizzata da una fase di incrudimento (tratto A-B), dovuta alla crescente influenza dei blocchi che incrementano la tortuosità delle bande di taglio e iniziano ad avere contatti diretti blocco-blocco. Il secondo snervamento (B) è legato alla resistenza massima del

campione, quando le bande di taglio coalescono in una superficie di rottura tortuosa. La resistenza poi decresce fino ai valori residui (C).

Questa caratteristica è stata confermata anche per curve sforzi-deformazioni da simulazioni numeriche 2D FEM delle stesse prove in situ (LI *et al.*, 2004) e di prove di taglio diretto alla scala di laboratorio (XU *et al.*, 2008).

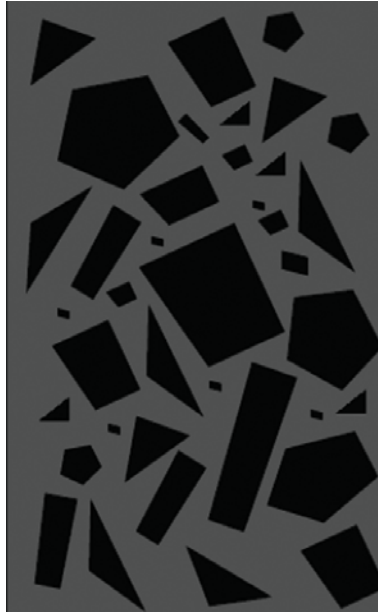


**Figura 2.13** Curva forza-spostamenti a doppio livello di snervamento.

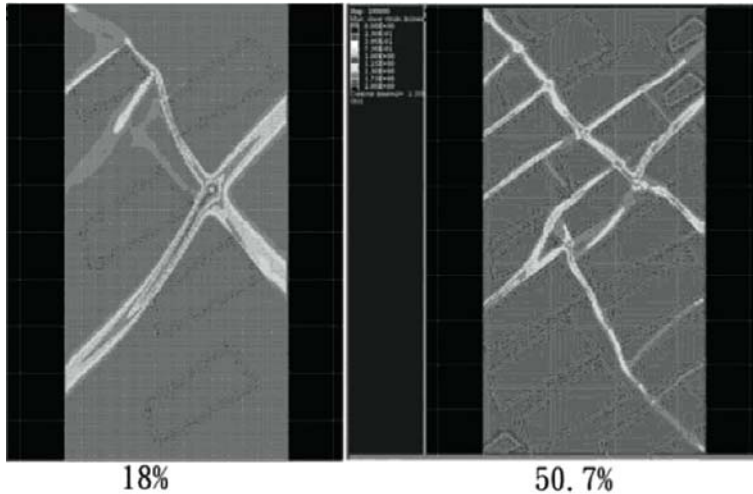
Analisi numeriche FEM 2D su modelli virtuali di bimrock sono state condotte da PAN *et al.* (2008), simulando prove di compressione triassiale con diverse percentuali di VBC, forma ed orientazione dei blocchi (Figura 2.14).

Lo studio ha indicato un incremento della resistenza e del modulo di Young con l'aumentare del VBC, dovuto al progressivo aumento di tortuosità delle bande di taglio ed alla crescente influenza degli inter-contatti tra i blocchi, che progressivamente dominano il comportamento meccanico della bimrock (Figura 2.15).

Anche l'orientazione dei blocchi è risultata avere un'influenza determinante: la minor resistenza viene raggiunta quando gli assi maggiori sono orientati a  $45^\circ$  rispetto alla direzione di applicazione del carico massimo. Il modulo di Young, invece, risulta massimo per una orientazione degli assi maggiori parallela alla direzione di applicazione del carico massimo, mostrando un decremento tra  $15^\circ$  e  $45^\circ$ .



**Figura 2.14** Esempio di provino virtuale di bimrock generato da PAN et al. (2008) per la simulazione FEM 2D di prove triassiali.



**Figura 2.15** Concentrazione della deformazione di taglio dopo la rottura all'interno di provini virtuali di bimrock con diverso VBC (18% e 50.7%). La superficie di rottura del provino con VBC pari a 50% mostra una maggiore irregolarità di quella del provino con VBC pari a 18% (da PAN *et al.*, 2008).

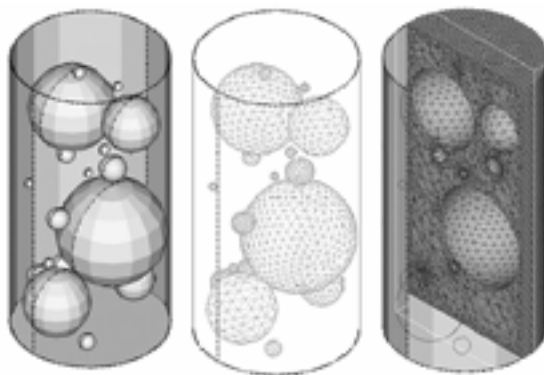
BARBERO *et al.* (2006, 2007, 2008) hanno condotto analisi FEM 2D e 3D simulando test di compressione uniassiale e triassiale. Per i modelli 3D sono stati generati provini con blocchi sferici (Figura 2.16) distribuiti secondo una legge di potenza troncata del tipo:

$$f(d) = -\frac{1-q}{a^{1+q} - b^{1+q}} d^q \quad (1.8)$$

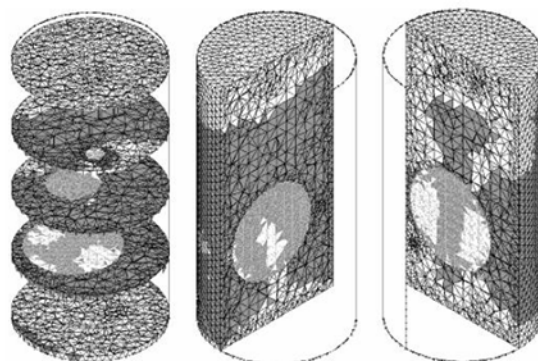
dove  $q = -2.3$ ,  $a$  e  $b$  sono rispettivamente il minimo e massimo diametro, scelti come il 5% ed il 75% delle diametro del provino.

Le analisi hanno mostrato che la resistenza ed il modulo di Young dei provini risultano fortemente influenzate dalla presenza dei blocchi sferici al di sopra di un VBC del 20%. Nei provini con VBC > 20% le bande di plasticizzazione si generano intorno alla superficie dei blocchi, che inizialmente sopportano gran parte del carico, per poi propagarsi all'intero campione (Figura 2.17). Alla fine della prova i blocchi risultano quasi totalmente plasticizzati e solo parte della matrice mostra un comportamento elastico. E' stato inoltre messo in evidenza

che, a parità di VBC, una distribuzione uniforme dei blocchi nel provino induce una resistenza maggiore, e che blocchi di grosse dimensioni alterano significativamente la distribuzione delle tensioni.



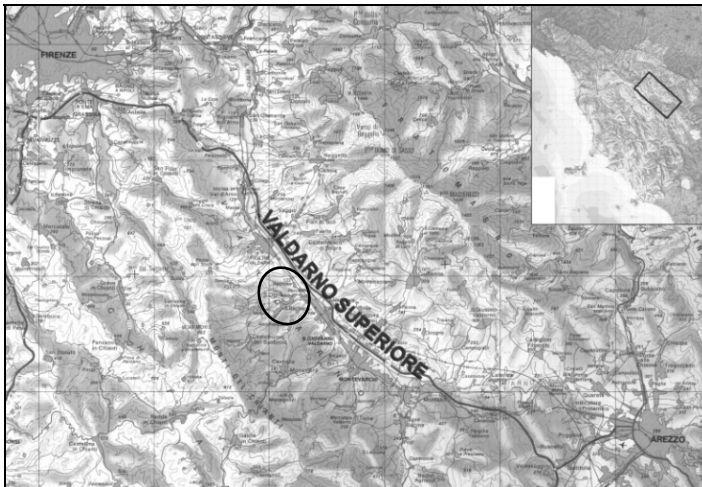
**Figura 2.16** *Provini virtuali di bimrock generati da BARBERO et al. (2008) per la simulazione FEM 3D di prove triassiali.*



**Figura 2.17** *Propagazione della plasticizzazione all'interno del provino con VBC di 40% (BARBERO et al., 2008)*

### 3. La miniera di Santa Barbara ed il Complesso Argilloso Calcareo

La miniera di lignite di Santa Barbara si trova in Toscana, nel Valdarno Superiore (Figura 3.1), ed interessa i comuni di Cavriglia e San Giovanni Valdarno, in provincia di Arezzo.



**Figura 3.1** Localizzazione geografica della miniera di Santa Barbara.

3.36 La miniera di Santa Barbara e il CC

L'estensione della miniera, di 15 km<sup>2</sup>, comprende sia le zone minerarie che le zone di sistemazione dei materiali sterili scavati. L'area mineraria è composta da tre principali giacimenti estrattivi: Castelnuovo, Allori e San Donato, e da numerose aree adibite a discariche del materiale sterile (Figura 3.2). I lavori di coltivazione mineraria sono terminati nel 1994; attualmente sono in corso le attività di ripristino e recupero ambientale.

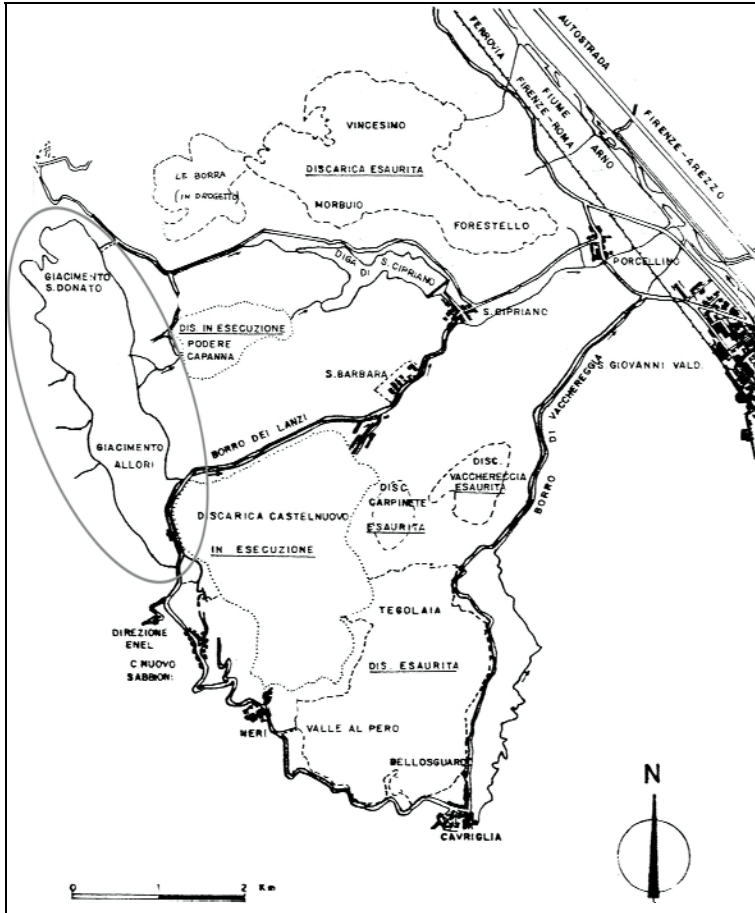


Figura 3.2 Planimetria generale della miniera di Santa Barbara.



### **3.1. Cenni storici**

L'area limitrofa all'abitato di San Giovanni Valdarno è caratterizzata dalla presenza di banchi di lignite fossile intercalata alle argille Plio-Pleistoceniche di riempimento del bacino. Per sfruttare commercialmente la lignite fu creata, nel 1872, la Società Italiana per l'Industria del Ferro ("La Ferriera") con sede a San Giovanni Valdarno. Questa prima industria di estrazione ed utilizzo della lignite nel Valdarno dette il via ad uno sviluppo industriale della zona. Alla prima industria ne seguirono molte altre con la costituzione di diverse imprese di estrazione.

Dal 1876 iniziò l'estrazione della lignite dal sottosuolo tramite la costruzione di gallerie. Il sistema di estrazione era di per sé un metodo artigianale e poco predisposto ad una meccanizzazione che avrebbe potuto aumentare in modo significativo la produttività.

Nel 1906, iniziò la costruzione della prima centrale termoelettrica per sfruttare sul posto la lignite, con il vantaggio di ridurre notevolmente i costi di trasporto e allo stesso tempo produrre energia elettrica per le industrie e le abitazioni del Valdarno.

Nel 1923 l'attività estrattiva era consolidata ed alcune zone della miniera, non più utilizzate ai fini minerari, vennero restituite alla loro originaria destinazione agricola.

La trasformazione dal metodo estrattivo in galleria a quello di estrazione della lignite a cielo aperto iniziò nel 1955, con la formazione della società di Santa Barbara per la gestione della miniera e le società "SELT Valdarno e Romana Elettricità" per la gestione della nuova centrale termoelettrica di Santa Barbara. Il nuovo metodo di coltivazione a cielo aperto forniva molti vantaggi così riassumibili:

- possibilità di introdurre un elevato grado di meccanizzazione degli impianti;
- abbassamento dei rischi intrinseci dovuti alla coltivazione in sotterraneo;
- possibilità di sfruttare maggiormente il giacimento.

Nel 1963, con la nazionalizzazione delle aziende elettriche, l'ENEL subentrò nella proprietà delle miniere portando a compimento quanto iniziato dalle precedenti Società Minerarie.

L'attività a cielo aperto iniziò con la coltivazione del giacimento di Castelnuovo, dove fu adottato il metodo di coltivazione a fronti paralleli o con avanzamento in rotazione del fronte di abbattimento. La coltivazione della lignite in questo giacimento è stata ultimata nel 1983, con una produzione totale di 30 milioni di tonnellate di lignite estratta e 225 milioni di m<sup>3</sup> di sterile asportato e collocato in discarica.

I lavori di estrazione si sono quindi interamente spostati nei bacini di Allori e San Donato, separati dal bacino di Castelnuovo da un affioramento di Macigno che si sviluppa in direzione nord-sud per una lunghezza complessiva di 3.5 km, in questi bacini si era iniziato a scavare a partire dal 1974.

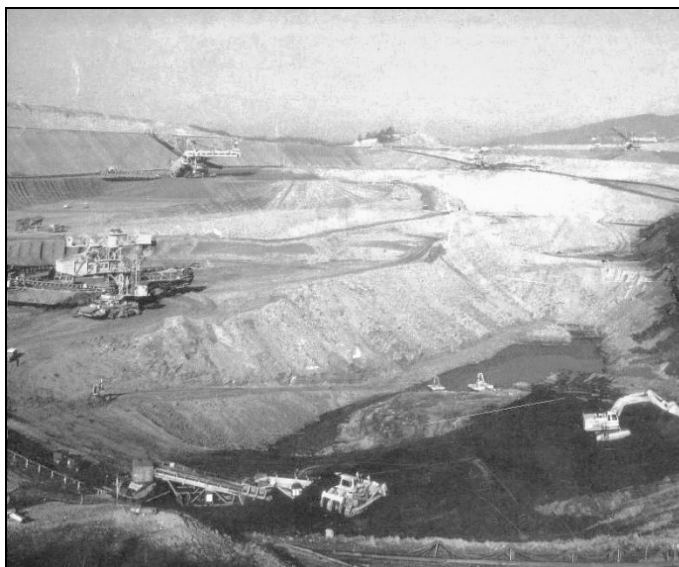
La conformazione morfologica di questi bacini si presenta stretta ed allungata. La sponda destra su cui poggiava il banco lignitifero, unitamente agli alti fronti di scavo raggiunti quando i piani di coltivazione si sono spinti alle quote più basse (50 m s.l.m., 140 m d.p.c.) è costituita dalla formazione del Complesso Argilloso Calcereo (CC), anziché dal Macigno come nel bacino di Castelnuovo.

La natura e le caratteristiche geomeccaniche del CC hanno reso necessario modificare il metodo di coltivazione, adottando un abbattimento a stretti fronti orientati normalmente alla direzione del banco, in modo da incrementare la profondità degli scavi su fasce molto ristrette, monitorando continuamente il comportamento dei fronti in superficie ed in profondità.

L'utilizzo di potenti macchinari di scavo (Figura 3.3) ha portato in meno di quaranta anni ad esaurire la lignite ancora disponibile. Nel 1994 terminarono le coltivazioni minerarie. Attualmente la miniera può dirsi esaurita, almeno per la parte economicamente sfruttabile.

In parallelo alla fine degli scavi cominciò un progetto di recupero ambientale per ripristinare lo stato dei luoghi, in accordo con i vari Enti interessati, sviluppando un piano di riutilizzo dei territori per restituirli all'uso sociale. Tale progetto prevede una rimodellazione del territorio finalizzata, a seconda delle zone, a destinazione industriale, agricola, turistica e oasi floro-faunistica. Il

recupero dell'ambiente comprende i problemi connessi con la sistemazione del territorio, dal punto di vista morfologico, con la pianificazione delle destinazioni e della forma necessaria a stabilizzare i versanti.



**Figura 3.3** Recente immagine della miniera di Santa Barbara ancora in attività.

## **3.2. Inquadramento geologico**

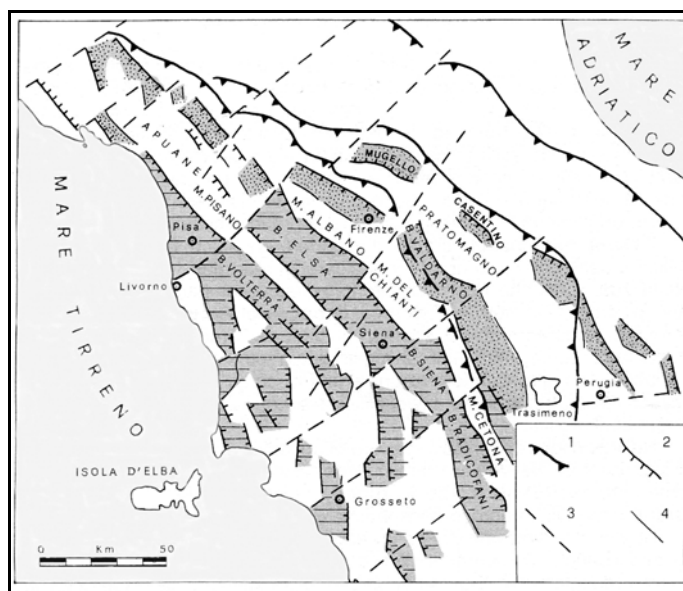
### **3.2.1. Quadro geologico generale**

Il bacino del Valdarno Superiore rappresenta uno dei bacini intermontani appenninici. Si presenta allungato in direzione NO-SE (appenninica) per circa 40 km e raggiunge i 20 km di ampiezza; risulta compreso tra la dorsale montuosa del Pratomagno ad est e i Monti del Chianti ad ovest.

Verso SE è diviso da soglie tettoniche trasversali dall'attiguo bacino di Arezzo, verso NO il Valdarno Superiore è delimitato dalla soglia di Incisa-Rignano. L'asse di drenaggio principale è costituita dal fiume Arno, che scorre longitudinalmente (SE-NO) per tutta la lunghezza del bacino.

L'Appennino Settentrionale è una catena orogenica costituita da un impilamento di Unità tettoniche sovrascorse l'una sull'altra (BOCCALETTI *et al.*, 1980; 1990; PRINCIPI & TREVES, 1984 ) a seguito di movimenti compressivi che, a partire dal Cretaceo Inferiore, hanno portato alla chiusura da ovest verso est dell'Oceano Ligure-Piemontese (ABBATE *et al.*, 1986).

Secondo l'interpretazione classica, dal Tortoniano superiore la fase compressiva si spostò verso l'area umbro-romagnola, mentre nell'area toscana iniziarono movimenti distensivi legati all'apertura del Tirreno che, da occidente verso oriente, si manifestarono con la formazione di ampi bacini a semigraben allungati in direzione NO-SE (Figura 3.4) (MERLA, 1951; BOCCALETTI & GUAZZONE, 1972; ELTER *et al.*, 1975; BOCCALETTI *et al.*, 1980; BARTOLINI *et al.*, 1982; COLI, 1989; BOCCALETTI *et al.*, 1990; PATACCA *et al.*, 1990; BOSSIO *et al.*, 1992; COLI, 1992; MARTINI & SAGRI, 1993, SAGRI *et al.*, 2004).



**Figura 3.4.** Bacini estensionali dell'Appennino Settentrionale dal Miocene superiore al Pleistocene. Rigato: Bacini centrali (Miocene Superiore – Pliocene Inferiore); Puntinato: Bacinini periferici (Pliocene – Pleistocene). 1) Thrust maggiori; 2) faglie normali principali; 3) allineamenti tettonici trasversali; 4) faglie normali secondarie (SAGRI *et al.*, 1994).

Tali bacini, progressivamente riempiti da sedimenti marini o continentali, hanno il loro depocentro sul lato ad est, in corrispondenza di sistemi di faglie normali, a direzione appenninica (NO-SE) e immergenti verso ovest, che tagliano le precedenti superfici di accavallamento ed il cui rigetto supera per la maggior parte dei casi i mille metri (MARTINI & SAGRI, 1993; 1994). Sul margine opposto dei bacini sono presenti in alcuni casi sistemi di faglie antitetiche minori, mentre i limiti meridionali e settentrionali coincidono spesso con soglie definite da linee tettoniche ortogonali alle strutture distensive e che ne interrompono la continuità (BERNINI *et al.*, 1990; BOSSIO *et al.*, 1993).

I bacini intermontani “periferici” (MARTINI & SAGRI 1993; 1994) iniziarono a formarsi nel Pliocene Superiore, tra questi quello del Valdarno Superiore (SAGRI, 1991; SAGRI & MAGI, 1992).

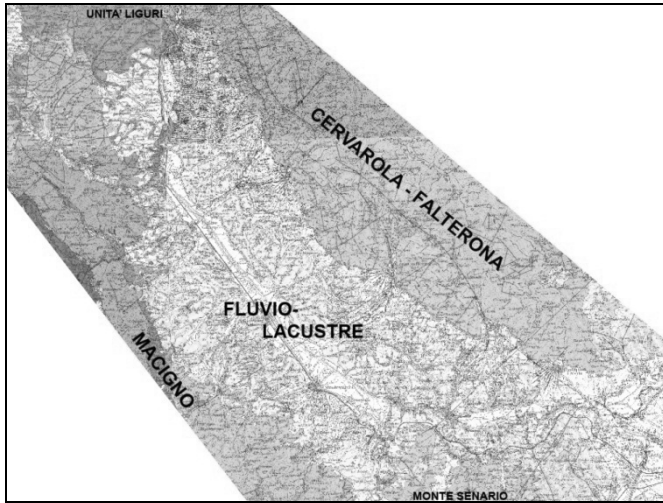
In tempi recenti analisi strutturali effettuate sulle successioni sedimentarie di riempimento dei bacini (BOCCALETTI *et al.*, 1995; 1996; SANI *et al.*, 2001) hanno portato ad individuare l’esistenza di alcuni eventi tettonici a carattere compressivo, riconosciuti su scala regionale correlabili alla genesi di discontinuità e superfici d’erosione nei sedimenti di riempimento dei bacini, a cui sono state associate cinque UBSU (Unconformity Bounded Stratigraphic Unit).

Su questa base la formazione di alcuni bacini sarebbe da attribuirsi all’attività di sovrascorrimenti profondi in un generale regime compressivo (BERNINI *et al.*, 1990; BOCCALETTI *et al.*, 1995; 1996; BONINI & SANI, 2002), mentre le faglie normali sono considerate come “accomodamenti” minori ai movimenti dei sovrascorrimenti.

### **3.2.2. Geologia del Valdarno Superiore**

Il Valdarno Superiore (Figura 3.5) è sviluppato in prossimità del margine appenninico (RICCI LUCCHI, 1986; MARTINI & SAGRI, 1993; 1994) e costituisce, nell’interpretazione estensionale classica, una depressione tettonica a semigraben

(SAGRI, 1991; SAGRI & MAGI, 1992; SAGRI *et al.*, 1994) con il margine sud-occidentale poco inclinato ed il margine nord-orientale molto inclinato.



**Figura 3.5** Inquadramento geologico del Valdarno Superiore (modificato da Carta Geologica d'Italia II ed.).

Il sistema di faglie principali responsabili della dislocazione del bacino risulta ubicato sul lato est, alla base del Pratomagno, e presenta un rigetto verticale complessivo di oltre 1.000 m (ABBATE *et al.*, 1991). Alcune faglie sintetiche e antitetiche minori presenti sul margine dei Monti del Chianti sono responsabili di movimenti di minor entità (SAGRI *et al.*, 1994).

Secondo altre interpretazioni (BERNINI *et al.*, 1990; BOCCALETTI *et al.*, 1995; 1996; BONINI, 1999; BONINI & SANI, 2002; SANI & BONINI, 2005) la formazione del bacino sarebbe da attribuirsi ad eventi tettonici compressivi legati all'attività di sistemi di sovrascorrimenti profondi.

Il bacino del Valdarno Superiore è delimitato dalle successioni torbiditiche oligo-mioceniche del Macigno, a SW nel margine chiantigiano sud-occidentale, e dalle Arenarie del Monte Falterona, a NE nel margine del Pratomagno; queste formazioni costituiscono anche il substrato del riempimento fluvio-lacustre (ABBATE, 1983; ABBATE *et al.*, 1991; SAGRI, 1991).

Verso nord-ovest il bacino è chiuso da affioramenti della Formazione di Monte Morello, appartenente alle Unità Liguri, mentre a sud-est, nei dintorni di Arezzo, dall'Unità Cervarola-Falterona (ABBATE, 1983; SAGRI *et al.*, 1994). Nell'estremo settore sud occidentale del bacino sono presenti terreni dell'Unità di Monte Senario, in rapporto di sovrascorrimento con la sottostante Falda Toscana (MICHELI, 1967; AZZAROLI & LAZZERI, 1977; ABBATE *et al.*, 1980a; 1980b).

I sedimenti fluvio-lacustri Plio-Pleistocenici di riempimento del bacino hanno uno spessore che arriva fino a 550 m (ABBATE, 1983; SAGRI *et al.*, 1994).

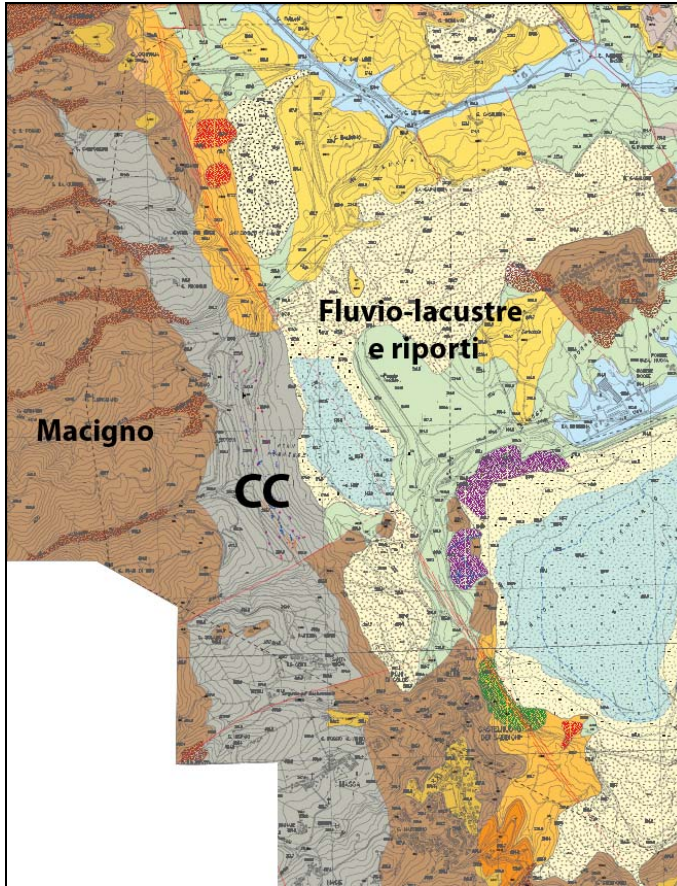
L'evoluzione del Valdarno Superiore è stata suddivisa in tre principali fasi tettono-sedimentarie (SESTINI, 1936; MERLA & ABBATE, 1967; AZZAROLI & LAZZERI, 1977; ABBATE, 1983; SAGRI, 1991; SAGRI & MAGI, 1992; BENVENUTI, 1992; SAGRI *et al.*, 1994), durante le quali si sono deposte tre successioni (Subsistema di Castelnuovo, Subsistema di Montevarchi, Subsistema di Monticello-Ciuffenna) evidenziate dalla presenza di superfici di erosione, discordanze angolari e hiatus deposizionali estesi a tutto il bacino.

### **3.2.3. Quadro geologico del bacino minerario**

Nel quadro geologico sopra descritto si inserisce il bacino minerario di Santa Barbara posto nelle vicinanze di San Giovanni Valdarno. La zona mineraria è compresa tra i paesi di Castelnuovo dei Sabbioni e la zona di San Donato in Avane. Nell'area mineraria sono presenti il Macigno ed il CC, che costituiscono il substrato pre-lacustre, e i depositi fluvio-lacustri e fluviali plio-quadernari (Figura 3.6).

Al di sopra del substrato, costituito dal Macigno e dal CC, i depositi del bacino (SAGRI *et al.*, 2004) sono rappresentati dal Subsistema di Castelnuovo dei Sabbioni, dal Subsistema di Montevarchi e dal Subsistema di Ponticello-Ciuffenna. Seguono depositi alluvionali recenti, anche terrazzati, ed infine i depositi antropici delle discariche minerarie.

Il deposito di lignite interessato dall'estrazione mineraria si trova in banchi intercalati alle Argille di Meleto, nel Subsistema di Castelnuovo dei Sabbioni



**Figura 3.6** Assetto geologico della miniera di Santa Barbara (DST, 2009).

### 3.2.4. Inquadramento geologico del Complesso Argilloso Calcereo

Il CC, estesamente affiorante sul versante del cavo Allori, costituisce un tipico *mélange*, caratterizzato da una prevalente litologia argillosa grigia intensamente tettonizzata, con inclusi litici calcarei disposti secondo una struttura a blocchi-in-matrice.

Il termine informale Complesso Argilloso Calcereo assume un significato di “*corpo roccioso cartografabile che possiede una struttura a blocchi-in-matrice*” (RAYMOND, 1984; COWAN, 1985) senza connotazioni di ordine né stratigrafico né genetico, ed è stato preferito ai termini formali quali “Olistotroma” o



“Complesso Caotico” in virtù dell’attuale dibattito a livello scientifico sull’origine e sulla posizione stratigrafica dell’ammasso in questione (BONINI,1991; BONINI & SANI, 1993; BOCCALETTI *et al.*, 1996; BOCCALETTI *et al.*, 1999; BONINI, 1999).

Il CC è tutt’oggi oggetto di dibattito in merito alla sua genesi sedimentaria (olistostroma) (ELTER & TREVISAN, 1973; CASTELLUCCI & CORNAGGIA, 1980; ABBATE *et al.*, 1981, PINI, 1999) o tettonica (tettonosoma) (BONINI,1991; BONINI & SANI, 1993; BOCCALETTI *et al.*, 1996; BOCCALETTI *et al.*, 1999; BONINI, 1999). Nonostante le caratteristiche litologiche e strutturali restino le stesse, da un punto di vista stratigrafico l’interpretazione del CC come tettonosoma piuttosto che come olistostroma comporta sostanziali cambiamenti a livello dei rapporti stratigrafici tra il CC e le formazioni adiacenti.

Da tempo sono noti corpi a struttura caotica, con spessori variabili da pochi metri a qualche centinaio di metri, intercalati nelle formazioni torbiditiche oligo-mioceniche quali il Macigno della Falda Toscana. L’origine di tali *mélange* è attribuita a fenomeni sedimentari, dovuti a meccanismi gravitativi sottomarini di *debris-flow* e *mud-flow*, che hanno generato un accumulo di materiale eterogeneo ed eterometrico a spese di formazioni pre-esistenti, e sono quindi da considerarsi degli olistostromi (SESTINI, 1968; ELTER & TREVISAN., 1973; CASTELLUCCI & CORNAGGIA, 1980; ABBATE *et al.*, 1981).

In particolare, intercalati all’interno del Macigno, sono stati riconosciuti tre livelli di olistostromi, la cui origine è attribuita a fenomeni gravitativi sottomarini tipo *debris-flow* di materiale proveniente dalle formazioni Liguri Esterne e Subliguri, in sovrascorrimento sulla Falda Toscana. La caratteristica scagliosità della matrice argillosa oggi osservata in affioramento indica che la formazione e la diagenesi di tali corpi sedimentari è avvenuta in un ambiente deposizionale associato ad un contesto tettonico attivo dovuto alla formazione della Catena Appenninica. L’attività tettonica ha prodotto una deformazione post-deposizionale che si è sovrimposta alle originali caratteristiche sedimentarie del *mélange*, producendo caratteristiche strutturali quali uno sviluppo pervasivo di intense laminazioni e piani di scorrimento nella matrice nonché un ulteriore

smembramento e dislocazione della componente rocciosa (ABBATE *et al.*, 1981, PINI, 1987, 1999).

Recenti studi sull'origine e sull'assetto dei bacini Appenninici intermontani (BONINI, 1991; BONINI & SANI, 1993; BOCCALETTI *et al.*, 1996; BOCCALETTI *et al.*, 1999; BONINI, 1999) hanno interpretato una parte dei complessi caotici toscani come mélange tettonici (tettonosomi) dovuti allo smembramento di formazioni delle unità Liguri (Sillano Basale) in sovrascorrimento sulla Falda Toscana.

Il CC affiorante nel cavo Allori della miniera di Santa Barbara si presenta, alla scala dell'affioramento, come un corpo argilloso grigio scuro intensamente tettonizzato, inglobante pezzame litoide eterometrico disposto in modo casuale all'interno della matrice argillitica, secondo una tessitura di tipo matrice-sostenuta (Figura 3.7).

#### Caratteristiche litologiche

**Matrice Argillosa:** costituisce la litologia predominante del mélange; si tratta di materiale argilloso, argilloso-siltoso, di colore grigio scuro, estremamente fissile. Perde facilmente di competenza se bagnata, specialmente dove fortemente scagliettata. Si presenta suddivisa in piccole scaglie sigmoidali o prismatiche da superfici di discontinuità pervasive dell'ammasso, che le conferiscono il tipico aspetto scagliettato da cui il nome di "Argille Scagliose" *AUCTT*. E' possibile riconoscere due ordini di scaglie (lithons). Una serie di lithons angolosi, di forma prismatico o sigmoidale, di grandezza centimetrica, originati dall'intersezione di due o più set di discontinuità (clivaggio disgiuntivo) con spaziatura variabile da pochi millimetri a qualche centimetro, le cui superfici sono spesso striate o ricoperte da un film di calcite fibrosa (all'interno della matrice a più elevata componente marnosa) (Figura 3.8).



**Figura 3.7** Tipico aspetto del CC affiorante sul versante Allori.



**Figura 3.8** Struttura a scaglie della matrice argillosa.

Un altro ordine di clivaggio (clivaggio continuo anastomizzante) suddivide la roccia pervasivamente in scaglie sigmoidali millimetriche e sub-millimetriche (microlithons).

Le argilliti sono quindi interessate dalla presenza di piani di clivaggio a diverse scale e pervasivi dell'ammasso, con superfici lucide ed ondulate che producono, intersecandosi, scagliette di roccia da millimetriche a centimetriche, definita come “*scale-in-scale structure*“ (PINI, 1999), classificabile come A<sub>2</sub> nella classificazione A.G.I., 1979 (Figura 1.1).

Le orientazioni dei piani di clivaggio risultano estremamente disperse, anche a scala dell'affioramento; è tuttavia possibile riconoscere un'orientazione preferenziale data dalla direzione preferenziale delle scaglie. Questo tipo di strutture sono riconosciute in gran parte dei mélanges sottoposti a deformazione tettonica e sono interpretate come dei piani di taglio, ovvero delle vere e proprie superfici di scorrimento interne alla massa delle argilliti, dovute a deformazioni per taglio semplice (ABBATE *et al.*, 1981, CASTELLARIN *et al.*, 1986; PINI, 1987, 1999).

**Clasti a litologia calcarea (calcareniti e calcilutiti):** i clasti si presentano come pezzame litoide eterometrico, mal classato ed estremamente gradato, il cui colore è grigio chiaro al taglio fresco, grigio scuro/ocra all'alterazione. Il pezzame calcareo è disperso nel corpo argillitico secondo un apparente arrangiamento casuale (caotico): non è possibile infatti riconoscere a prima vista delle orientazioni preferenziali o degli allineamenti dei clasti né alla scala dell'affioramento né alla scala dell'intero versante.

I clasti assumono perlopiù contorni angolosi, ma sono rilevabili anche abbondanti clasti subarrotondati. Sono presenti blocchi tabulari-prismatici di grandi dimensioni (qualche decina di metro), blocchi sub-sferici di dimensioni metriche, pezzame calcareo angoloso di dimensioni da qualche decimetro a pochi centimetri. I blocchi tabulari sono delimitati da fratture estensionali.

Molto spesso, soprattutto nelle serie relitte, sono presenti strutture da fratturazione per *boudinage* (RAMSAY, 1967).

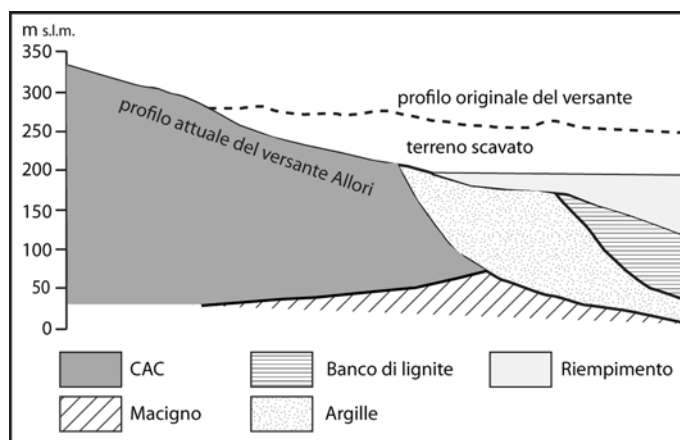
### 3.3. Il versante Allori

La coltivazione del giacimento di lignite nel cavo Allori, ha determinato la formazione di un ampio versante, impostato nel CC sul margine sud-occidentale che, nella configurazione attuale, raggiunge i 180 m di altezza per una lunghezza massima di 1.500 m (Figura 3.9).



**Figura 3.9** Ripresa panoramica del versante Allori nella sua configurazione attuale. Il versante csi estende in tre località: San Martino, Pian Franzese e Fusalo.

Il cavo Allori si distingue per la complessità della situazione geologica e geotecnica, principalmente dovuta alla presenza, in corrispondenza della sponda occidentale del bacino estrattivo, del CC, sul quale poggiano in discordanza i terreni fluvio-lacustri dove sono presenti i banchi di lignite (Figura 3.10).



**Figura 3.10** Schema geologico del versante Allori (da COLI et al., 2010) .

### 3.3.1. Caratteri morfologici

Il versante Allori è stato, ed è attualmente, oggetto di un intervento di riprofilatura meccanica mediante dozer, che conferisce al versante un aspetto uniforme, caratterizzato dalla presenza di tre gradoni con scarpate inclinate di 12° e altezza variabile da 30 a 50 m circa, separate da strade di servizio.

La superficie di recente lavorazione risulta spoglia e solcata da incisioni parallele alla direzione di massima pendenza dovute al ruscellamento delle acque superficiali; altrimenti appare ricoperta da vegetazione, di tipo erbaceo ed arbustivo basso.

Sul versante sono osservabili alcune forme di dissesto, distinguibili in due principali categorie:

- *Frane rotazionali*: si tratta di tipici movimenti riconducibili allo scivolamento rotazionale. Presentano una corona di distacco, una nicchia di frana ed un accumulo al piede (Figura 3.11). Questa tipologia di dissesto è stata rilevata nella porzione Pian Franzese e Fusaio del versante Allori. L'estensione massima è di circa 80 m con una profondità della superficie di distacco di circa 10 ÷ 15 m dal p.d.c, ed un volume massimo stimato in circa 20.000 m<sup>3</sup>. Ad una prima analisi, le masse franate risultano soggette a riattivazione in presenza di modifiche dello stato tensionale o del regime delle pressioni interstiziali.
- *Fratture in contropendenza*: si tratta di discontinuità morfologiche presenti principalmente nella porzione San Martino del versante Allori (Figura 3.12), con andamento sub-parallelo al versante, talvolta leggermente arcuato. Presentano gradini di rigetto in contropendenza rispetto al gradiente del versante. Tali forme sono da ritenersi attive, con rigetti dei gradini che raggiungono anche il metro, raggiunto in non più di un paio d'anni. La lunghezza massima cartografata è di circa 160 m.

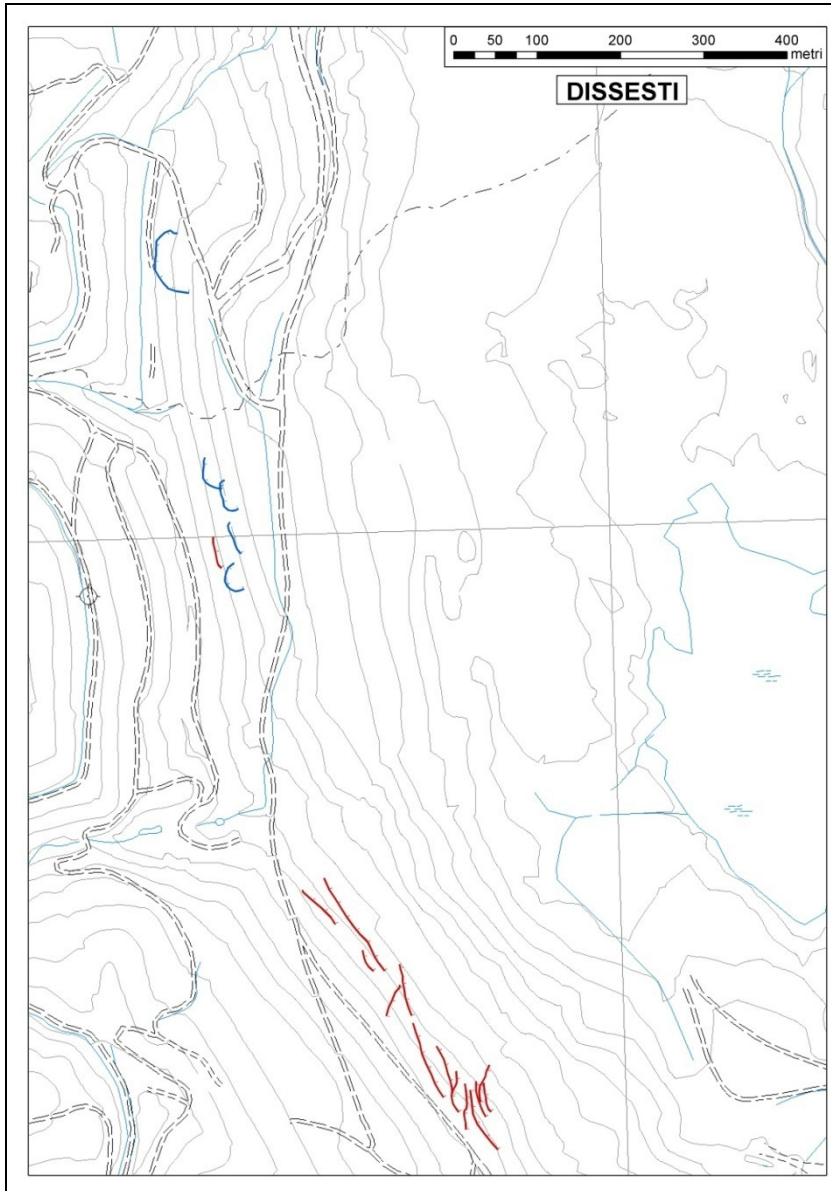
Le forme di dissesto presenti sul versante sono stati tracciati in dettaglio sulla base cartografica mediante tracklog GPS (Figura 3.13).



**Figura 3.11** Scarpata di frana rotazionale presente sul versante Allori.



**Figura 3.12** Frattura in contropendenza. Il rigetto di circa 80 cm è stato raggiunto in circa due anni.



**Figura 3.13** Dissesti rilevati sul versante Allori mediante tracklog GPS. In blu sono riportate le corone delle frane rotazionali, in rosso le tracce delle fratture in contropendenza.



### 3.3.2. Storia deformativa

Fin dall'inizio delle attività estrattive fu chiaro che nel contesto del versante Allori si sarebbero dovuti affrontare i maggiori problemi di natura geotecnica; negli anni 1964-74 furono quindi condotti approfonditi studi di natura geologica e geotecnica. Gli scavi per la coltivazione della lignite sono iniziati nel 1978 e terminati nel 1994 con la definitiva chiusura della miniera. Il progetto delle scarpate di scavo fu impostato secondo un approccio osservazionale, basato sui dati di monitoraggio, che sono proseguiti anche durante la coltivazione (BORDONI *et al.*, 1980; FEDERICO, 1986, 1988).

I movimenti del versante Allori si sono manifestati sin dalle prime attività di scavo e sono proseguiti durante tutta l'attività di coltivazione (D'ELIA *et al.*, 1984, 1986, 1988; ESU & D'ELIA, 1990; D'ELIA, 1993; D'ELIA *et al.*, 1993), l'altezza dei fronti ha raggiunto i 240 m.

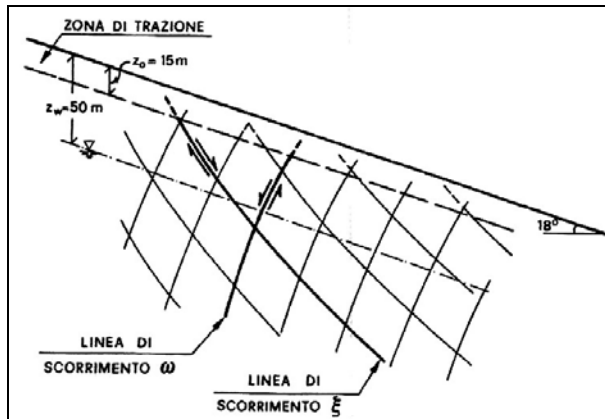
Durante le fasi di scavo minerario erano attivi monitoraggi del versante Allori basati sul rilievo di punti topografici marcati da paline metalliche infisse nel terreno e da inclinometri; attualmente è rimasto in attività solo il monitoraggio topografico che viene eseguito con cadenza plurimensile.

Tale sistema di controllo è risultato lo strumento primario per le analisi morfologiche e cinematiche pregresse, con particolare riferimento agli studi di D'ELIA (2006) che, sulla base degli spostamenti rilevati nel tempo, hanno ipotizzato un'evoluzione dei dissesti del fronte di scavo secondo un modello di pendio indefinito in condizioni di "equilibrio plastico attivo" suddivisa in tre fasi:

- fase di deformazione in condizioni lontane dalla rottura (1979 - 1983): questa fase coincide con l'inizio degli scavi; le deformazioni sono attribuite a movimento di creep del versante con velocità di deformazione fino a 2 mm/d e spostamenti massimi  $\leq 1$  m;
- fase di deformazione in condizioni prossime alla rottura (1984 - 1987): quando il versante ha raggiunto una altezza massima di 150 m ed una inclinazione di  $16^\circ$ , la velocità media dei movimenti è aumentata fino a 25 mm/d. In questa fase, secondo gli Autori, si è instaurata una

condizione di equilibrio plastico attivo nella fascia medio-alta del versante, con la formazione di bande di taglio subverticali (lineamenti  $\omega$  in Figura 3.14), che sono poi evolute secondo un meccanismo di ribaltamento flessionale, dando origine in superficie alle fratture in contropendenza;

- fase di rottura (1984 – 1994): superati i 150 m di altezza del fronte si sono registrate evidenze della formazione di una superficie di scorrimento rotazionale profonda propagatasi secondo la geometria dei lineamenti  $\xi$  di Figura 3.14, fin oltre il piede del versante. Gli spostamenti hanno raggiunto velocità massime di 10-80 mm/d.



**Figura 3.14** Modello di rottura del fronte di scavo, condizioni di equilibrio plastico attivo per pendio indefinito (da D'ELIA, 2006).

Al termine delle attività minerarie, il piede del versante è stato riempito per oltre 150 m con materiale di discarica, arrestando notevolmente il tasso di spostamento. Recenti rilievi basati sul sistema di monitoraggio topografico ancora attivo hanno indicato un attuale tasso di movimento pari a 16 mm/anno (DST, 2009).

## **4. Il CC: proprietà meccaniche dei blocchi calcarei e della matrice argillosa**

Il Complesso Argilloso Calcereo affiorante sul versante Allori della miniera di Santa Barbara è stato, durante gli anni di attività della miniera, oggetto di numerose ricerche volte a caratterizzarne il comportamento meccanico ed a definirne i parametri di resistenza ai fini delle analisi di stabilità del pendio (D'ELIA *et al.*, 1984, 1986, 1988, ESU & D'ELIA, 1990; D'ELIA, 1993; D'ELIA *et al.*, 1993; TOMMASI, 1996; D'ELIA, 2006). Nonostante gli Autori avessero riscontrato come la presenza dei blocchi calcarei potesse avere una influenza sulla resistenza d'ammasso, il CC è sempre stato considerato come un ammasso omogeneo ed isotropo, governato dalle proprietà meccaniche della sola matrice argillosa determinate attraverso intensive campagne di prove di laboratorio (BERTUCCIOLI & PAGLIARA, 1989; BERTUCCIOLI *et al.*, 1991; D'ELIA, 1991).

I recenti sviluppi in campo internazionale sulla caratterizzazione ed il comportamento geomeccanico delle bimrock hanno invece messo in evidenza come, al di sopra di una determinata soglia di contenuto volumetrico, la presenza dei blocchi determini un sostanziale impatto sul comportamento d'ammasso, in

particolare aumentandone le proprietà di resistenza rispetto a quelle della sola matrice (Capitolo 1.4).

#### **4.1 Proprietà meccaniche della matrice argillosa**

La corretta caratterizzazione di una bimrock non può prescindere dalla conoscenza delle proprietà meccaniche delle sue singole componenti (blocchi e matrice). Per quanto riguarda le proprietà della matrice argillosa, che di per sé rappresenta un materiale di non facile caratterizzazione, è stato fatto riferimento ai numerosi dati di letteratura sulle campagne di indagine effettuate durante gli anni di attività della miniera. La resistenza propria della matrice costituisce un parametro estremamente importante nella caratterizzazione della bimrock: il confronto con i parametri della matrice costituisce un aspetto fondamentale di analisi e validazione della resistenza d'ammasso valutata mediante altre tipologie di prove.

La componente argillosa che costituisce la matrice del CC è caratterizzata da una struttura complessa a scaglie, da cui il vecchio nome formazionale di “Argille Scagliose” *AUCTT*.

Da un punto di vista geotecnico, essa è classificabile come una tipica argilla strutturata sovraconsolidata, caratterizzata da una struttura sedimentaria alla quale si sono sovrainposte delle strutture post-deposizionali che ne influenzano il comportamento geomeccanico (JAPPELLI *et al.*, 1977; A.G.I., 1979; PELLEGRINO & PICARELLI, 1982; BILOTTA, 1984; COTECCHIA & CHANDLER, 2000).

Alcune proprietà fondamentali delle argille strutturate sono:

- le proprietà indice mostrano un aumento con l'aumentare del grado di disgregazione del campione;
- le proprietà di resistenza variano con l'orientazione dei piani di fissilità rispetto alla direzione di taglio;
- lo snervamento avviene oltre la linea di normalconsolidazione.

Questo fenomeno è dovuto alle strutture post-deposizionali pervasive

dell'ammasso, che dominano il comportamento dell'argilla anche per valori di sollecitazione maggiori del precedente carico litostatico;

- quando sottoposte da uno sforzo di taglio prossimo al valore di snervamento mostrano un comportamento contrattivo, tipico di terreni ricostituiti o normalconsolidati.

Le caratteristiche strutturali di queste argille rendono estremamente difficile una loro caratterizzazione geotecnica in laboratorio mediante apparecchiature e procedure standard.

Studi approfonditi sul comportamento meccanico della matrice argillosa sono stati effettuati a scopo di ricerca in varie fasi presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISG) dell'Università di Roma "La Sapienza" (D'ELIA *et al.*, 1984, 1986, 1988; BERTUCCIOLI & PAGLIARA, 1989; BERTUCCIOLI *et al.*, 1991; D'ELIA, 1991, 2006). I campioni sono stati prelevati in perforazioni di sondaggio nella versante Allori mediante campionatore Mazier a triplo carotiere, a profondità variabili tra 5 m e 75 m dal piano campagna. I provini, di diametro variabile tra 96 mm e 200 mm, sono stati suddivisi in tre categorie in base alle caratteristiche macroscopiche del materiale (Figura 4.1)

#### 4.1.1 Proprietà indice

L'analisi delle proprietà indice del materiale (granulometria e plasticità) ha messo in luce, come prevedibile, una stretta dipendenza dei risultati dai metodi di preparazione del campione: le analisi sui campioni sottoposti a prolungata.

AST 1	Aggregato di frammenti appiattiti di dimensioni massime fino al cm, raramente disposti secondo giaciture preferenziali. Bassa consistenza dei frammenti. Superfici dei frammenti in genere lucide. Rilevate superfici di discontinuità lucide, a volte striate, che attraversano tutto il campione.
AST 2	Aggregato di frammenti prismatici di dimensioni dal cm a circa 5 cm, facilmente suddivisibili in elementi spesso appiattiti di spessore dal mm al cm che presentano superfici a volte lucide. Presenza di depositi calcitici lungo le superfici di separazione dei frammenti. Rilevate superfici di discontinuità lucide, a volte striate, che attraversano tutto il campione.
AST 3	Aggregato di frammenti prismatici di dimensioni che variano dal cm a circa 10 cm di argillite omogenea molto consistente. Elevata consistenza dei frammenti. Superfici dei frammenti opache.

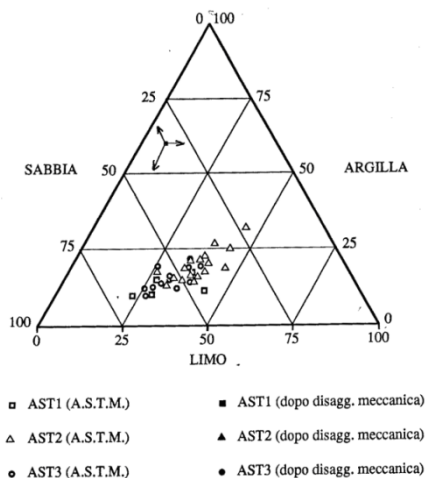
**Figura 4.1** Classificazione dei campioni di argille scagliose in base ai caratteri macroscopici del materiale (D'ELIA, 1991).

disaggregazione meccanica (eseguita mediante lavorazione con spatola su superficie liscia come descritto da RIPPA & PICARELLI, 1977) hanno mostrato una netta prevalenza della frazione argilloso-limosa ed un limite di liquidità e di plasticità più alto rispetto ai campioni trattati con tecnica standard ASTM. Tale fenomeno è stato attribuito ai forti legami diagenetici esistenti tra le particelle argillose nonché alla struttura del deposito argillitico, in particolare al clivaggio millimetrico e sub-millimetrico.

I risultati ottenuti per la caratterizzazione granulometrica del materiale e le proprietà indici sono riportati in Tabella 4.1e Figura 4.2. Non sono state notate particolari differenze per quanto riguarda la granulometria e le proprietà indici tra i campioni di materiale appartenenti alle tre classificazioni di Figura 4.1. Le analisi mineralogiche eseguite mediante diffrazione a raggi X hanno messo in evidenza una percentuale di minerali argillosi (clorite, illite, caolinite) del 81 - 86% dei quali un 10 - 15% con presenza di strati misti. Altri minerali presenti sono il quarzo (8 - 12%) e feldspati (2 - 6%), mentre la calcite è presente in tracce.

**Tabella 4.1** *Proprietà indice della matrice argillosa (D'Elia, 1991). CF: frazione argillosa;  $\gamma$ : peso di volume;  $w_l$ : limite liquido;  $I_p$ : indice di plasticità.*

	CF (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_l$	$I_p$
Preparazion standard A.S.T.M.	17	23.5	28	9
Disaggregazione meccanica prolungata	37	23.5	38	15



**Figura 4.2** Risultati delle analisi granulometriche effettuate con due diversi tipi di preparazione dei campioni (D'ELIA, 1991).

#### 4.1.2 Caratteristiche di compressibilità

Dalle prove edometriche risulta che il materiale ha una compressibilità bassa, nell'intervallo di tensioni 9.8÷24.5 kPa l'indice dei vuoti ( $e$ ) varia tra 0.08 e 0.15, il coefficiente di compressibilità ( $C_c$ ) tra 0.09 e 0.13 ed il coefficiente di consolidazione primaria ( $c_v$ ) tra 0.2÷2.8\*10<sup>-7</sup> m<sup>2</sup>/s.

La tensione di rigonfiamento è compresa tra 010 e 250 kPa, i valori del coefficiente di rigonfiamento primario ( $c_s$ ) sono 10<sup>-8</sup>÷10<sup>-9</sup> m<sup>2</sup>/s.

I valori della pressione di preconsolidazione risultano compresi tra 0.3÷1.0 MPa. Alla luce di questo ultimo dato bisogna puntualizzare che, visti più recenti studi sul comportamento meccanico delle argille strutturate (COTECCHIA & CHANDLER, 2000), non è affatto chiaro quanto sia corretto in questo caso parlare di pressione di preconsolidazione quanto piuttosto di pressione di *gross-yield*, e come le strutture intimamente pervasive delle argille (clivaggio e microclivaggio) influenzino il comportamento a compressione del materiale.

Inoltre, anche la complicata storia geologica deformativa, nonché l'incerta collocazione stratigrafica e genetica del CAC, portano a considerare il concetto

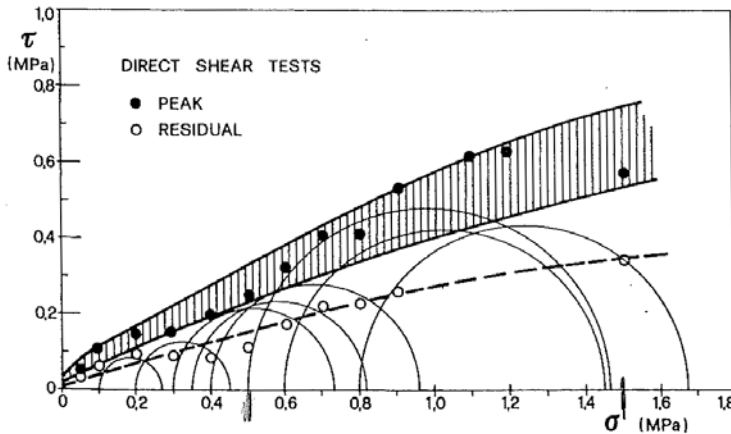
di pressione di preconsolidazione (nel suo significato di scarico dovuto a processi geologici) come difficilmente applicabile al caso in esame.

### 4.1.3 Caratteristiche di resistenza

Le proprietà meccaniche sono state ricavate attraverso prove di taglio diretto (TD) (D'ELIA *et al.*, 1984, 1988) e di tipo triassiale consolidate drenate (CID) (BERTUCCIOLI & PAGLIARA, 1989; BERTUCCIOLI *et al.*, 1991; D'ELIA, 1991)

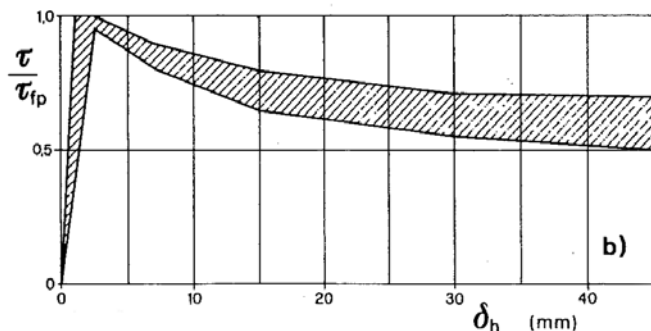
Nel campo di pressioni normali efficaci  $0.05 < \sigma_n' < 1.5$  MPa l'involuppo di resistenza ottenuto dalle prove TD è risultato curvilineo (Figura 4.3); la caduta di resistenza dal picco allo stato critico è graduale (Figura 4.4) ed il materiale mostra un comportamento dilatante per  $\sigma_n' < 0.3$  MPa.

Nel campo di tensioni  $0.05 < \sigma_n' < 1.2$  MPa i valori medi di angolo di attrito e coesione sono pari a:  $c_p' = 50 - 100$  kPa,  $\varphi_p' = 20^\circ - 25^\circ$ ,  $\varphi_r' = 13^\circ - 16^\circ$ .



**Figura 4.3** Involuppi di resistenza per le argille scagliose da prove di taglio diretto (TD) (D'ELIA *et al.*, 1988).





**Figura 4.4** Prove di taglio diretto (TD): grafico sforzo di taglio normalizzato - spostamenti orizzontali (D'ELIA et al., 1988)

Le prove CID sono state condotte su 10 provini di grandi dimensioni (100 mm di diametro e 200 mm di altezza); i provini sono stati consolidati isotropicamente, la massima pressione di cella applicata è stata di 2.2 MPa, con contropressioni neutre che hanno raggiunto 1.2 MPa e carico assiale massimo di 50 kN.

I provini sono stati sottoposti ad una fase di saturazione prima della fase di consolidazione; la velocità di deformazione con cui i provini sono stati portati a rottura è stata di 0.8 mm/min.

Non sono riportate le orientazioni preferenziali dei piani di clivaggio nei provini esaminati.

Le curve sforzi-deformazioni (Figura 4.5) evidenziano un comportamento duttile con il raggiungimento dello stato critico per valori della deformazione assiale compresi tra 2.3% e 5%. Per valori di  $\sigma_3'$  pari a 0.75, 1.50 e 1.80 MPa il materiale mostra un comportamento di tipo *strain softening*.

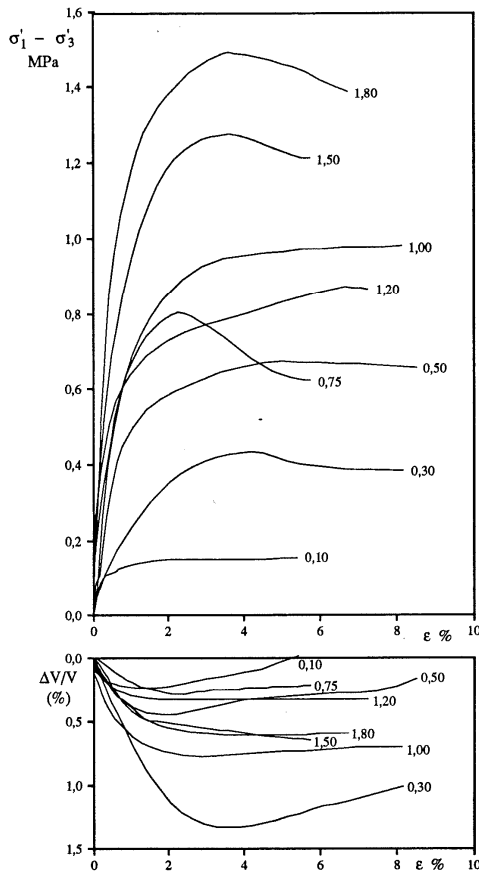
Le curve di variazione volumetrica  $\Delta V/V - \varepsilon_a$  (Figura 4.5) mostrano come, in generale, il materiale risulta contraente nel campo  $0.1 < \sigma_3' < 1.8$  MPa, anche nei casi in cui il comportamento deformativo è di tipo *strain softening*; tale comportamento è stato spiegato come dovuto alla struttura stessa del materiale costituito da un aggregato di frammenti rigidi che possono scorrere l'uno rispetto all'altro.

L'involuppo dei valori a rottura di resistenza di picco hanno mostrato un andamento curvilineo e sono riportati in Figura 4.6. L'andamento curvilineo dell'involuppo di resistenza è rappresentabile con una legge esponenziale del tipo (BERTUCCIOLI *et al.*, 1991):

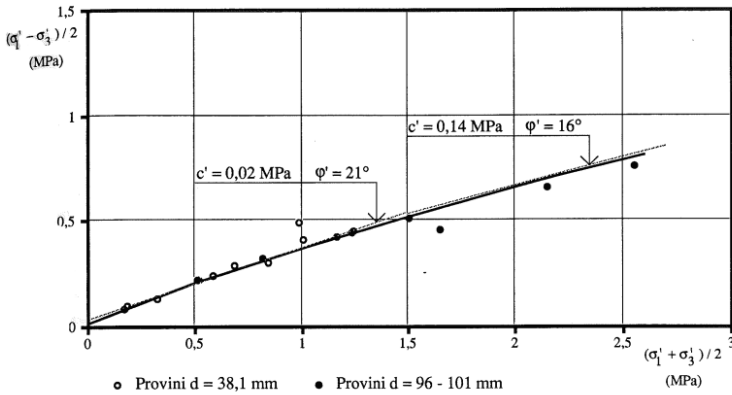
$$t = A(s')^b \quad (3.1)$$

dove:  $t = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$ ;  $s' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ ;  $A = 0.36$ ;  $b = 0.84$ .

I parametri di resistenza relativi a due intervalli tensionali del criterio di Mohr-Coulomb sono riportati in Tabella 4.2.



**Figura 4.5** Curve sforzo-deformazione ( $q - \varepsilon_a$ ) e di variazione volumetrica ( $\Delta V/V - \varepsilon_a$ ) relative alle prove CID a sforzo controllato (D'ELIA, 1991).



**Figura 4.6** Resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci (piano  $t - s'$ ) per le prove CID; è riportato l'involuppo a rottura e le rette che meglio ne approssimano l'andamento (D'ELIA, 1991)

**Tabella 4.2** Parametri di resistenza della matrice argillosa da test CID (D'ELIA, 1991).  $\varphi_p'$ : angolo di attrito efficace di picco;  $c_p'$ : coesione efficace di picco.

	$0 \leq s' \leq 1.5$ MPa	$1.5 < s' \leq 2.5$ MPa
$\varphi_p'$ (°)	21	16
$c_p'$ (kPa)	20	140

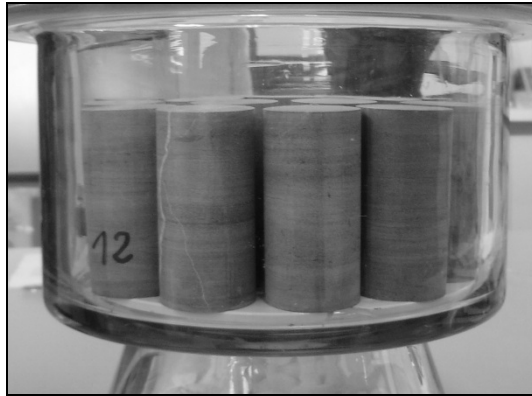
## 4.2 Proprietà meccaniche dei blocchi calcarei

I blocchi calcarei sono costituiti da calcareniti fini grigio chiare, la cui composizione mineralogica media è caratterizzata da: 35% quarzo, 15% fossili e grani calcarei, 6% feldspati and 5% fillosilicati; il cemento è costituito da calcite spatica (MALESANI, 1966).

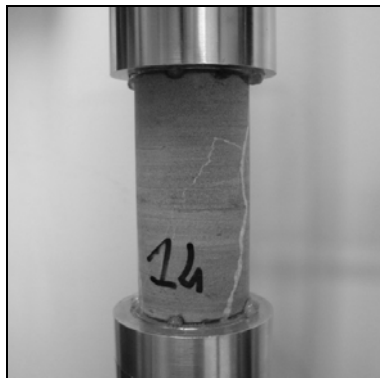
### 4.2.1 Proprietà fisiche

Dai campioni di roccia sono stati ricavati quindici provini di diametro pari a 38 mm ed altezza media di 77.9 mm (Figura 4.7). Per ciascun provino sono state determinate le proprietà indice (Tabella 4.3), nonché le velocità delle onde sismiche  $V_P$  e  $V_S$  tramite pundit manuale (Tabella 4.4) e *sonic* (Figura 4.8, Tabella 4.5).

Le prove mediante *sonic* sono state eseguite ad una pressione di compressione monoassiale dei provini pari a 250 kPa su cilindro di spinta di diametro 200 mm, valutando la  $V_S$  in due direzioni ortogonali ( $V_{S1}$ ,  $V_{S2}$ ).



**Figura 4.7** Provini utilizzati per le prove meccaniche di laboratorio.



**Figura 4.8** Provino sottoposto a prova *sonic*.

**Tabella 4.3** Proprietà indice dei provini di calcareniti (densità acqua a 22 °C: 997.797 kg/m<sup>3</sup>).

<i>provino</i>	$\emptyset$	H	<i>Volume Apparente</i>	<i>Peso Secco</i>	<i>Peso Idrostatico</i>	<i>Peso Saturo</i>	<i>Coeff. di imbibizione</i>	<i>Porosità aperta</i>	<i>Massa volumica apparente</i>
	mm	mm	mm <sup>3</sup>	g	g	g	%	%	kg/m <sup>3</sup>
1	38.0	77.9	88347.6	237.29	150.77	239.24	0.82%	2.20%	2676
2	38.0	77.8	88234.1	236.77	150.43	238.80	0.86%	2.30%	2673
3	38.0	77.7	88120.7	236.37	150.22	238.40	0.86%	2.30%	2675
4	38.0	77.6	88007.3	236.22	150.11	238.11	0.80%	2.15%	2678
5	38.0	78.0	88461.0	237.84	151.18	239.74	0.80%	2.15%	2680
6	38.0	78.2	88687.8	237.95	151.18	239.81	0.78%	2.10%	2679
7	38.0	77.5	87893.9	236.17	150.00	237.97	0.76%	2.05%	2679
8	38.0	77.8	88234.1	237.07	150.64	238.97	0.80%	2.15%	2678
9	38.0	78.2	88687.8	237.75	151.09	239.81	0.87%	2.32%	2674
10	38.0	77.9	88347.6	237.10	150.71	239.20	0.89%	2.37%	2673
11	38.0	77.8	88234.1	235.95	149.97	238.24	0.97%	2.59%	2667
12	38.0	77.9	88347.6	236.29	150.17	238.38	0.88%	2.37%	2673
13	38.0	77.7	88120.7	235.82	149.87	237.89	0.88%	2.35%	2673
14	38.0	77.9	88347.6	236.60	150.31	238.57	0.83%	2.23%	2675
15	38.0	77.8	88234.1	236.23	150.13	238.20	0.83%	2.24%	2676
							<b>media</b>	<b>2.26%</b>	<b>2675</b>
							<b>dev. St.</b>	<b>0.14</b>	<b>3</b>
							<b>coeff. variaz</b>	<b>6.10%</b>	<b>0.12%</b>

**Tabella 4.4** Valori di velocità delle onde P ( $V_P$ ) ricavate mediante pundit manuale.

provino	PROVE SATURE		PROVE SECCHE	
	t	$V_P$	t	$V_P$
	$\mu\text{s}$	m/s	$\mu\text{s}$	m/s
1	16.1	4839	23.6	3301
2	16.2	4802	24.5	3176
3	16.2	4796	24.0	3238
4	16.0	4850	23.4	3316
5	16.0	4875	23.8	3277
6	16.1	4857	24.5	3192
7	15.9	4874	23.3	3326
8	16.1	4832	24.4	3189
9	16.4	4768	24.2	3231
10	16.3	4779	24.8	3141
11	16.7	4659	23.2	3353
12	16.4	4750	25.0	3116
13	16.2	4796	24.1	3224
14	15.4	5058	21.6	3606
15	16.1	4832	23.3	3339
	<b>media</b>	<b>4825</b>		<b>3268</b>
	<b>dev. St.</b>	<b>85</b>		<b>119</b>
	<b>coeff. variaz</b>	<b>1.77%</b>		<b>3.64%</b>

**Tabella 4.5** Valori di velocità delle onde P ed S ( $V_P$ ,  $V_{S1}$ ,  $V_{S2}$ ) ricavate mediante sonic.

provino	PROVE SATURE						PROVE SECCHHE					
	$t_p$	$t_{S1}$	$t_{S2}$	$V_P$	$V_{S1}$	$V_{S2}$	$t_p$	$t_{S1}$	$t_{S2}$	$V_P$	$V_{S1}$	$V_{S2}$
	$\mu\text{s}$	$\mu\text{s}$	$\mu\text{s}$	m/s	m/s	m/s	$\mu\text{s}$	$\mu\text{s}$	$\mu\text{s}$	m/s	m/s	m/s
1	16.4	33.6	33.6	4750	2318	2318	23.6	32.4	32.3	3301	2404	2412
2	16.8	33.8	33.7	4631	2302	2309	23.0	31.2	31.7	3383	2494	2454
3	16.7	33.7	33.7	4653	2306	2306	23.4	33.4	33.0	3321	2326	2355
4	16.4	33.4	33.4	4732	2323	2323	22.2	31.8	31.8	3495	2440	2440
5	16.4	33.8	33.5	4756	2308	2328	22.6	32.4	32.4	3451	2407	2407
6	16.5	34.0	34.0	4739	2300	2300	24.0	32.6	33.2	3258	2399	2355
7	16.0	33.3	32.9	4844	2327	2356	21.3	31.6	31.6	3638	2453	2453
8	16.5	33.7	33.6	4715	2309	2315	22.4	32.1	31.8	3473	2424	2447
9	16.7	34.2	34.0	4683	2287	2300	24.2	31.8	32.0	3231	2459	2444
10	16.8	34.5	34.1	4637	2258	2284	24.7	33.4	33.7	3154	2332	2312
11	17.1	35.0	34.8	4550	2223	2236	23.2	33.6	34.1	3353	2315	2282
12	16.1	34.0	33.8	4839	2291	2305	24.2	33.8	33.7	3219	2305	2312
13	16.8	34.3	34	4625	2265	2285	22.6	32.5	32.4	3438	2391	2398
14	16.5	33.6	33.8	4721	2318	2305	23.8	31.6	31.6	3273	2465	2465
15	16.4	33.7	33.7	4744	2309	2309	22.5	33.1	33	3458	2350	2358
			<b>media</b>	<b>4708</b>	<b>2296</b>	<b>2305</b>				<b>3363</b>	<b>2398</b>	<b>2393</b>
			<b>dev. St.</b>	<b>80</b>	<b>28</b>	<b>26</b>				<b>130</b>	<b>60</b>	<b>60</b>
			<b>coeff. variaz</b>	<b>1.70%</b>	<b>1.23%</b>	<b>1.13%</b>				<b>3.85%</b>	<b>2.50%</b>	<b>2.51%</b>

#### 4.2.2 Proprietà meccaniche

I provini sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale e triassiale in cella di Hoek nel campo di pressioni di confinamento di 0.0, 2.5, 5.0, 7.5 e 10.0 MPa (Tabella 4.6). Nelle prove uniassiali relative al provino 9 (Figura 4.9) e 13 (Figura 4.10) sono state anche misurate le deformazioni assiali e radiali.

In generale la roccia ha mostrato andamento rettilineo nel campo elastico seguito da un comportamento fragile al raggiungimento della tensione di rottura.

La regressione dei valori nel piano  $\sigma_1 - \sigma_3$  è mostrata in Figura 4.11, l'involuppo a rottura relativo al criterio di Hoek-Brown in Figura 4.12, mentre i parametri di resistenza in Tabella 4.7; I parametri di Mohr-Coulomb sono stati

ricavati mediante miglior approssimazione (*best fit*) nel campo di tensioni di confinamento 0 – 2.5 MPa.

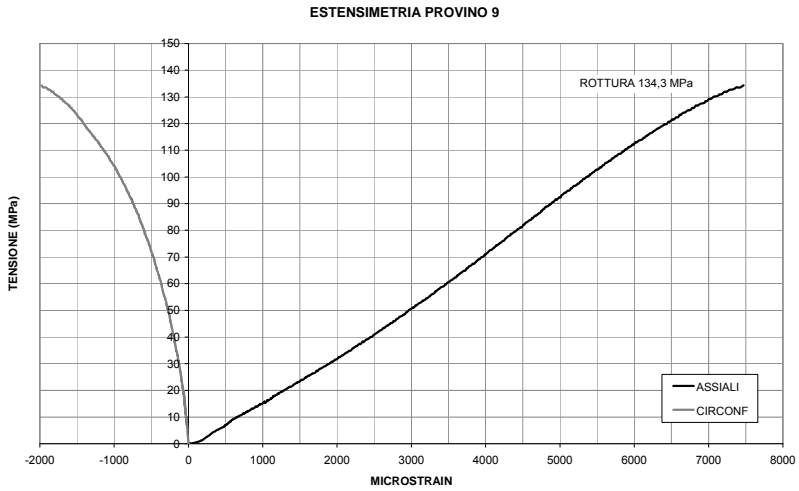
**Tabella 4.6** Risultati prove di compressione uniassiale e triassiale.

provino	Tipo di prova	Pressione di confinamento	Pressione di rottura ( $\sigma_{\bar{r}}$ )
		( $\sigma_3$ )	( $\sigma_{\bar{r}}$ )
		MPa	MPa
1	triassiale	5.0	168.1
2	uniassiale	0.0	146.2
3	triassiale	10.0	196.4
4	uniassiale	0.0	153.5
5	triassiale	5.0	171.2
6	triassiale	2.5	158.6
7	uniassiale	0.0	149.2
8	triassiale	2.5	173.9
9	uniassiale	0.0	134.3
10	triassiale	10.0	195.3
11	triassiale	2.5	150.4
12	triassiale	7.5	183.1
13	uniassiale	0.0	144.9
14	uniassiale	0.0	120.4
15	triassiale	7.5	173.1

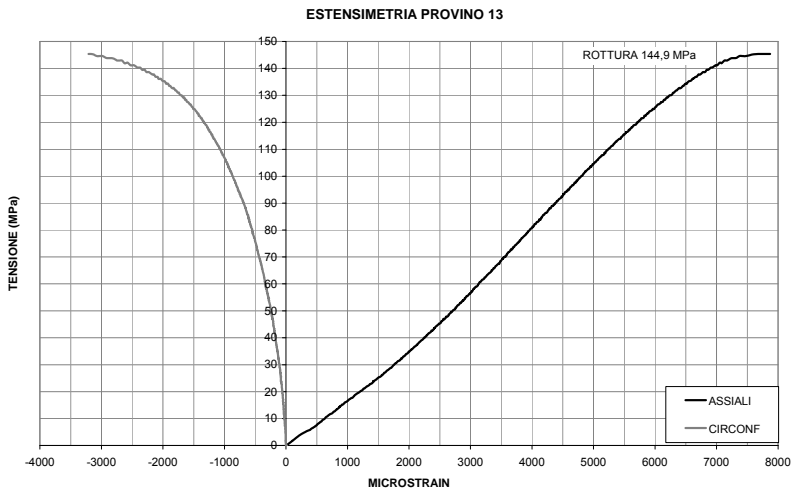
**Tabella 4.7** Proprietà meccaniche dei blocchi calcarei:  $\gamma$ : peso di volume;  $\sigma_{ci}$ : resistenza a compressione uniassiale;  $m_i$ : parametri del criterio di Hoek-Brown;  $E_i$ : modulo di Young (calcolato al 50% della tensione di rottura);  $\varphi$ : angolo d'attrito;  $c$ : coesione.

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$E_i$ (GPa)	$\varphi$ (°)	$c$ (MPa)
27	143	9	4	43	31





**Figura 4.9** Deformazioni assiali e radiali del provino 9 in condizioni di compressione uniassiale.



**Figura 4.10** Deformazioni assiali e radiali del provino 13 in condizioni di compressione uniassiale.

4.70 Proprietà meccaniche del CC

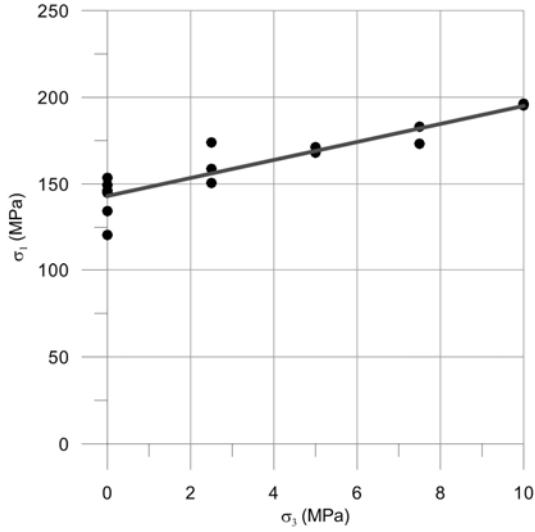


Figura 4.11 Grafico  $\sigma_1 - \sigma_3$  dei valori a rottura, il valore  $R^2$  della retta di regressione è pari a 0.82.

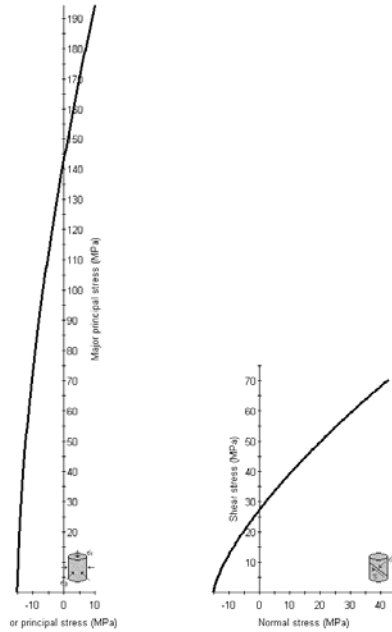


Figura 4.12 Involuppo a rottura di Hoek-Brown nel piano  $\sigma_1 - \sigma_3$  e  $\tau - \sigma_n$  (grafici realizzati mediante software RocData, © Rocscience).

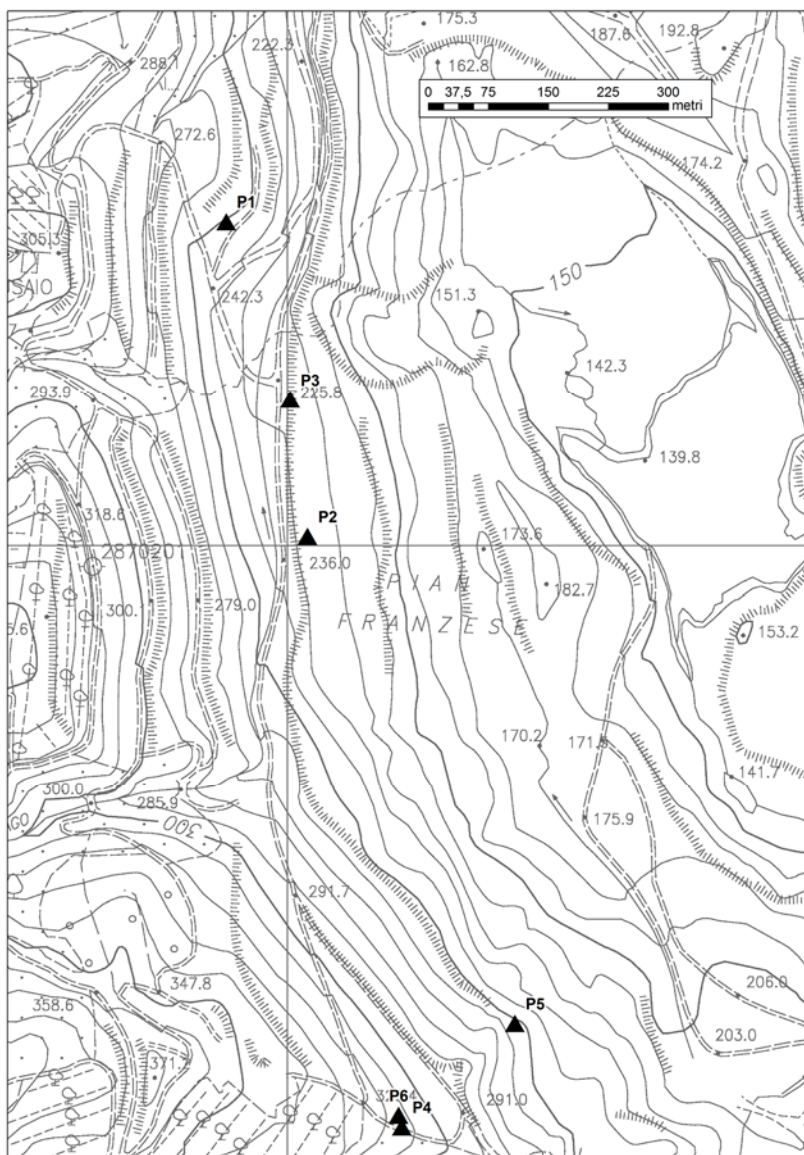
## **5. Prove di taglio in situ non convenzionali (BimTest)**

Nella caratterizzazione meccanica di una bimrock come il CC, lo sviluppo e la messa a punto di particolari tipologie di prove si rende necessaria per la determinazione del comportamento meccanico d'ammasso, ad una scala di investigazione tale da permettere di valutare i parametri di resistenza tenendo in debita considerazione l'influenza dei blocchi.

Per questo motivo, nel presente studio di ricerca, è stata messa a punto una particolare tipologia di prove di taglio in situ non convenzionali, che è stata identificata con il termine di "*BimTest*".

Per la configurazione dell'apparato è stato fatto riferimento alla procedura descritta da LI *et al.* (2004) e XU *et al.* (2007), che è stata perfezionata in modo significativo sia la strumentazione di prova, sia il sistema di acquisizione misure.

In tutto sono state eseguite un numero totale di sei prove tipo BimTest, più due di sperimentazione, distribuite uniformemente sul versante Allori (Figura 5.1). Tre prove sono state concentrate nella zona sud del versante, laddove è presente un maggiore addensamento di fenomeni di dissesto del tipo fratture in contropendenza.



**Figura 5.1** Ubicazione delle prove BimTest sul versante Allori.

## 5.1 Caratteristiche generali

La prova BimTest consiste nel determinare la resistenza al taglio di un campione di bimrock di  $0.3 \text{ m}^3$  in condizioni di confinamento laterale e a deformazione controllata.

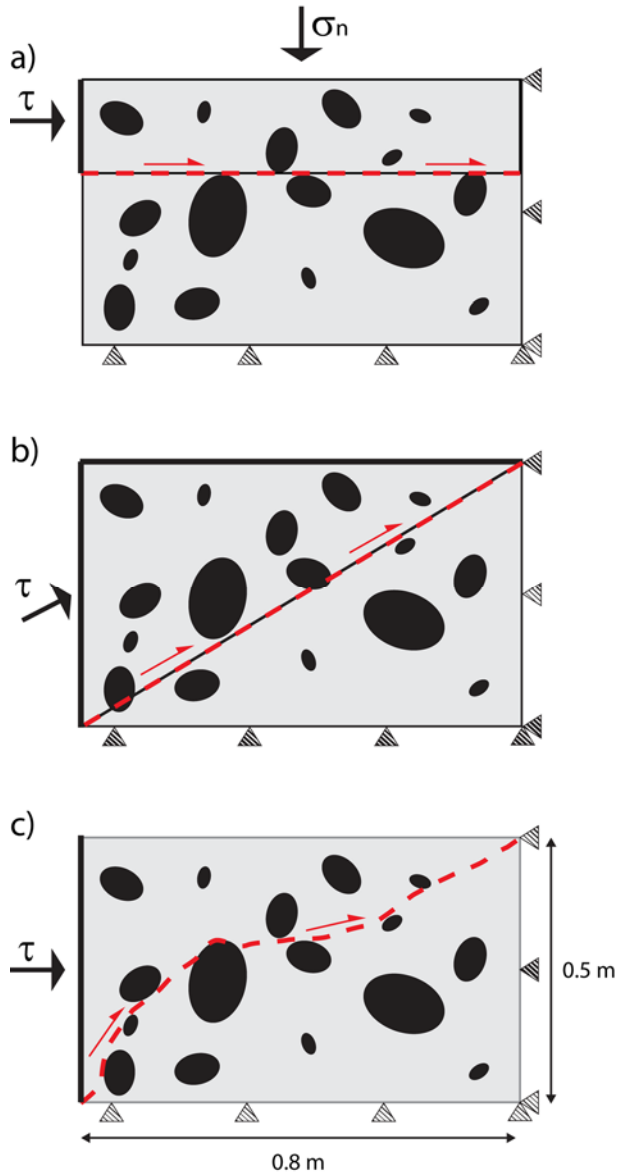
La configurazione della prova è tale da permettere alla superficie di rottura di svilupparsi liberamente all'interno del campione; in questo senso la tecnica BimTest differisce dalle tecniche di prova standard mediante scatola di taglio diretto (BRAND *et al.*, 1983; MATSUOKA *et al.*, 2001; ESTAIRE & OLALLA, 2005; RAMIREZ *et al.*, 2008), dalla procedura riportata nei *Suggested Method for in Situ Determination of Direct Shear Strength* (ISRM, 2007), nonché dalla tecnica ISWEST (*in situ wedge shear test*) (MIRATA, 1974, 1979, 1991).

Questa differenza risulta di fondamentale importanza per lo studio delle bimrock: la superficie di rottura, infatti, deve essere libera di svilupparsi intorno ai blocchi secondo percorsi tortuosi, poiché questo fenomeno è responsabile dell'aumento di resistenza della bimrock rispetto a quello della sola matrice. Ciò è invece impedito nelle configurazioni relative alle altre tecniche, dove la superficie di rottura è obbligata lungo un piano prestabilito (Figura 5.2).

Altre importanti proprietà della tecnica BimTest sono riportate di seguito:

- il campione è soggetto alla sola propria forza peso, senza carichi verticali aggiunti;
- per ogni prova è possibile ricavare una coppia di valori di resistenza ( $c$ ,  $\varphi$ ) attraverso l'utilizzo del criterio all'equilibrio limite di Bishop semplificato.

Quest'ultima proprietà permette, a prova ultimata, di correlare i parametri di resistenza con il VBC caratteristico di ciascun campione, determinata attraverso prove di vagliatura a grande scala.

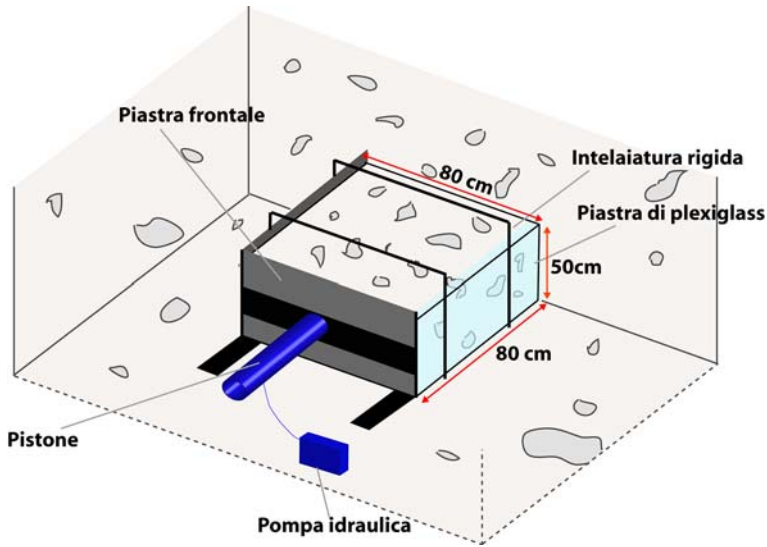


**Figura 5.2** Diverso sviluppo della superficie di rottura tra la configurazione della prova di taglio mediante scatola di taglio e ISRM (a), ISWEST (b) e quella della tecnica BimTest (c) in un ipotetico provino di bimrock. Le ellissi nere rappresentano i blocchi. Nel caso (a) la configurazione stessa dell'apparato di prova costringe la superficie di rottura a svilupparsi lungo un piano orizzontale, mentre in (b) la superficie è libera di svilupparsi secondo percorsi tortuosi tra i contatti blocchi-matrice.

Il campione, di forma parallelepipedica con volume di  $0.3 \text{ m}^3$  e dimensioni pari a 0.8 m di lunghezza, 0.8 m di larghezza e 0.5 m di altezza, viene scavato a poca profondità dalla superficie del versante. Le dimensioni sono state ritenute adeguate e bilanciate in virtù dei requisiti che la prova è chiamata a soddisfare:

- tenere in debita considerazione l'influenza dei blocchi. Si possono ritenere attendibili prove effettuate su campioni contenenti blocchi con asse maggiore fino al mezzo metro di lunghezza (ovvero quanto l'altezza del campione). Blocchi di dimensioni maggiori rischiano di inficiare i risultati, poiché la resistenza globale verrebbe ad essere governata principalmente da essi. Anche la VBC all'interno del campione deve essere tenuta in debita considerazione: in presenza di una VBC molto alta (oltre il 75%), il comportamento meccanico del è infatti attribuibile a quello di un ammasso roccioso fortemente fratturato. Poiché l'esatta determinazione della VBC non può essere effettuata preventivamente, a meno di distruggere il terreno da sottoporre a prova, si rende necessario un attento esame visivo dell'area scelta, seguito da alcuni saggi di scavo, al fine di evitare zone con blocchi di grosse dimensioni;
- rapidità di messa in opera, portabilità e ripetibilità; compatibilmente con i tempi necessari ad una corretta messa in opera e realizzazione della prova.

Il campione, nella sua configurazione finale, presenta quattro facce libere (due facce laterali, una frontale ed una superiore), mentre il lato inferiore e posteriore sono in continuità con l'ammasso. L'espansione laterale è impedita da due piastre rigide (una d'acciaio ed una di plexiglass per il monitoraggio laterale del campione durante la prova), bloccate attraverso un'intelaiatura di tubi innocenti infissi nel terreno di base, mentre il carico è applicato frontalmente attraverso una piastra d'acciaio spinta da un pistone idraulico, collegato ad una pompa idraulica portatile (Figura 5.3).



**Figura 5.3** Configurazione della prova BimTest.

In questa prima fase di sviluppo delle prove BimTest non è stata prevista la misurazione delle pressioni neutre, che in campioni di grosse dimensioni a prevalente litologia argillosa, richiede una strumentazione estremamente costosa (SHURI *et al.*, 1985).

Considerata la permeabilità media della matrice argillosa, pari a  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s (ISMES, 1990), sarebbe lecito aspettarsi condizioni di prova non drenate. Tuttavia, tenendo in considerazione la permeabilità secondaria dovuta alla fessurazione dell'argilla, che può aumentarne notevolmente la permeabilità globale, possono essere assunte condizioni parzialmente drenate all'interno del campione durante l'esecuzione della prova.

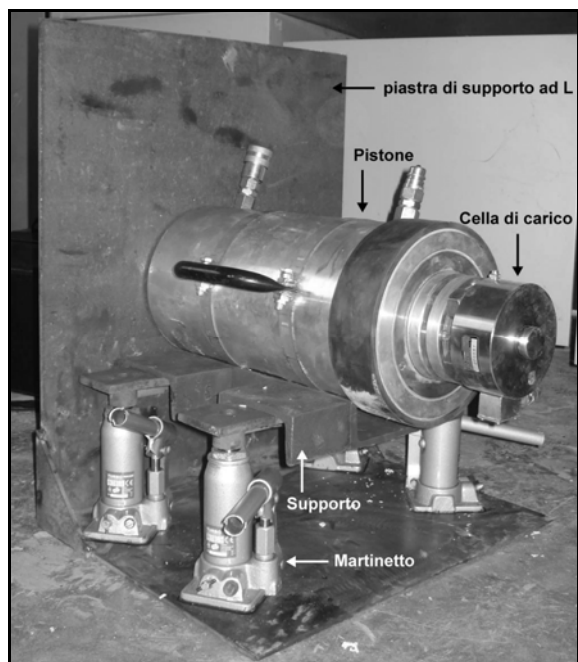
Di conseguenza, i parametri di resistenza ricavati dalle prove BimTest, rappresentano la resistenza operativa, in condizioni parzialmente drenate ed in termini di tensioni totali (MIRATA, 1974, 1979, 1991).



## 5.2 Descrizione delle componenti dell'apparato di prova

Tutti i componenti dell'apparato di prova sono stati progettati e realizzati specificatamente presso i laboratori del DICMA e presso le strutture della Miniera di Santa Barbara. Essi sono:

- piastra frontale d'acciaio ( $P_f$ ) per l'applicazione del carico orizzontale sul campione, lunghezza 0.8 m, altezza 0.5 m e spessore 1.5 cm;
- piastra laterale d'acciaio ( $P_{la}$ ) per il confinamento laterale del campione, di dimensioni identiche alla  $P_f$ ;
- piastra laterale di plexiglass ( $P_{lp}$ ) per il confinamento laterale del campione ed il monitoraggio laterale dello sviluppo della superficie di rottura;
- pistone idraulico (Figura 5.4), di diametro pari a 210 mm ed estensione massima dello stelo di 150 mm. Alla massima pressione dell'olio (9 MPa), il pistone è capace di una spinta massima pari a 148 kN, che applica sul campione un carico di 370 kPa. Tale valore, in fase di progettazione, è stato ritenuto molto superiore alla resistenza del materiale da testare;
- pompa idraulica (Figura 5.5) con motore elettrico ed azionamento manuale, capace di produrre una pressione massima dell'olio di 9 MPa. La pompa è equipaggiata con una valvola compensata a 3 vie che permette la regolazione della velocità di avanzamento del pistone ed assicura una estensione costante indipendentemente dalla resistenza incontrata;
- culla di sostegno per il pistone, supportata da quattro martinetti ad aria ad azionamento manuale, utilizzati per un rapido e facile posizionamento orizzontale e verticale del pistone durante le fasi di preparazione dell'apparato di prova. La culla ed i martinetti sono fissati sopra una piastra metallica ad L, con il lato posteriore del pistone che reagisce sulla parete verticale della piastra (Figura 5.4).



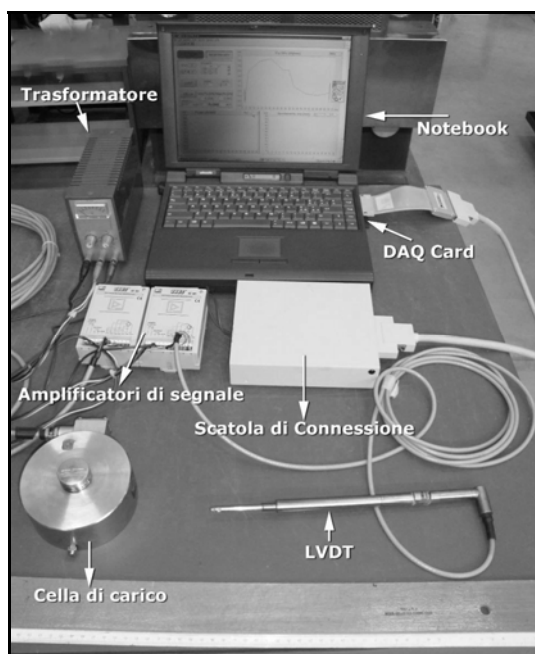
**Figura 5.4** Pistone idraulico utilizzato per le prove e relativo sistema di supporto e posizionamento.



**Figura 5.5** Pompa idraulica.

### 5.3 Sistema di acquisizione misure

Uno specifico sistema di acquisizione misure digitale è stato assemblato e messo a punto per la misura e la registrazione in tempo reale dei parametri di forza e spostamento (Figura 5.6). Il sistema, denominato STB, è stato progettato tenendo presente i requisiti di accuratezza, semplicità di utilizzo e portabilità necessari in un contesto di uso sul campo. Il sistema è composto da due parti principali: i trasduttori di misura ed il sistema di acquisizione digitale.



**Figura 5.6** Sistema di acquisizione misure STB.

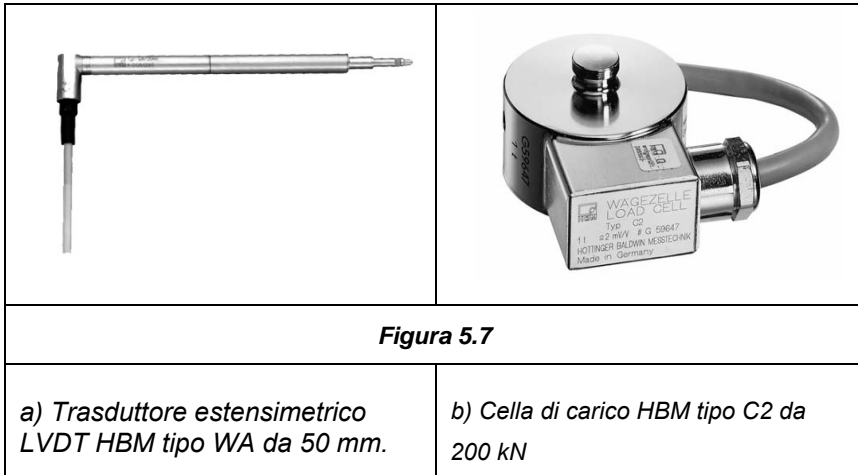
#### 5.3.1 Trasduttori di misura

Sono stati utilizzati due trasduttori di forza e spostamento, con relativa elettronica, in grado di trasformare le sollecitazioni fisiche in segnali elettrici, che vengono poi amplificati e filtrati dalle opportune elettroniche di amplificazione proprie di ciascuno strumento.

Nel sistema STB sono utilizzati i seguenti trasduttori:

- trasduttore di spostamento LVDT HBM WA-50 da 50mm, con relativo amplificatore di segnale HBM A501 (Figura 5.7a);
- cella di carico a ponte estensimetrico HBM tipo C2 da 200 kN, con relativo amplificatore di segnale HBM A301 (Figura 5.7b).

I trasduttori sono alimentati tramite alimentatore Stabilizzato Philips a 20 V DC.

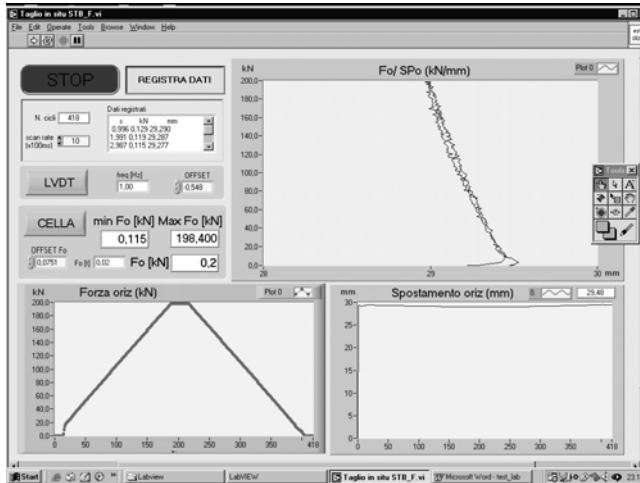


### 5.3.2 Sistema di acquisizione digitale

Il sistema di acquisizione digitale consiste in un Box di connessione per i segnali in uscita dai trasduttori e da una scheda di trasformazione da segnale analogico a segnale digitale. La scheda è interfacciata ad un PC portatile sul quale è stato implementato, in codice LabVIEW, un algoritmo per la lettura e la registrazione delle informazioni fornite dalla scheda di acquisizione (la frequenza di campionamento dei dati è di 1Hz). Tramite l'interfaccia utente è possibile visualizzare in tempo reale l'andamento dei dati di forza e spostamento rilevati dai trasduttori (Figura 5.8). Il sistema di acquisizione digitale consiste in:

- box connettore N.I. STB-68;
- scheda di acquisizione PMCIA N.I. DAQCard-AI-16E-4;
- notebook con software LabVIEW.

Il box connettore è collegato alla scheda di acquisizione tramite cavo schermato a 64 pin. I segnali analogici provenienti dai trasduttori sono convertiti in dati digitali da una N.I. DAQ Card e registrati su un PC portatile. L'alimentazione elettrica necessaria alla strumentazione è fornita da un generatore elettrico portatile da 220 V, e filtrata attraverso un gruppo di continuità per la stabilizzazione del segnale e la protezione contro eventuali cadute di tensione (Figura 5.9).



**Figura 5.8** Interfaccia utente LabVIEW del sistema STB. E' possibile monitorare in tempo reale le curve forza-spostamento.



**Figura 5.9** Generatore elettrico e gruppo di continuità per l'alimentazione del sistema STB ed il filtraggio del segnale.

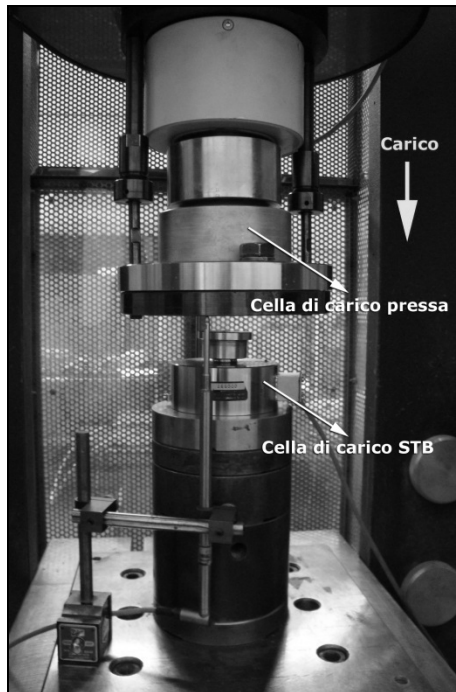
### 5.3.3 Taratura del sistema

Per la verifica del corretto funzionamento del sistema STB sono stati effettuati tre prove di taratura.

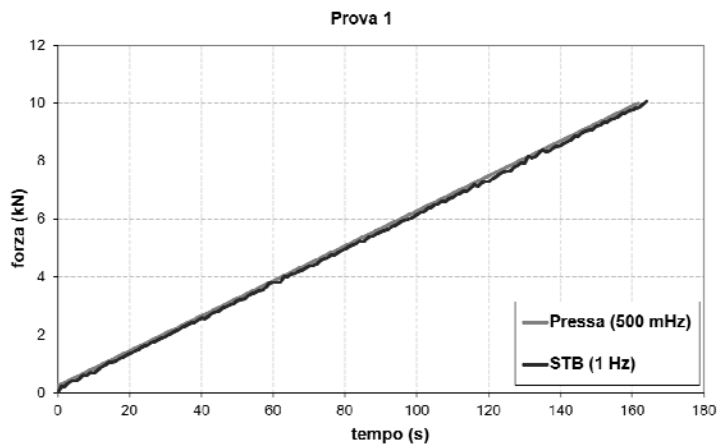
I dati registrati dal sistema STB sono stati confrontati con quelli registrati dal sistema di acquisizione della pressa in funzione presso i laboratori del DICMA (Figura 5.10).

La prima prova (Prova 1) ha avuto come scopo la taratura e la verifica operativa della corretta registrazione dei dati di forza da parte del sistema STB a bassi livelli tensionali.

La cella di carico del sistema STB è stata sottoposta ad un carico crescente fino ad una spinta massima di 15 kN (Figura 5.11). Il carico è stato applicato con un incremento di 0.06 kN/s. La pressa è stata attrezzata con una cella di carico da 20 kN, con frequenza di acquisizione di 500 mHz.

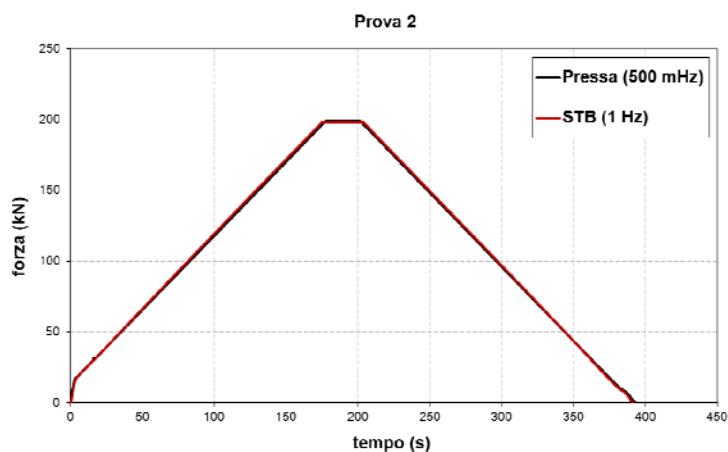


**Figura 5.10** Particolare della configurazione durante le prove di taratura della cella di carico STB.

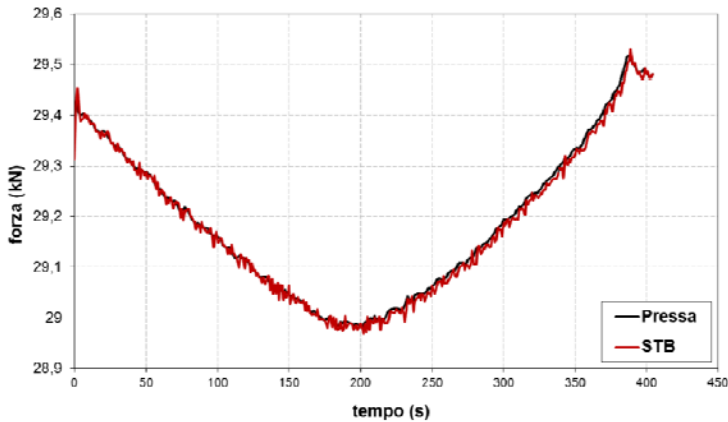


**Figura 5.11** Curve forza-tempo relative alla Prova di taratura 1.

Nella Prova 2 la cella STB è stata sottoposta ad un percorso di carico e scarico con spinta massima di 199 kN (Figura 5.12). Il carico è stato applicato con un incremento di 1 kN/s. La pressa è stata attrezzata con una cella di carico da 2000 kN, con una frequenza di acquisizione di 500 mHz. Parallelamente alle forze sono stati comparati anche i valori di spostamento rilevati dal trasduttore LVDT, i risultati sono mostrati in Figura 5.13.



**Figura 5.12** Curve forza-tempo relative alla Prova di taratura 2.



**Figura 5.13** Curve spostamento-tempo relative alla Prova 2

Il sistema STB appare accurato e sensibile sia per le piccole sia per le grandi variazioni degli sforzi applicati alla cella di carico, nonché per la rilevazione degli spostamenti, anche la frequenza di campionamento di 1 Hz risulta idonea e sufficientemente accurata. Anche gli effetti del rumore di fondo, che in un sistema di acquisizione come l'STB possono risultare molto importanti, appaiono contenuti e di scarsissimo impatto nella rilevazione delle misure.

## 5.4 Procedura per la preparazione del campione

Una procedura operativa standard, descritta di seguito, è stata sviluppata per mantenere un alto livello di qualità durante la preparazione dei campioni:

- (i) due trincee parallele vengono scavate tramite pala meccanica ad una distanza di circa 1.5 m per una profondità di circa 1 m (Figura 5.14). Una volta rimosso il materiale frontale e laterale, facendo particolare attenzione a non disturbare il campione, il blocco viene rifilato manualmente fino alle dimensioni di prova finali di 80 cm x 80 cm x 50 cm (Figura 5.15);
- (ii) le piastre laterali  $P_{la}$  e  $P_{lp}$  vengono posizionate contro le pareti laterali e bloccate mediante un'intelaiatura rigida di tubi innocenti



profondamente infissi nel terreno, al fine di limitare al massimo la deformazione laterale del campione. La piastra di plexiglass assicura la visione del campione durante la prova (Figura 5.16);

- (iii) la piastra frontale  $P_f$  è appoggiata contro la parete frontale del campione. Le due guide orizzontali vengono poggiate su due binari orizzontali costituiti da tondini di ferro del diametro di 1 cm, al fine di guidare l'avanzamento della piastra durante le prime fasi di esecuzione della prova. Tale sistema si rende inoltre necessario per prevenire che la  $P_f$  si conficchi nel terreno sottostante durante le prime fasi di avanzamento (Figura 5.17);
- (iv) il pistone ed il rispettivo apparato di supporto sono posizionati frontalmente alla  $P_f$ . La spinta avviene sulla  $P_f$  in direzione normale, a metà lunghezza e circa un terzo dell'altezza. Il posizionamento e l'allineamento orizzontale del pistone viene eseguito mediante i martinetti di supporto (Figura 5.18). Il pistone posteriormente reagisce contro una macchina movimento terra pesante (Caterpillar D8 da 70 t di peso), che viene accuratamente posizionata a contrasto con il lato posteriore della piastra ad L (Figura 5.19);
- (v) la cella di carico viene preventivamente fissata frontalmente alla testa del pistone attraverso uno specifico sistema di aggancio che ne assicura la tenuta anche in condizioni di grandi forze applicate. Il trasduttore LVDT di spostamento viene posizionato coassialmente con il pistone, sostenuto da una intelaiatura di alluminio tenuta indipendente dal resto dell'apparato di prova. Sulla stessa struttura, superiormente al pistone, viene fissato un comparatore meccanico di spostamento per la misura degli spostamenti verticali della testa del pistone durante la prova (Figura 5.20).

La configurazione finale dell'intero apparato di prova è osservabile in Figura 5.21. La procedura descritta richiede almeno tre persone per circa sei ore di lavoro con vari mezzi meccanici a disposizione per il trasporto, i lavori di movimento terra ed il posizionamento della logistica.



**Figura 5.14** Scavo delle trincee laterali.



**Figura 5.15** Configurazione del campione prima della messa in opera dell'apparato di prova.



**Figura 5.16** Posizionamento delle piastre laterali e dell'intelaiatura rigida.



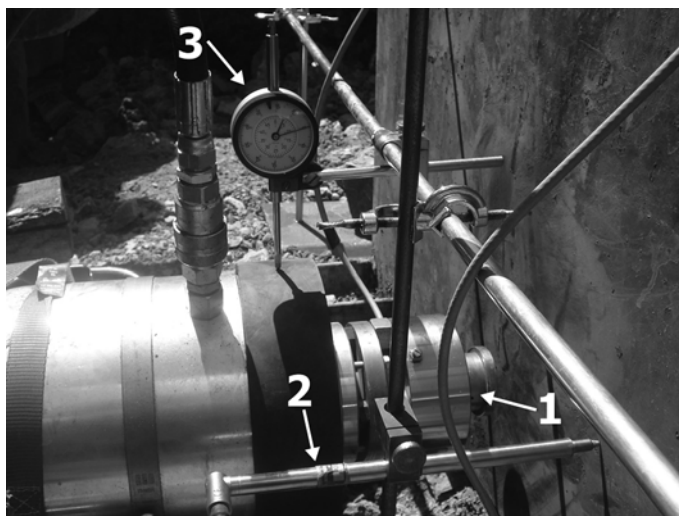
**Figura 5.17** Posizionamento della piastra frontale di spinta  $P_f$ .



**Figura 5.18** Posizionamento del pistone e del relativo supporto.



**Figura 5.19** Posizionamento del Caterpillar D8 come mezzo di contrasto per la spinta del pistone. Il ripper del dozer è portato a contrasto con una trave di ferro posta in posizione orizzontale posteriormente alla piastra di supporto ad L.



**Figura 5.20** Disposizione dei trasduttori di misura. 1) cella di carico; 2) LVDT; 3) comparatore meccanico.

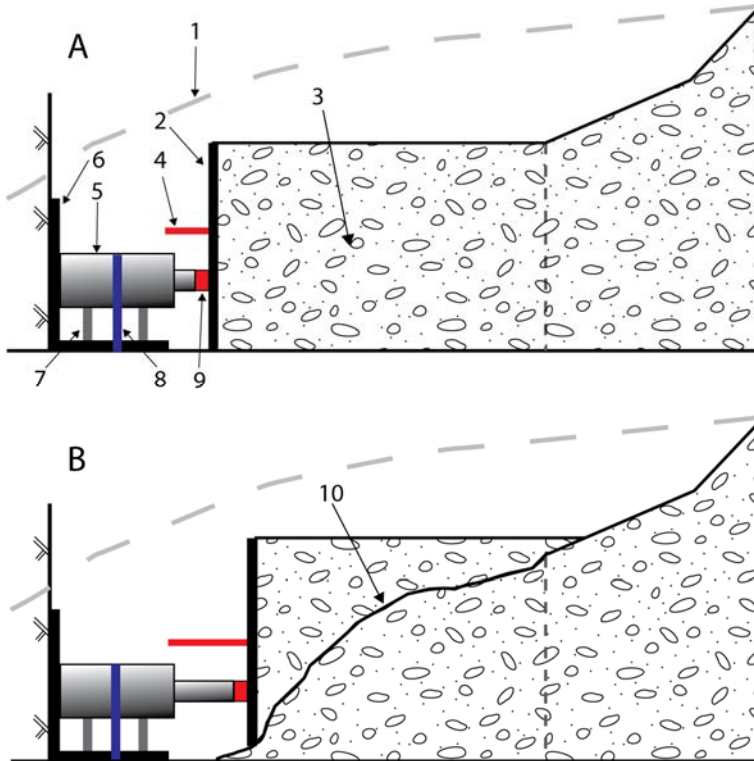


**Figura 5.21** Configurazione finale dell'apparato per le BimTest: 1) campione con pietre di contenimento; 2) pistone con supporto e trasduttori di misura; 3) pompa idraulica; 4) PC portatile per il monitoraggio e la registrazione dei dati; 6) mezzo pesante di contrasto.

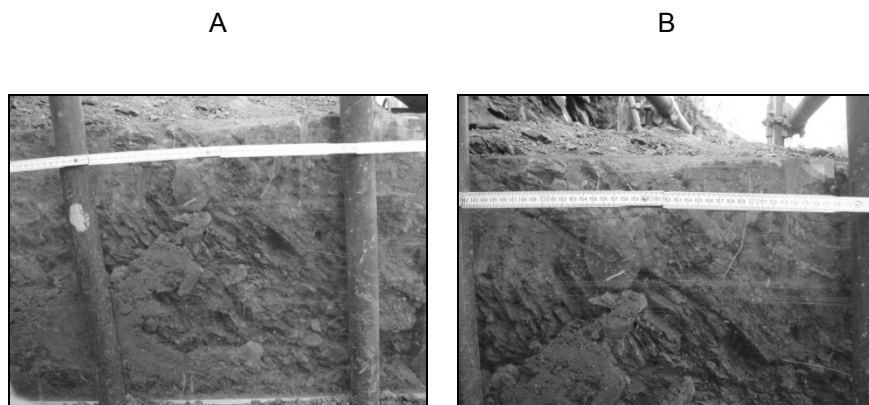


## 5.5 Esecuzione della prova

Durante l'esecuzione della prova il pistone applica una forza sulla piastra frontale che, trasmessa al campione, induce lo sviluppo di deformazioni di taglio e di conseguenza alla progressiva formazione di una superficie di rottura (Figura 5.22, Figura 5.23); la velocità di avanzamento del pistone è mantenuta ad un valore costante di 0.05 mm/s.



**Figura 5.22** Rappresentazione schematica del test di taglio in situ. A) Configurazione iniziale; B) Configurazione durante il test. 1) profilo originale del versante, 2) piastra frontale, 3) campione, 4) trasduttore LVDT, 5) pistone, 6) piastra di supporto ad L, 7) martinetti manuali, 8) fettuccia di ancoraggio pistone, 9) cella di carico, 10) superficie di scivolamento. Il retino non rappresenta la reale distribuzione dei blocchi.



**Figura 5.23** Prova P3: campione intatto (A) e formazione della superficie di rottura visibile attraverso la piastra di plexiglass (B).

## 5.6 Caratteristiche deformative dei campioni

A causa della forte eterogeneità della formazione investigata, i campioni testati hanno mostrato, come atteso, un comportamento deformativo molto variabile. La presenza dei blocchi calcarei variamente distribuiti all'interno dei campioni ha portato a differenti caratteristiche delle curve forza-spostamenti (Figura 5.24).

In tutte le curve, fatta eccezione per quella relativa alla prova P5, si osserva una continua riduzione della rigidità prima del picco con l'aumentare degli spostamenti. Le prove P1, P2 e P4 raggiungono la forza di picco ( $F_{max}$ ) per spostamenti confrontabili (tra 58 mm e 77 mm), mentre la P3 e la P6, rispettivamente, per spostamenti maggiori e minori.

Dopo il picco, le curve P1, P4 e P6 mostrano un andamento simile, caratterizzato da una leggera diminuzione della resistenza. Al contrario, un marcato comportamento rammollente può essere osservato nella risposta del campione della prova P2.

La curva P3 mostra, inoltre, delle caratteristiche peculiari: risulta infatti caratterizzata da un primo livello di snervamento a 60 kN ( $d = 43$  mm), seguito da una fase di incrudimento positivo fino al raggiungimento di un secondo picco in corrispondenza di una forza pari a 69 kN ( $d = 119$  mm) (Figura 5.25). Un

andamento simile, anche se meno marcato, può essere osservato anche per le prove P1 e P6. Questa peculiare caratteristica della curva forza-spostamento è già stata osservata in prove analoghe effettuate su altre bimrock (Li *et al.*, 2004; XU *et al.*, 2007, 2008). Il primo livello di snervamento viene attribuito alla deformazione presa in carico dalla sola matrice argillosa per piccoli valori di spostamento; esso rappresenta quindi la prima soglia di resistenza della bimrock. La seguente fase di incrudimento positivo è originata dalla crescente influenza dei blocchi che tendono via via ad aumentare la tortuosità delle bande di taglio ed a entrare in diretto contatto uno con l'altro, portando ad un aumento di resistenza dell'intero campione. Il secondo livello di snervamento rappresenta la resistenza massima del campione e viene raggiunto per valori di forza e spostamento variabili in relazione alla VBC. L'ultima fase deformativa, che fa seguito al secondo livello di snervamento, rappresenta la rottura del campione seguita dalla formazione di una superficie di rottura continua, che si sviluppa secondo un andamento tortuoso seguendo le traiettorie delle bande di taglio precedentemente formate. Il campione raggiunge infine il valore di resistenza residua.

I valori di forza massima ( $F_{max}$ ) e minima ( $F_{min}$ ) post picco sono riportati in Tabella 5.1; la prova P5 non ha raggiunto valori di picco entro l'intero campo di spostamenti disponibile.

**Tabella 5.1**  $F_{max}$ : forza massima di picco;  $F_{min}$ : minima post-picco;  $d_{max}$ : spostamento in corrispondenza della forza massima;  $d_{min}$ : spostamento in corrispondenza della forza minima.

	$F_{max}$ (kN)	$d_{max}$ (mm)	$F_{min}$ (kN)	$d_{min}$ (mm)
P1	74	77	71	142
P2	75	68	50	116
P3	69	119	66	134
P4	63	58	59	87
P5	-	-	-	-
P6	37	42	35	75



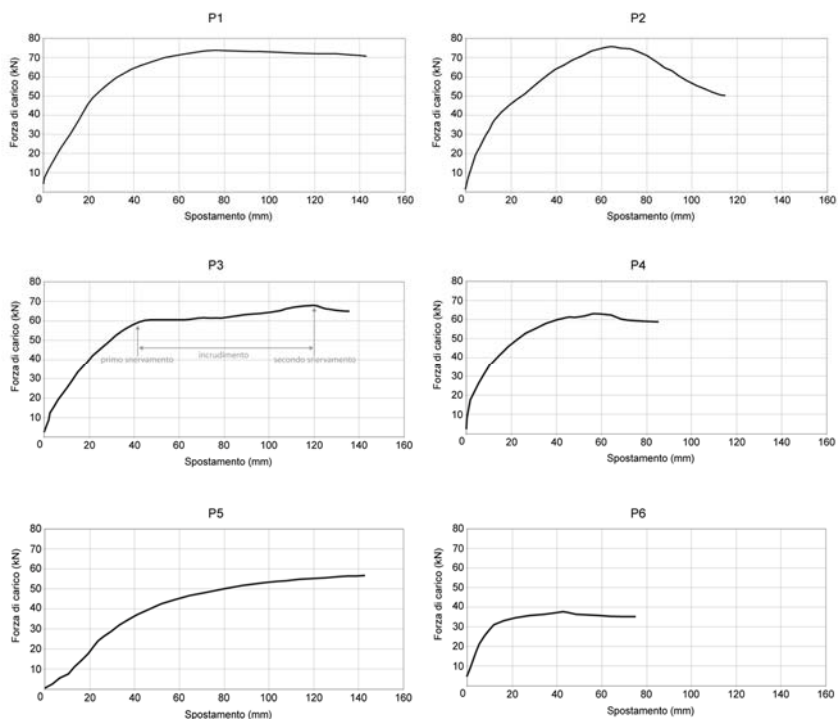


Figura 5.24 Curve forza-spostamento relative alle sei prove di taglio effettuate.

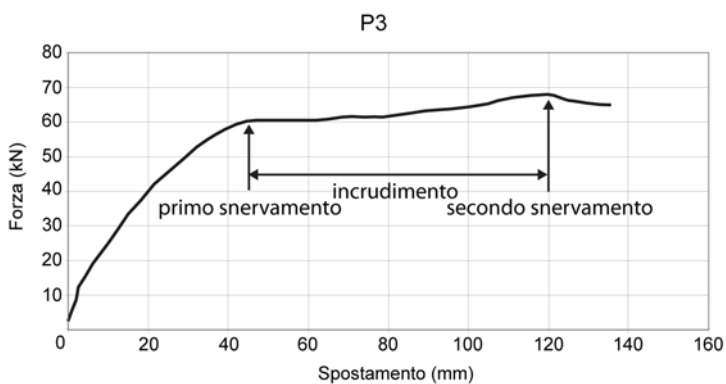


Figura 5.25 Curva forza-spostamento prova P3. Sono ben visibili i due livelli di snervamento connessi dalla fase di inrudimento.

## 5.7 Parametri di resistenza

I parametri di resistenza relativi al criterio di Mohr-Coulomb sono stati calcolati, per ciascuna prova, attraverso il metodo all'equilibrio limite di Bishop semplificato, applicato su sezioni trasversali della superficie di rottura, secondo la seguente procedura:

- (i) sono stati rilevati quattro profili di dettaglio della superficie di rottura di ciascun campione;
- (ii) per ogni profilo è stata calcolata una coppia di valori  $c$  e  $\varphi$ , per un totale di quattro coppie per campione;
- (iii) i parametri di resistenza calcolati per i quattro profili sono stati mediati, ottenendo delle coppie di  $c$  e  $\varphi$  rappresentative di ciascun campione (Tabella 5.2).

Per la prova P5, il calcolo dei parametri non è stato possibile poiché la curva forza-spostamento non ha raggiunto il valore di picco.

**Tabella 5.2** Parametri di resistenza relativi ai test di taglio in situ.

	$F_{\max}$ (kN)	$F_{\min}$ (kN)	$\varphi$ (°)	$c$ (kPa)
P1	74	71	43	6.25
P2	75	50	29	49.00
P3	69	66	48	5.71
P4	63	59	48	7.00
P5	-	-	-	-
P6	37	35	44	3.66

### 5.7.1 Rilievo superfici di rottura

Una volta terminata l'esecuzione della prova, tutta l'attrezzatura è stata rimossa e la porzione di campione superiore alla superficie di scivolamento asportata e raccolta per la successiva vagliatura.

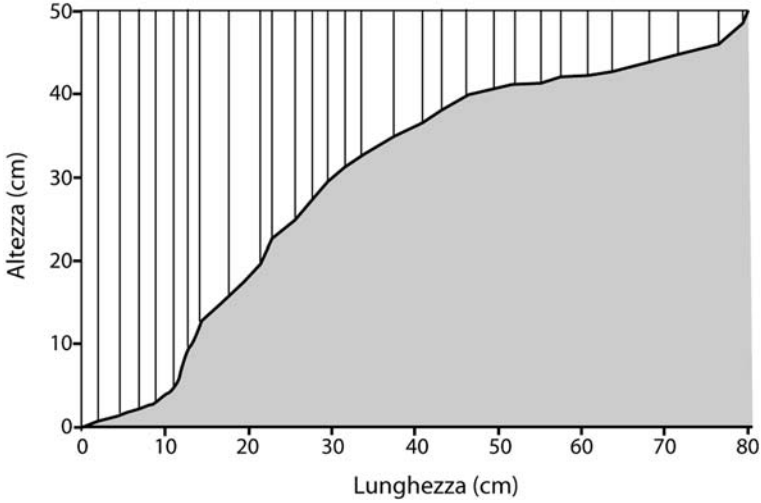
Le superfici hanno evidenziato generalmente una pendenza variabile: salendo dalla base del campione si ha prima un tratto a bassa inclinazione, quindi un aumento nella parte centrale fino a raggiungere nuovamente una pendenza gentile nella parte superiore. Per i rilievi fotografici delle superfici vedere l'Appendice 1.

Mediante stazione totale laser sono stati rilevati quattro profili di dettaglio della superficie di rottura per campione (Figura 5.26).

Identificando le variazioni di pendenza, i profili sono stati discretizzati in un numero  $i$  di segmenti di lunghezza variabile, in riferimento ai quali anche l'area di campione superiore al profilo è stata suddivisa in un numero  $i$  di strisce (Figura 5.27). Le sezioni sono riportate in Appendice 2.



**Figura 5.26** Rilievo delle sezioni trasversali della superficie di rottura mediante stazione totale laser.



**Figura 5.27** Sezione trasversale della superficie di rottura. L'area del campione superiore al profilo della superficie di rottura è suddivisa in strisce di larghezza variabile.

### 5.7.2 Calcolo parametri di resistenza

Per ciascun profilo, la coppia di parametri di resistenza  $c$  e  $\varphi$  è stata calcolata applicando il metodo all'equilibrio limite di Bishop semplificato all'area del campione superiore alla superficie di rottura.

Nella fase di resistenza di picco sono state considerate mobilitate sia la resistenza attritiva che quella coesiva, mentre nella fase di resistenza residua solo quella attritiva.

Per ogni sezione trasversale si ha che l'equilibrio statico delle forze agenti sulla striscia  $i$ -esima, in cui è stata suddivisa l'area superiore, è descritto dalle seguenti equazioni (Figura 5.28):

$$cl_i + N_i \tan \varphi = T_i \quad (6.1)$$

ovvero

$$cl_i + (w_i \cos \alpha_i + f_i \sin \alpha_i) \tan \varphi = (f_i \cos \alpha_i - w_i \sin \alpha_i) \quad (6.2)$$

dove,  $c$ : coesione (kPa),  $l_i$ : lunghezza della linea di scivolamento  $i$ -esima (m),  $w_i$ : forza peso della striscia  $i$ -esima (kN),  $f_i$ : forza di carico sulla striscia  $i$ -esima (kN),  $\varphi$ : angolo d'attrito ( $^\circ$ ),  $\alpha_i$ : angolo tra la linea di scivolamento e il piano orizzontale della striscia  $i$ -esima ( $^\circ$ ).

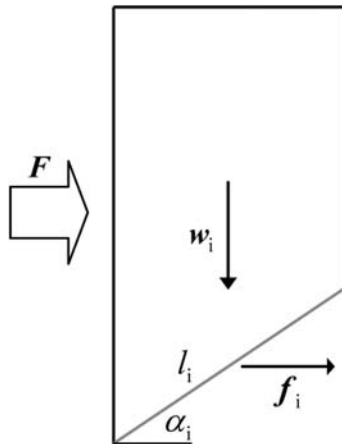
La componente della forza  $F$  agente su ciascuna striscia ( $f_i$ ) è stata calcolata mediante l'Eq.(6.3):

$$f_i = \frac{F_{\max}}{W} w_i \quad (6.3)$$

dove  $W$  rappresenta la forza peso del volume di campione superiore alla superficie di rottura. Per semplicità, dato l'impatto trascurabile sul risultato finale, nel calcolo della  $W$  è stato utilizzato il solo peso di volume della matrice argillosa ( $\gamma = 23.5 \text{ kN/m}^3$ ).

Dalla (6.2) è possibile calcolare il valore di  $c$  relativo all'intera sezione tramite l'Eq.(6.4):

$$c = \frac{F_{\max} - F_{\min}}{\sum_{i=1}^n l_i \cos \alpha_i} \quad (6.4)$$



**Figura 5.28** Rappresentazione schematica delle forze agenti su ogni singola striscia.

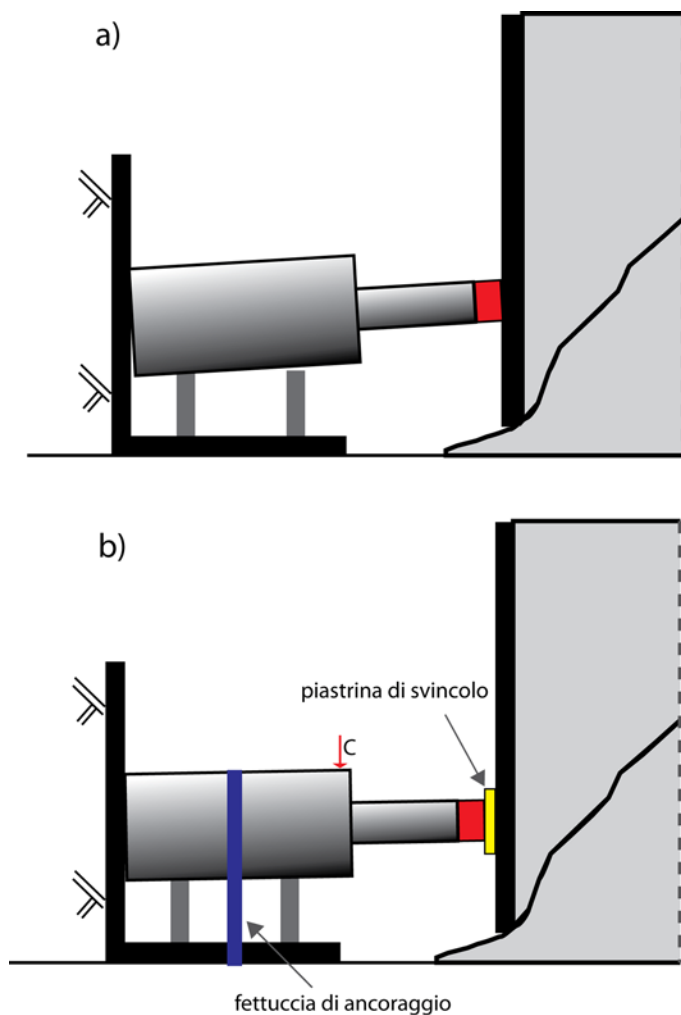
L'angolo di attrito  $\varphi$  è quindi calcolato attraverso l'Eq.(6.5):

$$\tan \varphi = \frac{\left( \frac{F_{\max}}{W} \right) \sum_{i=1}^n w_i \cos \alpha_i - \sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i - c \sum_{i=1}^n l_i}{\left( \frac{F_{\max}}{W} \right) \sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^n w_i \cos \alpha_i} \quad (6.5)$$

## 5.8 Problematiche incontrate e limiti della prova

Nonostante la continua messa a punto della procedura e dell'apparato di prova, durante l'esecuzione delle BimTest si sono evidenziate alcune problematiche operative elencate di seguito:

- durante l'avanzamento della piastra frontale la testa del pistone è soggetta ad una forza di trascinamento verso l'alto che tende ad inclinare il pistone stesso. La deriva verticale è dovuta al fatto che la  $P_f$  segue in parte il movimento del volume di campione superiore alla superficie di rottura, che avanza seguendone la geometria. Questi movimenti indotti tendono di conseguenza ad inclinare il pistone verso l'alto, causando una applicazione non orizzontale della forza di carico e ad un non corretto funzionamento della cella di carico. Al fine di ovviare, per quanto possibile, al problema, il pistone è stato ancorato alla base della piastra di supporto ad L per mezzo di una fettuccia resistente. Inoltre, per di ridurre l'attrito, una piastrina di svincolo spalmata di grasso da ingranaggi è stata giustapposta tra la testa spingente e la piastra frontale  $P_f$  (Figura 5.29, Figura 5.30). Con questo sistema gli spostamenti verticali massimi registrati dal comparatore meccanico posto nel punto C di Figura 5.29, sono stati pari a 3 cm alla massima estensione dello stelo;
- data l'estrema eterogeneità del materiale costituente il provino sottoposto a compressione, la  $P_f$  in generale non si mantiene perfettamente verticale durante l'avanzamento, ma, a seconda dei casi, tende ad entrare maggiormente alla base del campione o sul lato che offre minore resistenza (Figura 5.31);



**Figura 5.29** Schema esemplificativo del sistema adottato per ridurre il trascinarsi verso l'alto del pistone: a) condizione standard, b) riduzione del trascinarsi tramite applicazione della fettuccia di ancoraggio e della piastra di svincolo; la freccia C rappresenta la posizione del comparatore meccanico per la misura degli spostamenti verticali.



**Figura 5.30** Pistone in opera: è possibile osservare la piastra di svincolo con il grasso per ridurre l'attrito tra la testa e la  $P_f$  e la fettuccia blu di ancoraggio.



**Figura 5.31** Particolare della prova P7: configurazione della piastra  $P_f$  a prova ultimata, è possibile notarne l'avanzamento disomogeneo.



## 5.9 Determinazione del VBC

La determinazione del VBC all'interno dei campioni è stata effettuata tramite speciali prove di vagliatura appositamente sviluppate per lo scopo. Le prove, infatti, sono state progettate al fine di trattenere i clasti rocciosi con una dimensione maggiore della soglia blocchi-matrice stabilita per il contesto in esame (MEDLEY 1994, 2002). La soglia dimensionale blocchi/matrice identifica la dimensione al di sotto della quale i blocchi risultano avere una influenza trascurabile sul comportamento meccanico della bimrock, ovvero possono essere considerati come parte della matrice stessa.

A tale scopo è stata costruita una gabbia cubica con lato di 1.2 m, le cui facce laterali ed inferiore sono costituite da una griglia a maglia quadrata con spaziatura di 1 cm. La faccia superiore è invece aperta per permettere l'inserimento del materiale da vagliare.

MEDLEY (2002) ha suggerito il calcolo della soglia blocchi-matrice attraverso la relazione  $0.05 * L_c$ , dove  $L_c$  è definita come la dimensione ingegneristica caratteristica del problema sotto esame.

Per gli scopi del presente studio, la lunghezza diagonale massima del campione è stata assunta come  $L_c$ : di conseguenza, la soglia blocchi-matrice è pari a  $0.05 * 123 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$ . Per ragioni pratiche la dimensione di vagliatura è stata infine scelta pari a 1 cm, senza con questo influire sulla consistenza dei risultati delle analisi.

Una volta che la il vaglio è stato riempita con il materiale proveniente da ciascun campione, si è proceduto alla rimozione del materiale fine attraverso un intenso dilavamento, ottenuto immergendo ripetutamente la gabbia in acqua per mezzo di un escavatore meccanico (Figura 5.32). Il volume del trattenuto è stato valutato immergendo il vaglio in una vasca di volume noto preventivamente riempita con acqua (Figura 5.33); La differenza dei volumi prima e dopo l'immersione, tolta la tara relativa alla struttura del vaglio, rappresenta il volume di trattenuto, del quale è stata poi calcolata la percentuale occupata dai blocchi.

Il VBC relativo ai campioni testati è riportata in Tabella 5.3:

**Tabella 5.3** VBC relativo ai campioni sottoposti a BimTest.

	VBC (%)
P1	26
P2	18
P3	44
P4	39
P6	37



**Figura 5.32** Dilavamento del vaglio per la rimozione del materiale con dimensioni inferiori alla soglia blocchi-matrice (1 cm).



**Figura 5.33** Immersione del vaglio nella vasca d'acqua a volume noto per la determinazione del volume di trattenuto.

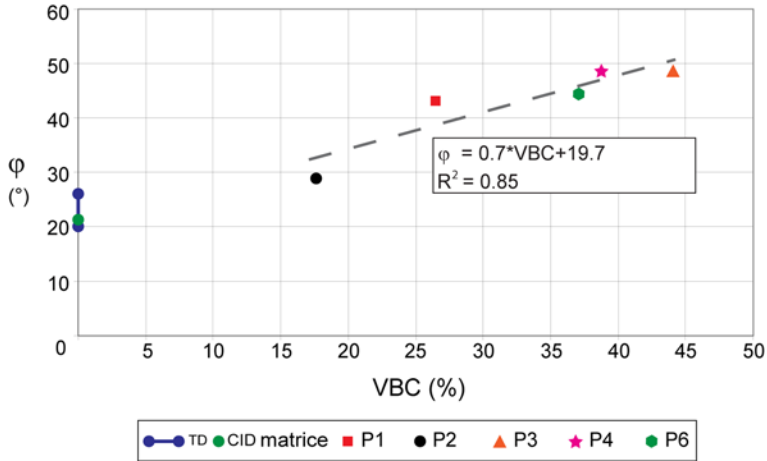
## 5.10 Correlazione tra parametri di resistenza e VBC

I parametri di  $c$  e  $\varphi$  ricavati attraverso le BimTest sono stati correlati con la VBC propria di ogni campione, al fine di analizzare nel dettaglio l'influenza che il diverso VBC opera sulla resistenza della bimrock e confrontarla con i casi di letteratura (Capitolo 1.4).

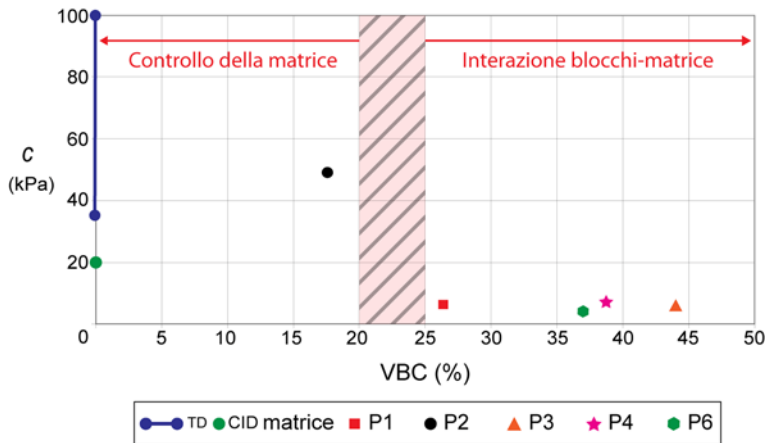
Come mostrato in Figura 5.34, l'angolo di attrito mostra un incremento all'aumentare del VBC, ben descritto da una regressione lineare ( $R^2 = 0.85$ ) descritta dall'Eq.(6.6). La prova P2, con un VBC dell' 8%, ha un  $\varphi$  di  $29^\circ$ , dopodichè l'angolo di attrito cresce di  $19^\circ$  fino a raggiungere il valore finale di  $48^\circ$  della prova P3, con un VBC pari a 44%.

$$\varphi = 0.7 * VBP + 19.7 \quad (6.6)$$

La coesione (Figura 5.35) mostra invece una forte diminuzione tra la prova P2 (49 kPa) e la P1 (6.25 kPa) in soli 8 punti percentuali di VBC (da 18% di P2 a 26% di P1). Per valori superiori di VBC la coesione si mantiene poi su valori molto bassi, dai 3.66 kPa della prova P6 ai 7 kPa della P4, mostrando una correlazione negativa trascurabile con il VBC.



**Figura 5.34** Correlazione tra angolo d'attrito e VBC. Sono riportati anche i valori di resistenza della matrice ricavati mediante prove di taglio diretto (TD) (D'ELIA *et al.*, 1988) e prove triassiali (CID) (D'ELIA, 1991).



**Figura 5.35** Correlazione tra coesione e VBC. Sono riportati anche i valori di resistenza della matrice ricavati mediante prove di taglio diretto (TD) (D'ELIA *et al.*, 1988) e prove triassiali (CID) (D'ELIA, 1991).

La repentina caduta di coesione tra le prove P1 e P2 può essere spiegata come conseguenza del superamento della soglia di VBC del 20%-25%, che è stata identificata come la soglia critica sotto la quale l'influenza dei blocchi sul comportamento meccanico diminuisce drasticamente (LINDQUIST, 1994; LINDQUIST & GOODMAN, 1994; GOODMAN & AHLGREN, 2000; KIM *et al.*, 2004; SONMEZ *et al.*, 2004a; SONMEZ *et al.*, 2006a, b; PAN *et al.*, 2008).

## 6. Analisi di immagine e geostatistica

L'utilizzo di tecniche non distruttive basate sull'analisi digitale di immagini per la caratterizzazione di ammassi rocciosi e materiali lapidei ornamentali è ampiamente diffusa. Queste tecniche, infatti, contrariamente ai metodi tradizionali manuali o di laboratorio, assicurano rapidità di esecuzione, ripetibilità delle elaborazioni e permettono di ricavare indici sintetici rappresentativi di specifiche caratteristiche del materiale (HAGERMAN *et al.*, 1980; DOUGHERTY & PELZ, 1990; HORGAN, 1998; PERSSON, 1998; COSTER & CHERMANT, 2001; YUE *et al.*, 2003; CHEN *et al.*, 2004; LEBOURG *et al.*, 2004; BRUNO & FOCACCIA, 2009).

Attraverso le tecniche di analisi di immagine è possibile investigare numerose proprietà morfologiche e spaziali dei clasti di una bimrock, quali ad esempio le massime e minime dimensioni lineari osservabili dei blocchi ( $d_{\text{mod}}$ ), la superficie esposta, il rapporto di forma, l'orientazione, nonché ricavare parametri significativi circa la variabilità spaziale.

A tale scopo, nel presente studio di ricerca, sono stati messi a punto specifici metodi di analisi digitale e di elaborazione delle informazioni morfologiche, anche attraverso l'utilizzo di un approccio geostatistico, volti alla definizione di

parametri sintetici caratteristici della bimrock in esame. Lo studio è stato finalizzato a valutare l'applicabilità ed i limiti delle tecniche utilizzate e non alla caratterizzazione del CC nella sua estensione.

## **6.1. Scelta del dominio di studio e del supporto di campionatura**

Il dominio di studio è stato fissato sull'intera superficie di affioramento del CC sul Versante Allori, pari a 345.000 m<sup>2</sup>; su questo dominio è stato quindi definito Supporto di Campionatura (SC) e la densità di campionamento.

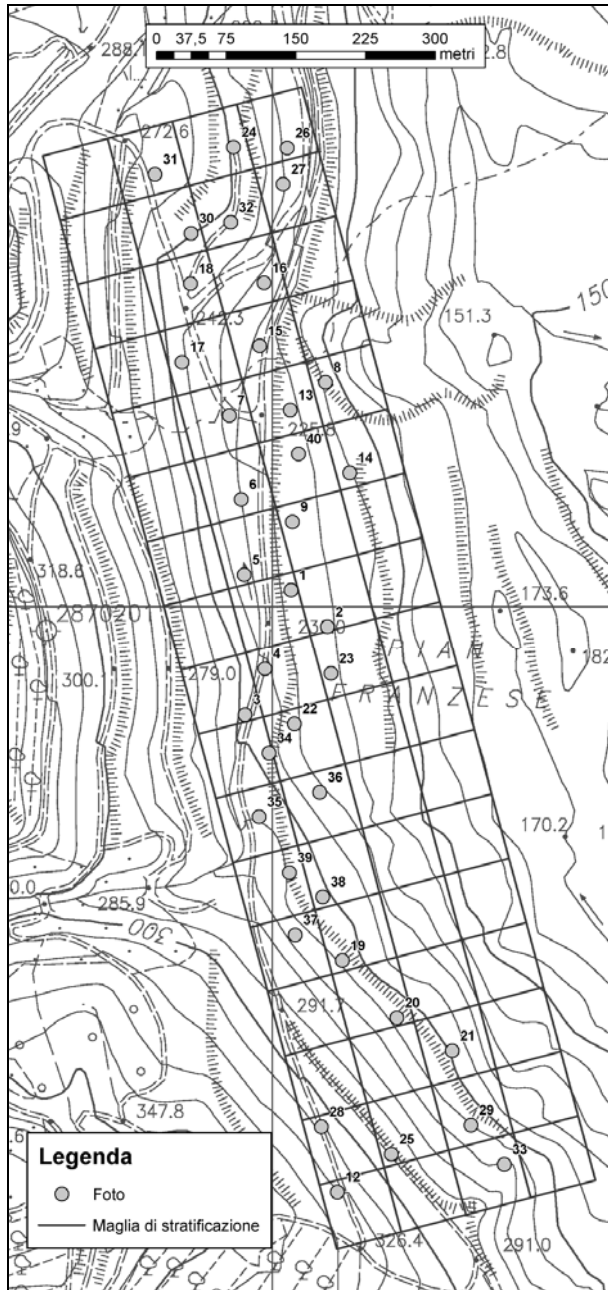
Per gli scopi del presente studio è stato scelto di applicare l'analisi di immagine per la determinazione delle proprietà dei blocchi su un Supporto di Campionatura con scala confrontabile rispetto a quella delle BimTest. E' stato quindi assunto un SC di forma quadrata, con lato pari a 2 m, per una superficie coperta di 4 m<sup>2</sup>. La scelta del SC risponde anche ad altri requisiti elencati di seguito:

- le dimensioni sono tali da permettere una facile ripresa fotografica dell'area da campionare senza dover ricorrere a mezzi meccanici;
- l'area di campionatura di 4 m<sup>2</sup> permette sia di includere i clasti di dimensioni maggiori che si avrebbero qualora l'area investigata fosse uguale a quella delle BimTest (0.8 m \* 0.8 m = 0.64 m<sup>2</sup>), sia di ricondursi al supporto dei BimTest per le analisi specifiche.

La migliore tecnica di campionatura, nel senso di ottimizzare le stime basate sulla campionatura stessa, sarebbe quella a maglia regolare. Nel caso del presente studio, tuttavia, a causa dei problemi di accesso in alcune zone del versante Allori, è stata adottata la campionatura Random Stratificata (RS), che costituisce nello specifico la migliore approssimazione alla maglia regolare e assicura una miglior copertura del dominio di studio rispetto ad una semplice campionatura casuale, nel senso di garantire una densità di informazione costante. La RS consiste nel dividere il dominio di studio in sottoinsiemi (strati) non sovrapposti, da ciascuno dei quali viene preso un campione in modo casuale.

Il dominio di studio è stato suddiviso in 68 strati, rappresentati da una griglia a maglia quadrata della quale ciascuna cella (strato) ha una estensione di 5000 m<sup>2</sup>, pari a circa l'1.5% dell'area totale (345.000 m<sup>2</sup>). All'interno di ogni cella, posizionata in modo casuale, è stata effettuata una ripresa fotografica di un affioramento di CC alla scala dei 4 m<sup>2</sup> del SC (Figura 6.1).

Solo 40 delle 68 celle sono state effettivamente campionate, le restanti 18 sono state scartate per motivi riconducibili a: inaccessibilità dell'area, eccessiva copertura vegetativa, affioramento di una diversa formazione (sabbie e argille Plio-Pleistoceniche, materiale di riporto, arenarie del Macigno).



**Figura 6.1** Pianta topografica del Versante Allori con la maglia di stratificazione per il campionamento RS e l'ubicazione delle riprese fotografiche.

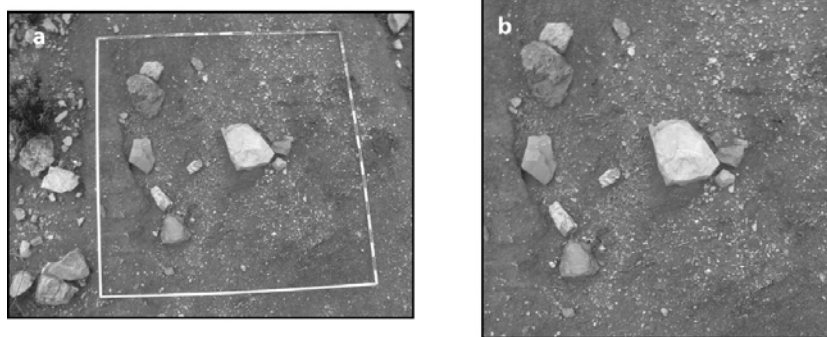


## 6.2 Rilievi fotografici

La campionatura delle aree di 4 m<sup>2</sup> è avvenuta mediante una campagna di riprese fotografiche effettuate con una camera reflex digitale Sony DSC-800 capace di una risoluzione di 8 megapixel. Tale risoluzione assicura una elevata definizione delle immagini ed allo stesso tempo un veloce trasferimento su un PC per la successiva elaborazione.

Per l'ubicazione dei punti di ripresa è stato utilizzato un computer palmare dotato di un programma GIS (Arcpad™, © ESRI) in cui sono state preventivamente caricate le carte topografiche georeferenziate del Versante Allori con la maglia di stratificazione. Il palamare è stato collegato ad un ricevitore GPS, consentendo la visualizzazione e la registrazione in tempo reale dell'esatta posizione sul versante rispetto alla maglia di stratificazione.

Al fine di delimitare l'SC sul terreno, e per la successiva ortorettifica delle immagini, un'intelaiatura di alluminio di forma quadrata delle dimensioni di 2 m x 2 m è stata posizionata direttamente sull'affioramento al centro del campo di ripresa. Le distorsioni dovute alle modalità di ripresa ed alla deformazione oculare della lente sono state successivamente corrette tramite ortorettifica digitale, quindi le immagini sono state ritagliate lungo l'intelaiatura di riferimento (Figura 6.2).



**Figura 6.2** Esempio di ripresa fotografica: a) ripresa originale, al centro dell'immagine è posizionata l'intelaiatura di riferimento; b) immagine ortorettificata e ritagliata secondo le dimensioni finali (2000 x 2000 pixel, 1 pixel/mm).

Le immagini ritagliate sono state dimensionate secondo una scala di 2000 x 2000 pixel, ottenendo così una risoluzione spaziale di 1 pixel/mm. ovvero è possibile distinguere elementi con una dimensione fisica fino ad 1 mm. Tale risoluzione risulta essere molto accurata per gli scopi del presente studio. Le operazioni di modifica digitale delle immagini sono state eseguite in modo semiautomatizzato mediante il programma Photoshop™ (© Adobe Inc.).

### 6.3 Analisi di immagine

Con Analisi Digitale d'Immagine (DIP - *Digital Image Processing*) si intende l'elaborazione e la modifica di immagini digitali effettuata tramite l'applicazione di specifici algoritmi.

Il DIP permette di effettuare una ampia gamma di modificazioni, nonché offre la possibilità di estrarre dalle immagini dei parametri numerici o fisici che variano a seconda delle esigenze e delle tecniche di elaborazione adottate.

Un'immagine digitale è infatti il risultato del campionamento del dominio spaziale bidimensionale attraverso la quantizzazione dei valori di luminosità e colore. Il campionamento produce un arrangiamento bidimensionale finito di valori uniformemente distribuiti sul campo visivo, mentre la quantizzazione restringe i valori campionati ad una quantità finita di numeri interi.

Di conseguenza un'immagine digitale monocromatica può essere descritta da una funzione bidimensionale dove  $x$  e  $y$  sono le coordinate spaziali di ogni pixel ed il valore  $f$  per ciascuna coppia  $(x, y)$  rappresenta l'intensità del pixel:

$$f(x, y) = \begin{pmatrix} f(0,0) & f(0,1) & \dots & f(0, N-1) \\ f(1,0) & f(1,1) & & f(1, N-1) \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ f(M-1, 0) & f(M-1, 1) & & f(M-1, N-1) \end{pmatrix} \quad (6.1)$$

L'immagine è quindi costituita da una matrice di pixel ciascuno dei quali assume un valore di intensità luminosa compreso tra 0 e 255, dove lo 0 rappresenta il nero puro, mentre il 255 il bianco puro. Di conseguenza la funzione immagine può assumere solo valori interi compresi tra  $0 \leq f(x, y) \leq 255$ .

L'istogramma che rappresenta la distribuzione dei valori di intensità luminosa assunti dai pixel dell'immagine è detto Istogramma Caratteristico.

L'obiettivo principale del processo di analisi di immagine è quello di isolare le superfici esposte dei clasti calcarei di tonalità chiara dallo sfondo grigio-scuro della matrice argillosa, per poi effettuare le misurazioni delle proprietà morfologiche di interesse.

### **6.3.1 Pre-filtraggio**

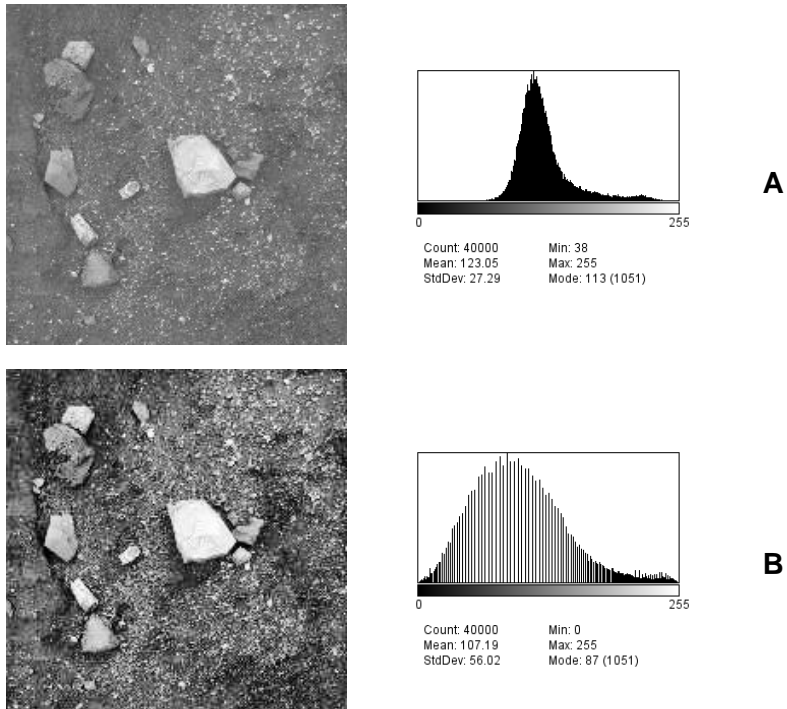
Lo scopo del pre-filtraggio è quello di intervenire sull'immagine al fine di evidenziarne alcune caratteristiche.

Le immagini degli affioramenti di CC da elaborare sono infatti caratterizzate da una predominante tonalità grigia; la differenza sostanziale tra la matrice argillosa ed i clasti calcarei è dovuta ad un forte contrasto di intensità.

Di conseguenza, è stato possibile convertire le riprese a colori in scala di grigio ad 8-bit, con notevole risparmio in termini di memoria e calcolo, senza tuttavia perdere le informazioni necessarie per le successive elaborazioni.

Al fine di aumentare il contrasto di intensità tra la matrice (scura) ed i clasti (chiari) è stato effettuato un pre-filtraggio mediante equalizzazione dell'istogramma. Questa operazione consiste in una rimappatura dei valori dei livelli di grigio attraverso l'uso di una funzione monotona non lineare che, a partire dall'istogramma originario, effettua una ridistribuzione dei livelli di grigio in modo che venga coperto l'intero intervallo disponibile (0-255) (Figura 6.3).

Le immagini così pre-filtrate sono più facilmente trattabili nel successivo processo di segmentazione.



**Figura 6.3** *Applicazione della equalizzazione dell'istogramma. A) Immagine ed istogramma originali, B) Immagine ed istogramma equalizzati.*

### 6.3.2 Segmentazione e post-filtraggio

La segmentazione è un processo di trasformazione digitale tramite il quale, data un'immagine di ingresso  $f(x, y)$ , viene prodotta una immagine di uscita  $g(x, y)$  in cui ai pixel di interesse (primo piano o *foreground*) viene assegnata intensità di grigio zero (nero), rendendoli così graficamente isolati dai restanti pixel (sfondo o *background*) ai quali è assegnata intensità uno (bianco). L'immagine segmentata è quindi caratterizzata da due soli valori di intensità (immagine binaria): 0 per il nero ed 1 per il bianco.

Uno dei metodi maggiormente usati per la segmentazione è la tecnica della Soglia (*Threshold*) (SAHOO *et al.*, 1988; GLASBEY, 1993; NIKHIL & SANKAR, 1993; COSTER & CHERMANT, 2001; GONZALEZ & WOOD, 2001).

La Soglia consiste nello studio delle variazioni dei livelli di grigio nell'istogramma caratteristico e nell'applicazione di un valore soglia  $T$  tale che a tutti i pixel con intensità minore viene assegnato il valore 1, mentre a quelli con intensità superiore il valore 0 (o viceversa):

$$g(x, y) = \begin{cases} 0 & f(x, y) \geq T \\ 1 & f(x, y) < T \end{cases} \quad (6.2)$$

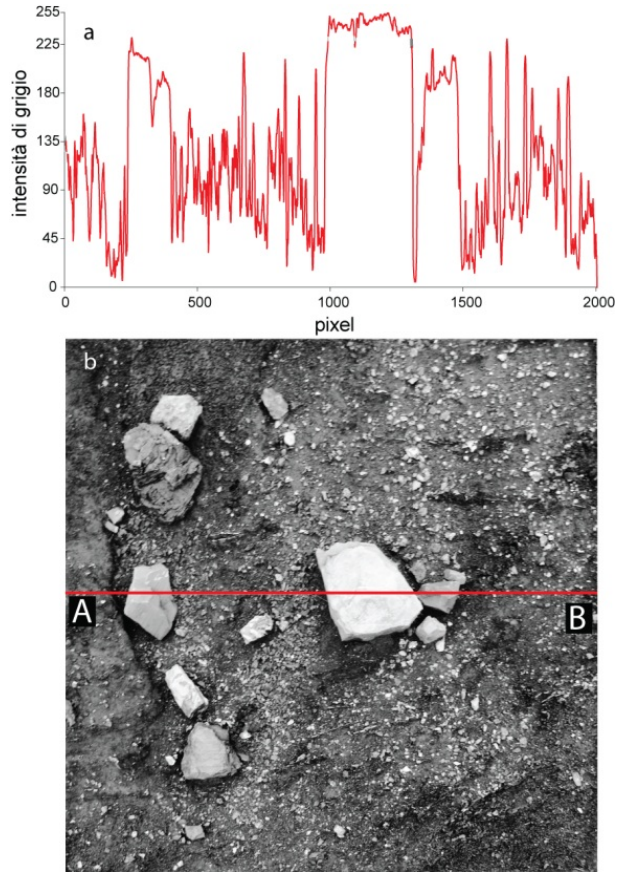
La Soglia è molto efficace per isolare elementi in primo piano con un intervallo di variazione dei livelli di grigio ben definito rispetto all'intervallo caratteristico dello sfondo.

La scelta del valore  $T$  può essere sia decisionale, effettuata da parte dell'operatore, sia automatizzata, attraverso l'uso di specifici algoritmi.

Nel metodo decisionale, o Soglia Semplice, il valore  $T$  è definito dall'operatore in base alla propria sensibilità percettiva, in seguito ad una analisi qualitativa dell'immagine e del rispettivo istogramma.

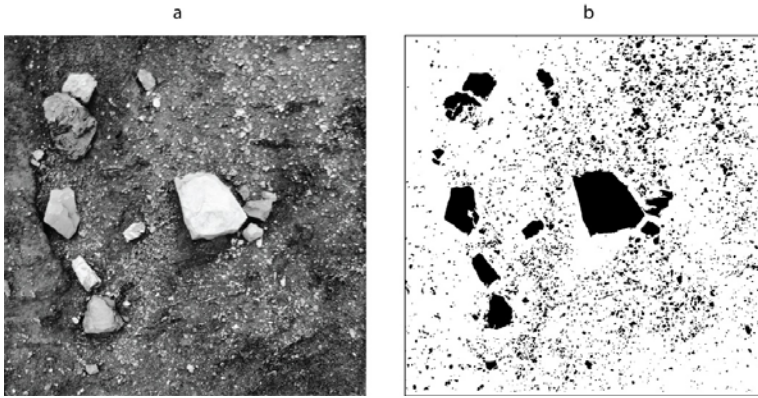
Quando gli elementi di interesse sono chiaramente distinti dallo sfondo, l'istogramma mostra infatti una marcata distribuzione bimodale ed il valore  $T$  è facilmente individuabile nel minimo tra i due picchi. Quando gli istogrammi, invece, non sono bimodali, un  $T$  appropriato può comunque essere definito in corrispondenza di alcune concavità o flessi di particolare rilevanza (ROSENFELD & DE LA TORRE, 1983).

Gli algoritmi di segmentazione, invece, operano una scelta del  $T$  attraverso l'ottimizzazione di specifici criteri funzionali: esistono numerosi algoritmi di segmentazione (IsoData, Otsu, Massima Entropia, Massimo e Minimo, etc...) ognuno dei quali risulta più o meno performante a seconda delle caratteristiche dell'immagine alla quale devono essere applicati.



**Figura 6.4** *Variazione dei livelli di intensità di grigio (a) lungo la linea di scansione A-B dell'immagine (b). L'elevato contrasto di intensità tra la matrice argillosa ed i clasti calcarei produce ripide e repentine variazioni di intensità.*

Per gli scopi del presente studio è stato scelto di adottare l'algoritmo a Massima Entropia (KAPUR *et al.*, 1985; SAHOO *et al.*, 1988), che è risultato particolarmente performante per le caratteristiche delle immagini da segmentare (Figura 6.4). In Figura 6.5 è infatti possibile osservare la brusca variazione di intensità dei livelli di grigio in corrispondenza dei contorni dei clasti calcarei, lungo la linea di scansione A-B



**Figura 6.5** Immagine di ingresso a toni di grigio (a) e relativa immagine binaria dopo la segmentazione tramite algoritmo a Massima Entropia (b). I clasti calcarei sono rappresentati dagli elementi costituiti da soli pixel neri, mentre la matrice argillosa è rappresentata dallo sfondo bianco.

L'algoritmo a Massima Entropia stabilisce il valore  $T$  ottimale come il livello di grigio che massimizza la somma delle entropie dei due intervalli  $A$  e  $B$  in cui viene ricorsivamente suddiviso l'istogramma caratteristico:

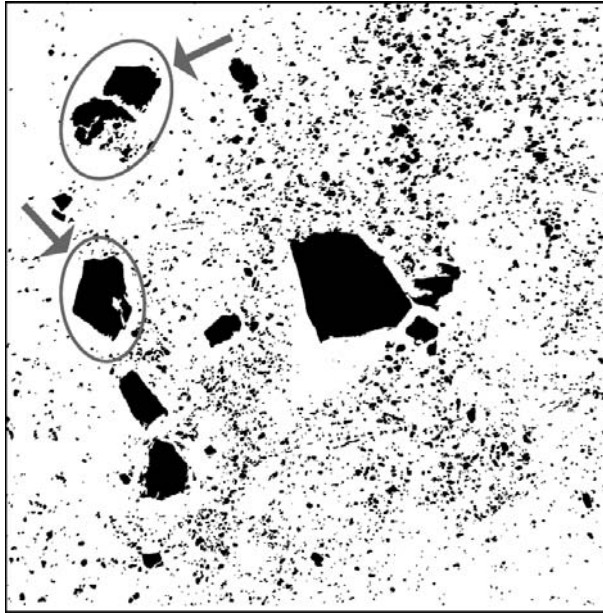
$$T = \underset{T \in [0,255]}{\text{ArgMax}} \{ H(A) + H(B) \} \quad (6.3)$$

Tale metodo risulta estremamente efficiente quando applicato ad immagini che mostrano oggetti distribuiti più o meno casualmente su di uno sfondo uniforme, caratteristica comune a tutte le riprese del CC. Un'analisi visiva preliminare delle fotografie ha infatti messo in evidenza come le immagini del CC siano caratterizzate da una predominante tonalità grigia e da un forte contrasto di intensità tra la tonalità scura della matrice argillosa e quella chiara dei clasti calcarei. L'istogramma caratteristico raramente mostra una marcata bimodalità, ma piuttosto un picco ben definito associato ad una coda verso i livelli ad intensità maggiori.

Le immagini binarie prodotte dall'algoritmo di segmentazione presentano, tuttavia, alcune imperfezioni. In particolare, alcuni dei clasti di dimensioni maggiori non risultano perfettamente segmentati ed al loro interno sono presenti dei pixel bianchi che appaiono come dei veri e propri "vuoti" (Figura 6.6). Sono

inoltre presenti numerosi pixel neri isolati, detti *dust*, che non hanno nessun significato fisico reale, ma sono il risultato della interferenza del rumore di fondo sul processo di segmentazione.

Per la rimozione di questi artefatti è necessario eseguire un processo di post-filtraggio seguito, quando necessario, anche da uno scontorno manuale.



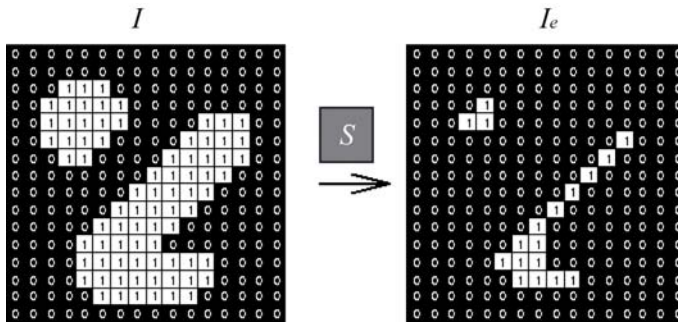
**Figura 6.6** Errori di segmentazione: in evidenza alcuni dei clasti che non sono stati propriamente segmentati.

Il post-filtraggio avviene attraverso l'applicazione di filtri di Morfologia Matematica (SERRA, 1982). Gli operatori morfologici si basano sulla teoria degli insiemi e sulla nozione di elemento strutturante. I due operatori morfologici elementari sono l'Erosione (-) e la Dilatazione (+). Data un'immagine digitale  $I$  ed un elemento strutturante  $S$ , l'erosione di  $I$  ad opera di  $S$  è definita come:

$$I - S = \{z \mid (S)_z \subseteq I\} \quad (6.4)$$



di conseguenza l'erosione di  $I$  ad opera di  $S$  è l'insieme di tutti i pixel  $z$  tali che  $S$ , traslato di  $z$ , è contenuto in  $I$  (Figura 6.7). La Dilatazione è invece l'operazione opposta all'Erosione.



**Figura 6.7** L'immagine binaria  $I_e$  è prodotta dall'erosione di  $I$  operata dall'elemento strutturante  $S$ , con dimensioni  $3 \times 3$  pixel.

L'eliminazione dei pixel di dust avviene tramite l'applicazione dell'operatore morfologico di Apertura, che viene definito come una erosione seguita da una dilatazione:

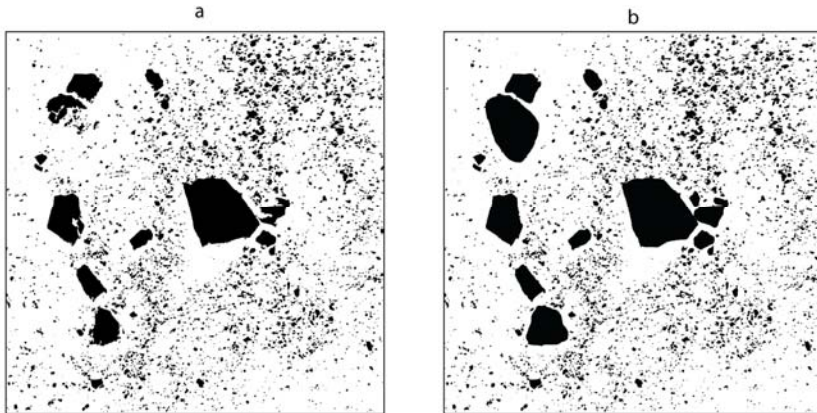
$$I \circ S = (I - S) + S \quad (6.5)$$

Per l'eliminazione dei vuoti interni agli elementi è invece necessario ricorrere a combinazioni di operatori morfologici molto più complesse dette di Riempimento di Regioni (*Region Filling*) o Dilatazione Condizionale (*Conditional Dilation*).

Talvolta, tuttavia, quando un clasto non viene segmentato per buona parte della sua estensione, è necessario ricorrere ad una segmentazione manuale dell'oggetto attraverso uno scontorno grafico. Questo problema si verifica solo saltuariamente per i clasti di dimensioni maggiori, dove le intensità dei livelli di grigio sulla superficie esposta del clasto possono variare notevolmente.

In Figura 6.8 è mostrato il risultato del processo di post-filtraggio.

Le operazioni di Segmentazione e post-filtraggio sono state eseguite mediante il programma a licenza gratuita ImageJ.



**Figura 6.8** Immagine binaria dopo l'applicazione dell'algoritmo di segmentazione (a) ed immagine segmentata dopo il post-filtraggio (b).

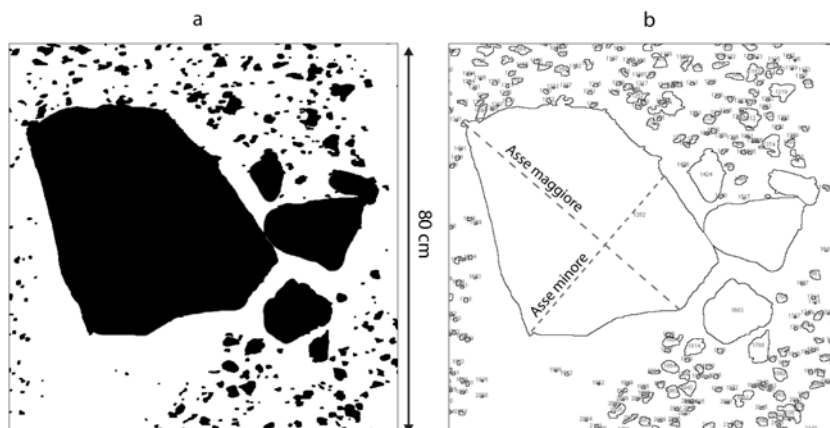
## 6.4 Caratteristiche morfologiche dei blocchi

Al fine di indagare le proprietà morfologiche elementari dei blocchi, nonchè per analizzare la distribuzione delle massime dimensioni lineari osservabili dei blocchi ( $d_{\text{mod}}$ ) secondo l'approccio frattale proposto da MEDLEY (1994, 2002), alle immagini segmentate è stato applicato un algoritmo di riconoscimento e misurazione oggetti.

Questo specifico algoritmo, integrato nel programma ImageJ, scansiona l'intera immagine binaria riconoscendo e scontornando i contorni degli elementi in primo piano, creando così delle Regioni di Interesse (ROI – *Region of Interest*), numerate in progressione (Figura 6.9), ciascuna delle quali individua la superficie visibile di ogni clasto calcareo.

Una volta calibrata l'immagine secondo le unità di misura appropriate, in questo caso pari ad 1 pixel/mm, per ciascuna ROI sono state misurate gli assi maggiori e minori. L'asse maggiore, meglio nota come diametro di Feret, è definita come la massima distanza interna alla ROI misurata in linea retta tra due punti del contorno. L'asse minore è invece definita come la massima distanza interna alla ROI, misurata in linea retta tra due punti del contorno, che sia normale all'asse maggiore (Figura 6.9).

E' stato possibile raccogliere un gran numero di dati; ogni immagine, infatti, conta circa 4000 ROI che rappresentano altrettanti clasti.



**Figura 6.9** Particolare di una immagine segmentata con gli elementi neri in primo piano (a) e relative ROI (b).

#### 6.4.1 Distribuzione massime dimensioni osservabili

Gli assi maggiori misurati per ciascuna ROI, rappresentano la massima dimensione lineare osservabile ( $d_{\text{mod}}$ ) di ciascun clasto, così come definita da MEDLEY (1994). Il  $d_{\text{mod}}$  varia a seconda dell'orientazione degli elementi lapidei rispetto alla superficie di esposizione e raramente coincide con il reale asse maggiore in 3D. I potenziali errori aumentano con l'aumentare dell'anisotropia dei clasti, ovvero con la diminuzione del rapporto di forma. L'approccio di studio basato sul  $d_{\text{mod}}$ , è stato dimostrato essere pratico ed affidabile per lo studio della distribuzione delle dimensioni dei blocchi nelle bimrock, anche se le loro reali dimensioni sono inevitabilmente sottostimate (HANEBERG, 2004).

Prima di procedere all'analisi della distribuzione dei  $d_{\text{mod}}$  è necessario stabilire la soglia dimensionale blocchi-matrice, al di sotto della quale i clasti calcarei vengono considerati come facenti parte della matrice stessa (Capitolo 2). Per gli scopi della presente analisi è stata utilizzata la soglia di 1 cm, definita in precedenza per le prove BimTest (Capitolo 5). I clasti calcarei con  $d_{\text{mod}} < 1$  sono

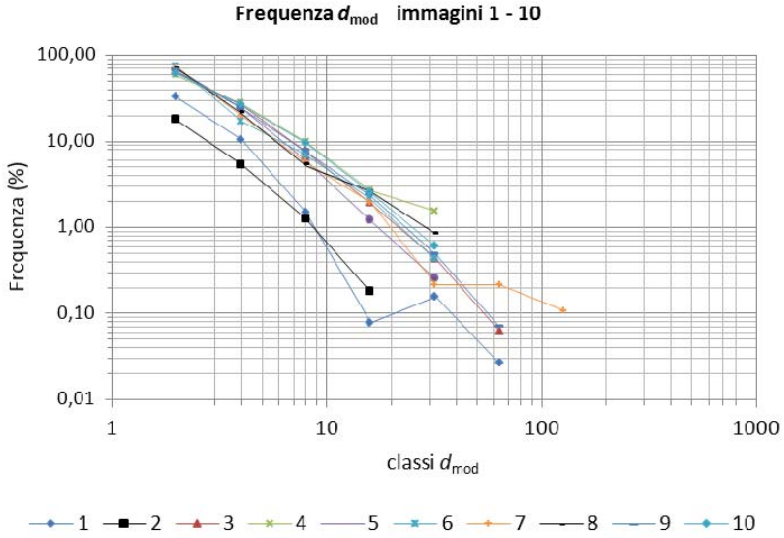
quindi considerati come parte della matrice, mentre con il termine *blocchi* verrà fatto riferimento ai soli clasti con  $d_{\text{mod}} > 1$  cm.

La distribuzione di frequenza dei  $d_{\text{mod}}$  è stata analizzata utilizzando la procedura suggerita da Medley, che consiste nello scegliere una classe “nodale” pari al 5% della radice quadrata del supporto di campionatura ( $0.05\sqrt{A}$ ), dove  $A = 4 \text{ m}^2$ , ovvero pari a 8 cm per il presente SC (MEDLEY, 1994, 2001; MEDLEY & LINDQUIST, 1995). Le altre classi dimensionali raddoppiando e dimezzando la classe nodale (Tabella 6.1).

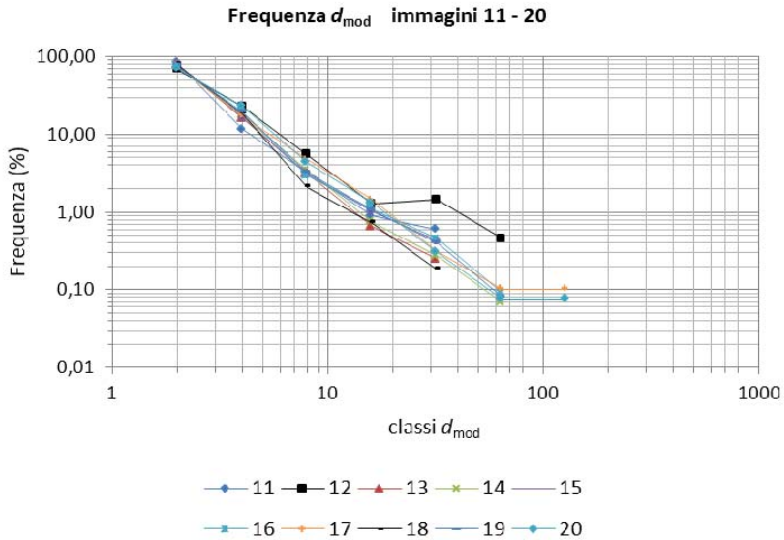
Gli istogrammi di frequenza dei  $d_{\text{mod}}$ , in scala bilogaritmica, sono mostrati in Figura 6.10– Figura 6.13.

**Tabella 6.1** *Classi dimensionali per l’analisi di frequenza dei  $d_{\text{mod}}$ .*

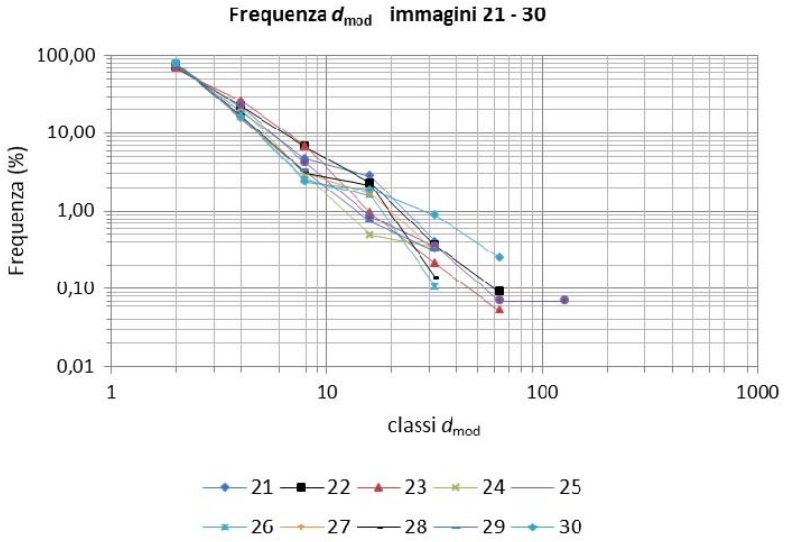
<b>Classi</b>	<b>Intervallo dimensionale</b>
a	$1 \text{ cm} \leq d_{\text{mod}} \leq 2 \text{ cm}$
b	$2 \text{ cm} < d_{\text{mod}} \leq 4 \text{ cm}$
c	$4 \text{ cm} < d_{\text{mod}} \leq 8 \text{ cm}$
d	$8 \text{ cm} < d_{\text{mod}} \leq 16 \text{ cm}$
e	$16 \text{ cm} < d_{\text{mod}} \leq 32 \text{ cm}$
f	$32 \text{ cm} < d_{\text{mod}} \leq 64 \text{ cm}$
g	$64 \text{ cm} < d_{\text{mod}} \leq 128 \text{ cm}$



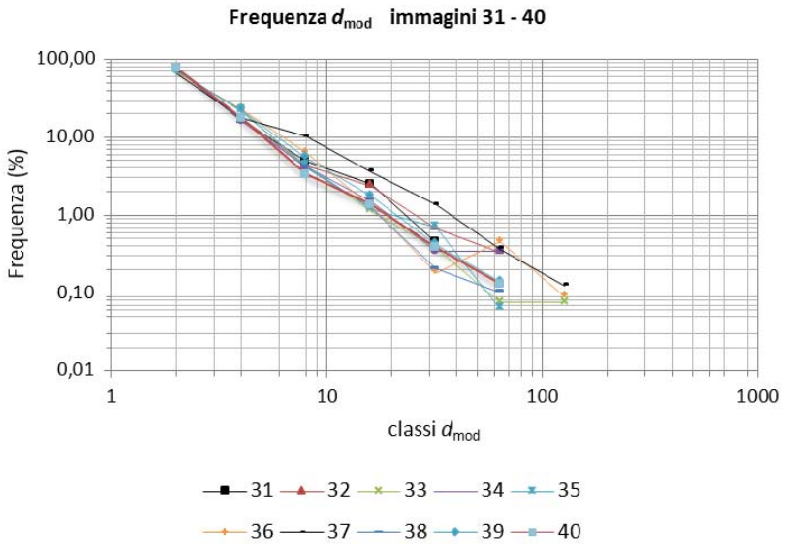
**Figura 6.10** Istogramam di frequenza bilogaritmico delle classi  $d_{mod}$  relativo alle immagini 1-10.



**Figura 6.11** Istogramam di frequenza bilogaritmico delle classi  $d_{mod}$  relativo alle immagini 11-20.



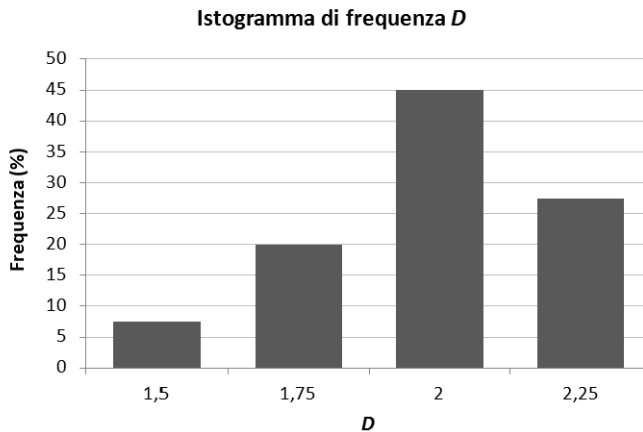
**Figura 6.12** Istogramam di frequenza bilogaritmico delle classi  $d_{mod}$  relativo alle immagini 21-30.



**Figura 6.13** Istogramam di frequenza bilogaritmico delle classi  $d_{mod}$  relativo alle immagini 31-40.

La distribuzione di frequenza delle classi  $d_{\text{mod}}$ , alla scala di analisi di  $4 \text{ m}^2$ , ha messo in evidenza i seguenti aspetti:

- può essere descritta con una legge di potenza negativa, caratterizzata una dimensione frattale bidimensionale  $D$  compresa tra 1.5 e 2.25 (Figura 6.14);
- non mostra il caratteristico picco osservato per il Franciscan Mélange. Questo fattore è attribuibile, secondo lo stesso Medley (comunicazione personale dicembre 2009), alla maggiore risoluzione del metodo di analisi di immagine utilizzato nel presente studio rispetto a quello utilizzato negli studi sul Franciscan, che portava ad una sottocampionatura dei blocchi più piccoli con dimensioni prossime alla soglia blocchi-matrice;
- non varia sostanzialmente tra le immagini analizzate, in accordo con l'ipotesi di autosomiglianza.



**Figura 6.14** Istogramma della distribuzione delle dimensioni frattali  $D$ .

Il metodo di analisi dimensionale basato sul  $d_{\text{mod}}$ , per quanto pratico e di facile utilizzo, ha comunque confermato alcuni limiti intrinseci:

- esso trascura l'informazione legata alla distribuzione spaziale dei blocchi;
- risulta influenzato dalla anisotropia dei blocchi e dalla loro esposizione sul piano dell'immagine. E' stato calcolato che il  $d_{\text{mod}}$  arriva a sottostimare fino al 35% la reale dimensione dei blocchi (HANEBERG, 2004);
- le curve di distribuzione dei  $d_{\text{mod}}$ , non sono confrontabili con le curve granulometriche standard di percentuale in peso di passante/trattenuto ottenute tramite vagliatura fisica del materiale.

#### **6.4.2 Rapporto di forma**

Il rapporto di forma bidimensionale dei blocchi, definito come il rapporto tra l'asse minore e l'asse maggiore di ciascuna ROI, descrive la forma dei blocchi come essa appare sul piano dell'immagine.

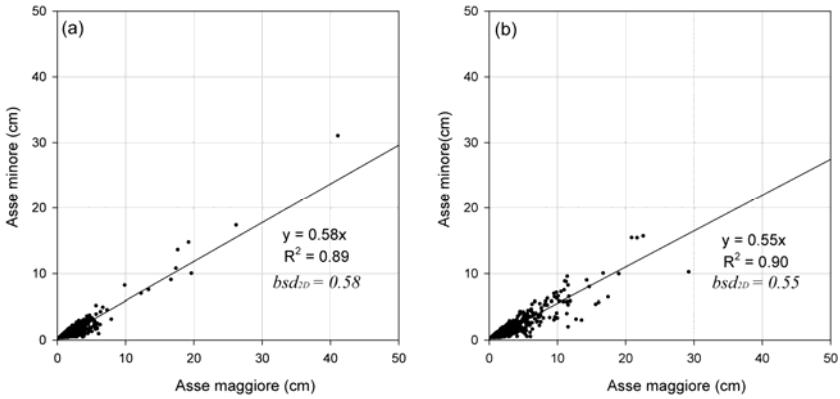
I diagrammi di correlazione tra gli assi maggiori e minori mostrano sempre una certa anisotropia della forma dei blocchi ed una buona correlazione tra i due assi, con un leggero aumento della dispersione all'aumentare della dimensione media.

Poichè per ogni immagine i blocchi mantengono un rapporto di forma costante, è possibile definire un rapporto di forma medio ( $bsr_{2D}$  – *block shape ratio 2D*) come la pendenza della retta di regressione asse maggiore – asse minore (Figura 6.15).

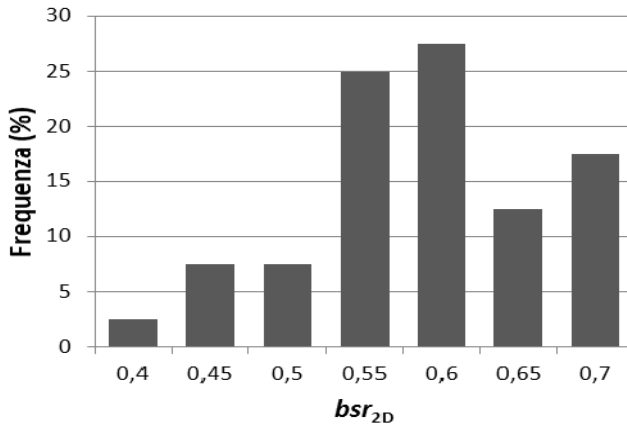
Il  $bsr_{2D}$  è risultato estremamente stabile, con un valore medio compreso tra 0.4 a 0.7 ed un valore modale ben marcato di 0.6 (Figura 6.16).

E' importante ricordare come il  $bsr_{2D}$  corrisponderebbe al reale rapporto di forma tridimensionale solo nel caso di sfere perfette. Per un sistema di elementi casualmente orientati con differente forma e dimensione, gli errori legati al  $bsr_{2D}$  aumentano con l'aumentare dell'anisotropia.





**Figura 6.15** Diagrammi di correlazione tra assi maggiori e minori visibili dei blocchi relativi a due delle immagini elaborate.



**Figura 6.16** Istogramma di frequenza del rapporto di forma ( $bsr_{2D}$ ).

## 6.5 Analisi geostatistica

Al fine di caratterizzare la variabilità spaziale dei blocchi ed ottenere informazioni quantitative circa la loro distribuzione spaziale ed anisotropia, è stato introdotto nel presente studio un approccio di analisi geostatistica attraverso l'analisi dei variogrammi della variabile indicatrice. L'applicazione di tali tecniche geostatistiche per la caratterizzazione quantitativa della variabilità

spaziale delle proprietà granulometriche di rocce ornamentali ha fornito risultati significativi, confermandone l'applicabilità in un contesto di studio come quello delle bimrock (BRUNO *et al.*, 2005; BRUNO & FOCACCIA, 2009).

In una formazione come il CC, a causa del netto contrasto di competenza tra i clasti calcarei e la matrice argillosa ( $\tan\phi_{\text{blocchi}}/\tan\phi_{\text{matrice}} \geq 2$ ), l'analisi dell'ammasso può essere effettuata trascurando le disomogeneità meccaniche interne della matrice e fra i blocchi, attraverso l'utilizzo di una variabile indicatrice della presenza o meno di un clasto calcareo.

Le immagini binarie ottenute tramite la segmentazione delle riprese fotografiche identificano pixel per pixel il valore della variabile indicatrice  $i(x, y)$ , che assume solo i due valori interi di 0 (nero) e 1 (bianco). Tale variabile è una Variabile Regionalizzata che, secondo l'approccio geostatistico, è interpretata come la realizzazione di una Funzione Aleatoria  $I(x, y)$ .

### 6.5.1 Richiami di geostatistica

La Geostatistica studia i fenomeni naturali che si sviluppano su base spaziale a partire dalle informazioni derivanti da un loro campionamento, ovvero studia la variabilità spaziale dei parametri che descrivono i fenomeni campionati estraendone le regole in un quadro modellistico di riferimento (JOURNAL & HUIJBREGTS, 1978; MATHERON, 1973; CHILÈS & DELFINER, 1999).

Data la caratteristica  $z$ , che in ogni punto dello spazio assume un determinato valore  $z(x)$ , la funzione matematica  $z(x)$  è detta Variabile Regionalizzata (ReV), che può essere considerata come una particolare realizzazione della Funzione Aleatoria (FA)  $Z(x)$ .

Si definisce *campo* ( $S$ ) il dominio nel quale la variabile  $z$  è suscettibile di assumere determinati valori e all'interno del quale se ne studia la variabilità, mentre il *supporto* costituisce l'entità geometrica sulla quale la variabile  $z$  è definita o misurata. Il supporto è caratterizzato da dimensioni e forma; quando le dimensioni sono molto piccole (rispetto alla scala del lavoro) il supporto può considerarsi puntuale.

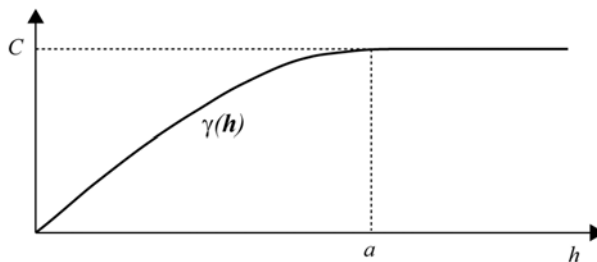
Una FA gode della proprietà di stazionarietà strictu senso (FASt) quando, comunque siano fissati un numero intero  $k > 0$  ed un insieme di  $k$  punti in  $S$  aventi posizione:  $\{x_1, x_2, \dots, x_k\}$ , i due vettori aleatori:  $\{Z(x_1), Z(x_2), \dots, Z(x_k)\}$  e  $\{Z(x_1 + \mathbf{h}), Z(x_2 + \mathbf{h}), \dots, Z(x_k + \mathbf{h})\}$ , con  $\mathbf{h}$  vettore qualsiasi, hanno la stessa legge, cioè condividono la stessa funzione di distribuzione  $k$ -variabile. La stazionarietà del II ordine (FASt II) si ha quando i due primi momenti della FA sono indipendenti dal punto di appoggio  $x$ .

Il variogramma è la funzione più comune della Geostatistica, usata nelle applicazioni principalmente per caratterizzare la variabilità spaziale di un fenomeno regionalizzato, esso è definito come la semivarianza degli accrescimenti tra due coppie di valori separati da un determinato passo  $\mathbf{h}$ . Il variogramma sperimentale  $\gamma^*(\mathbf{h})$  di una FASt è dato dalla seguente relazione:

$$\gamma^*(\mathbf{h}) = \frac{\sum_{i=1}^{N_h} [z(x_i + \mathbf{h}) - z(x_i)]^2}{2N(\mathbf{h})} \quad (6.6)$$

dove  $N(\mathbf{h})$  è il numero di coppie di valori misurati separate dal passo  $\mathbf{h}$ , mentre  $z(x_i)$  e  $z(x_i + \mathbf{h})$  rappresentano i valori della variabile regionalizzata nelle posizioni  $x_i$  e  $x_i + \mathbf{h}$  ( $i = 1, \dots, n$ ).

I variogrammi sperimentali di una FASt possono essere modellati attraverso funzioni continue, caratterizzate da due parametri significativi: la soglia ( $C$ ) e la portata ( $a$ ). Il primo parametro esprime la variabilità totale del sistema, mentre il secondo la distanza massima per cui esiste ancora una correlazione, per  $h > a$  le due variabili sono indipendenti:  $Z(x) \perp Z(x+h)$  (Figura 6.17).



**Figura 6.17** Esempio di funzione variogramma  $\gamma(\mathbf{h})$ .  $C$ : soglia,  $a$ : portata.

Alcune fondamentali proprietà del variogramma di una FAS<sub>t</sub> sono:

- è una funzione che assume sempre valori positivi, trattandosi di una varianza:  $\gamma(\mathbf{h}) > 0$ ;
- per  $h = 0$  si ha sempre  $\gamma(0) = 0$ ;
- è una funzione pari:  $\gamma(\mathbf{h}) = \gamma(-\mathbf{h})$ ;
- è necessariamente limitata dalla varianza a priori  $C(0)$ .
- data la covarianza spaziale  $C(\mathbf{h})$ , si ha che  $\gamma(\mathbf{h}) = C(0) - C(\mathbf{h})$ ;

Il calcolo, la modellizzazione e l'interpretazione dei variogrammi sperimentali costituiscono una fase fondamentale dell'analisi geostatistica. Per esempio, nel caso di un variogramma rappresentato da più strutture annidate e modellizzato con la somma di modelli elementari, ciascuna struttura elementare rappresenta una variabilità spaziale tipica. Esistono varie tipologie di modelli elementari: pepitico (descrive l'assenza di correlazione spaziale), sferico, esponenziale, gaussiano, periodico. I modelli elementari vengono anche chiamati strutture spaziali, perchè ognuna rappresenta una scala spaziale paragonabile al proprio range. I variogrammi risultanti dalla somma di più modelli elementari sono detti vario grammi a struttura annidata. E' chiaro che, nel corso di una indagine, le strutture che possono essere evidenziate sono quelle che si esprimono alle scale del lavoro.

E' molto importante, nella modellizzazione, identificare il comportamento all'origine ed all'infinito del variogramma. Il comportamento all'origine può evidenziare microstrutture o in generale una variabilità non strutturata spazialmente (effetto pepita), mentre il comportamento all'infinito tende al valore costante della varianza a priori  $C(0)$ . L'assenza di una soglia viceversa è indice della non stazionarietà della FA.

Un insieme aleatorio  $A$  può essere caratterizzato da una *funzione aleatoria indicatrice*, che, nel caso sia una FAS<sub>t</sub>, è caratterizzata dalle seguenti relazioni:

$$I(x, y) = \begin{cases} 1 & \text{se } x \in A \\ 0 & \text{se } x \notin A \end{cases} \quad (6.7)$$

$$\begin{aligned}
 m_I &= E\{I(x)\} = 1 \times \text{Pr ob}\{I(x)=1\} + 0 \times \text{Pr ob}\{I(x)=0\} = \\
 &= \text{Pr ob}\{I(x)=1\} = p
 \end{aligned} \quad (6.8)$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_I^2 &= E\{[I(x)]^2\} - m_I^2 = \\
 &= (1^2 \times \text{Pr ob}\{I(x)=1\} + 0^2 \times \text{Pr ob}\{I(x)=0\}) - p^2 = \\
 &= p - p^2 = p(1-p)
 \end{aligned} \quad (6.9)$$

dove  $p$ : proporzione di  $A$ ,  $E$ : valore atteso,  $m_I$ : media,  $\sigma^2$ : varianza.

La varianza di una indicatrice è quindi limitata:  $\sigma^2 \leq 0.25$ , per una proporzione  $p = 0.5$ .

L'insieme  $A$  è costituito da qualunque condizione valida, come ad esempio  $x \in D$ , dove  $D$  può essere, come nel caso del presente studio, una determinata litologia.

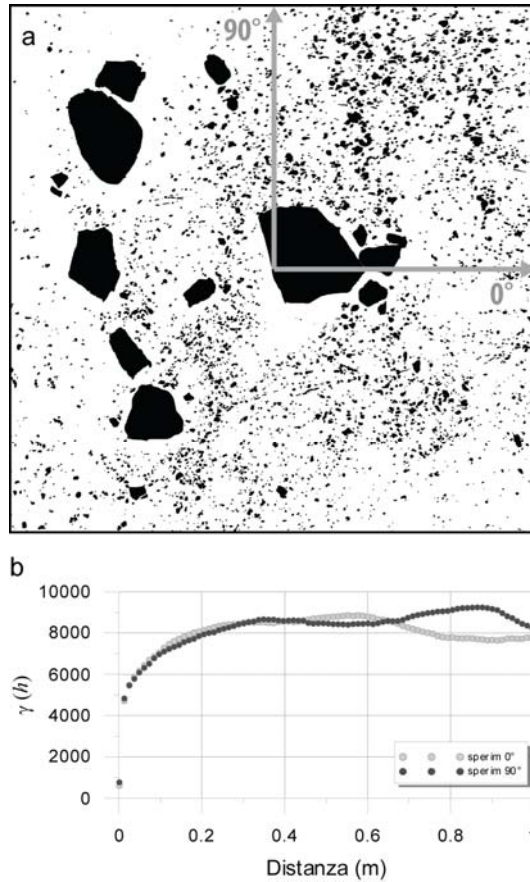
Il variogramma di una  $I(x)$  stazionaria è limitato ed è dato da:

$$\gamma_{1_A}(\mathbf{h}) = \gamma_{1_{A^c}}(\mathbf{h}) = \text{Prob}\{x \in A, x + \mathbf{h} \notin A\} \leq C(0) \leq 0.25 \quad (6.10)$$

## 6.5.2 Calcolo variogrammi sperimentali

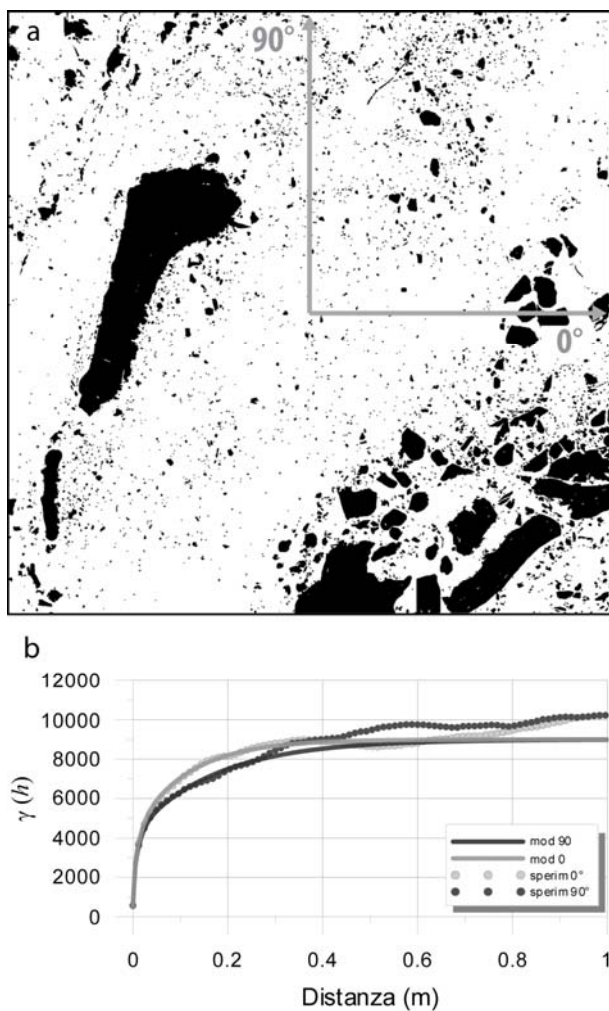
Al fine di investigare la variabilità spaziale della variabile indicatrice, per ciascuna delle immagini binarie sono stati calcolati i variogrammi sperimentali  $\gamma^*(\mathbf{h})$  lungo le direzioni di  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , assumendo passi  $\mathbf{h}$  con modulo variabile da 0.005 m ad 1 m (Figura 6.18).

I variogrammi sperimentali sono stati modellizzati attraverso una macro Visual Basic in ambiente Microsoft<sup>TM</sup> Office<sup>®</sup> (Appendice 3). I modelli considerano la variabilità spaziale in tutte le direzioni nei  $360^\circ$  dello spazio bidimensionale dell'immagine e mostrano la possibile presenza di anisotropia geometrica, espressa come un cambiamento di variabilità lungo le diverse direzioni. In presenza di anisotropia geometrica, infatti, il variogramma assume differenti valori di portata ( $a$ ) per diverse direzioni, mantenendo una soglia ( $C$ ) costante.

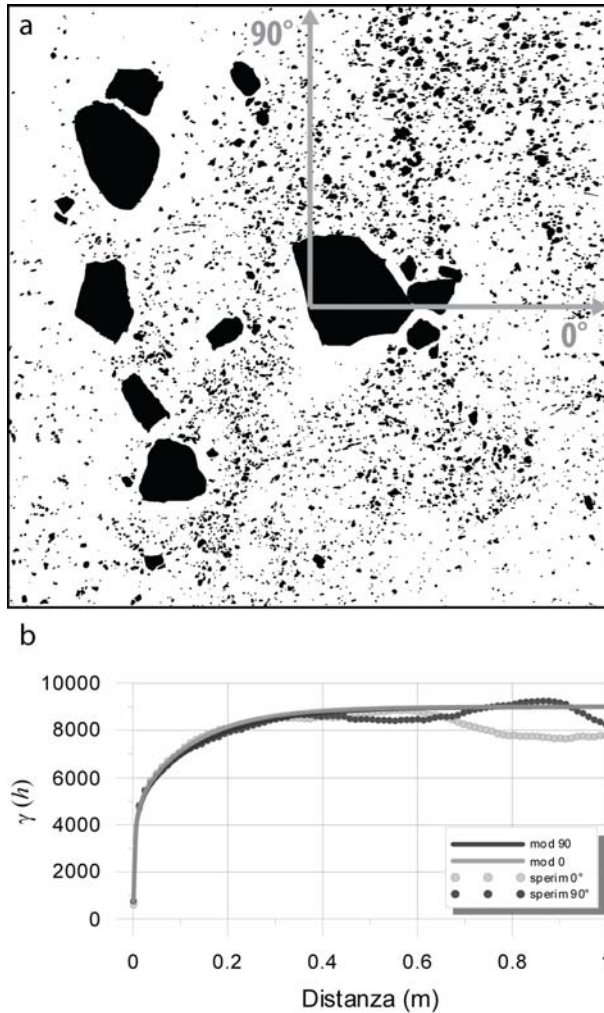


**Figura 6.18** Variogrammi sperimentali (b) della variabile indicatrice blocchi (a) calcolati lungo le direzioni  $0^\circ$  e  $90^\circ$  dell'immagine.

Un esempio ne è il confronto tra le Figura 6.19 e Figura 6.20: il variogramma modello relativo alla Figura 6.19 mostra una marcata anisotropia geometrica, mentre una sostanziale isotropia può essere osservata per quello di Figura 6.20 dove è possibile notare una sostanziale omogeneità nella forma e nella distribuzione spaziale degli elementi neri in primo piano. Invece, in Figura 6.19, il variogramma a  $90^\circ$  mostra una minor variabilità di quello a  $0^\circ$ , e gli elementi neri mostrano un marcato allungamento lungo le direzioni di  $45^\circ \div 70^\circ$ .



**Figura 6.19** Variogrammi sperimentali e relativi modelli (b) della variabile indicatrice blocchi (a) calcolati lungo le direzioni 0° e 90° dell'immagine.



**Figura 6.20** Variogrammi sperimentali e relativi modelli (b) della variabile indicatrice blocchi (a) calcolati lungo le direzioni  $0^\circ$  e  $90^\circ$  dell'immagine.

### 6.5.3 Modelli elementari

I variogrammi modello sono stati descritti con strutture annidate, ovvero attraverso la somma di modelli elementari ciascuno dei quali rappresenta una tipica variabilità spaziale ed è stato identificato dal tipo di funzione (sferico, esponenziale, etc...), nonché dai parametri di soglia ( $C$ ) e portata ( $a$ ).



I variogrammi delle immagini investigate hanno in comune tre strutture elementari, con portata costante e soglia variabile (Figura 6.21):

- modello sferico per variabilità a piccola scala, sempre isotropo, con una portata costante di 8 mm;
- I modello esponenziale per variabilità a media scala, sempre isotropo, con una portata pratica compresa tra 11 mm e 15 mm;
- II modello esponenziale per variabilità a grande scala, con una portata pratica compresa tra 30 mm e 300 mm. Questo modello può presentare anisotropia geometrica.

Quasi tutti i variogrammi, inoltre, presentano una certa periodicità che è stata descritta con un modello elementare periodico, quando particolarmente rilevante (Figura 6.21).

I modelli elementari sferico, esponenziale e periodico sono descritti dalle Eq. (6.11), Eq. (6.12) e Eq.(6.13):

*Modello sferico*

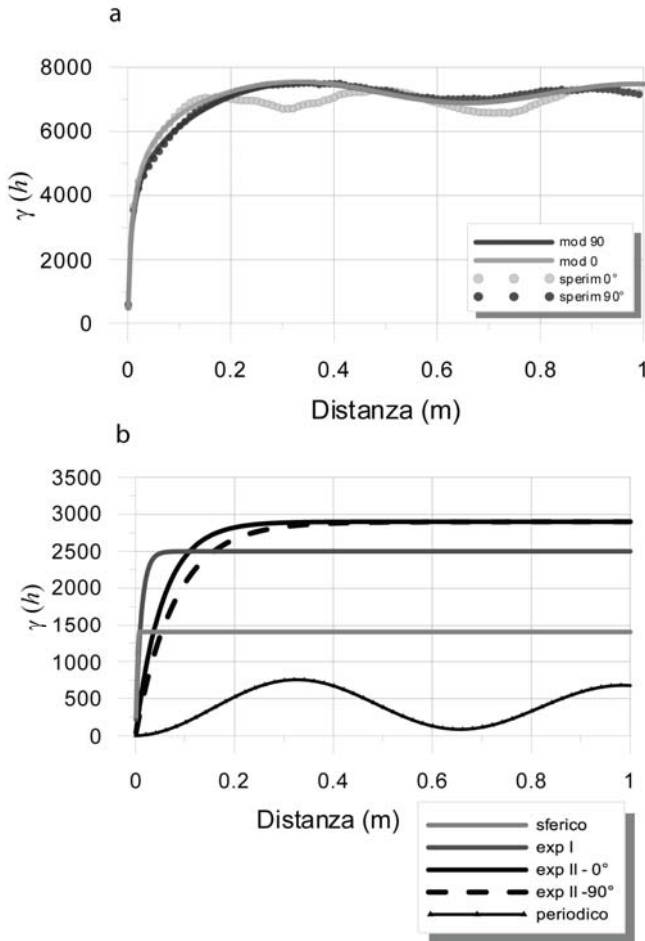
$$\gamma(\mathbf{h}) = \begin{cases} C \left[ 1.5 \cdot r/a - 0.5 \cdot r^3/a^3 \right], & r = h \leq a \\ C, & r = h \geq a \end{cases} \quad (6.11)$$

dove  $a$ : portata,  $C$ : soglia. Il comportamento nell'origine è lineare con una pendenza pari a  $1.5(C/a)$ .

*Modello esponenziale*

$$\gamma(\mathbf{h}) = C [1 - \exp^{-r/a}], \quad r = h \geq 0 \quad (6.12)$$

dove  $a$ : portata (pratica),  $C$ : soglia. La soglia è raggiunta asintoticamente, per una distanza  $h = \infty$  il modello sarebbe pertanto a portata infinita. Per una distanza  $r = a$ , il variogramma esponenziale raggiunge il 63% della soglia. Per avere una misura della distanza oltre la quale la correlazione è trascurabile, ed anche per confronto con altri modelli, si può considerare una distanza pari a tre volte la portata pratica alla quale viene raggiunto il 95% della soglia:  $1 - \exp^{-3} = 0.95$ .



**Figura 6.21** Variogramma modello anisotropo a struttura annidata (a) e relativi modelli elementari (b).

*Modello periodico*

$$\gamma(\mathbf{h}) = \xi \left[ 1 - \cos\left(\frac{2\pi}{T} \cdot r\right) \right], \quad \xi \geq 0; \quad r = h \geq 0 \quad (6.13)$$

dove  $T$ : periodo,  $\xi$ : limite superiore. Il variogramma non si stabilizza su un valore di soglia, nemmeno all'infinito, quindi non ammette soglia e la correlazione spaziale non si estingue mai. Nello stesso tempo non cresce indefinitamente, ma è limitato ed il limite superiore vale  $\xi$ . Tale valore rappresenta, al solito, la varianza della FAST.

### 6.5.4 Significato dei parametri geostatistici

Le proprietà dei modelli elementari della  $I(x, y)$  sono direttamente correlabili con le principali proprietà morfologiche dei clasti calcarei.

Data la condizione iniziale:

$$I(x, y) = 0; (x, y) \in D$$

$$I(x, y) = 1; (x, y) \notin D$$

dove il dominio  $D$  rappresenta la litologia calcarea. Ne consegue che, per ciascun modello elementare:

- la portata  $a$  fa riferimento alle dimensioni medie caratteristiche dei clasti;
- la soglia  $C$  è legata alla percentuale di litologia calcarea presente, essendo pari alla varianza dell'indicatrice:  $\sigma_I^2 = p(1-p)$ ;
- l'anisotropia è correlabile con una forma dei clasti anisotropa equiorientata;
- la periodicità  $T$  è legata alla distanza media caratteristica tra i clasti.

Per illustrare tali caratteristiche sono state create quattro immagini binarie (Figura 6.22 – Figura 6.25), con elementi neri in primo piano caratterizzati da geometrie semplici.

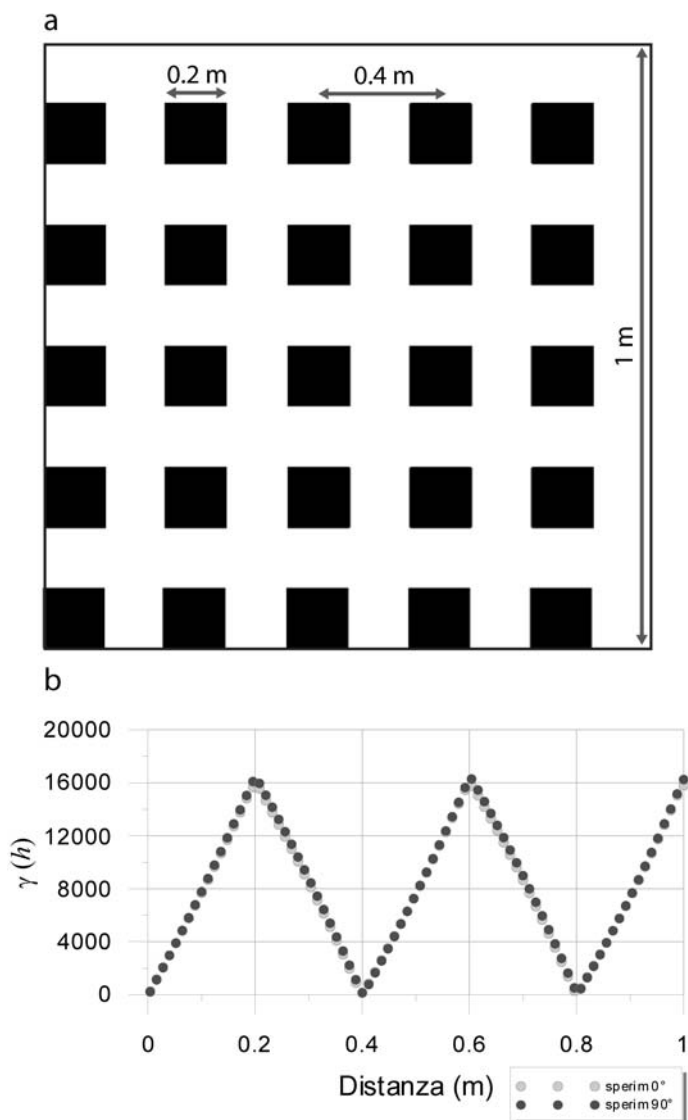
Nelle quattro immagini campione, calibrate con lato di 1 m, gli elementi assumono dimensioni  $l$  diverse e sono stati distribuiti con distanze  $d$  variabili tra i baricentri. In Tabella 6.2 sono riportate le caratteristiche principali dei quattro casi sintetici.

- A.** i due variogrammi sperimentali non presentano anisotropia, la portata di 0.2 m è pari alla  $l$  ed il periodo di 0.4 m alla  $d$  (Figura 6.22);
- B.** la portata si attesta sempre intorno agli 0.2 m, che continua a rappresentare la dimensione media degli elementi; il periodo è costante pari a 0.4 m ( $d$ ). (Figura 6.23);
- C.** la portata è pari a 0.2 m ( $l$ ), e il periodo è pari alla distanza media fra i clasti ( $m_d$ ). (Figura 6.24);

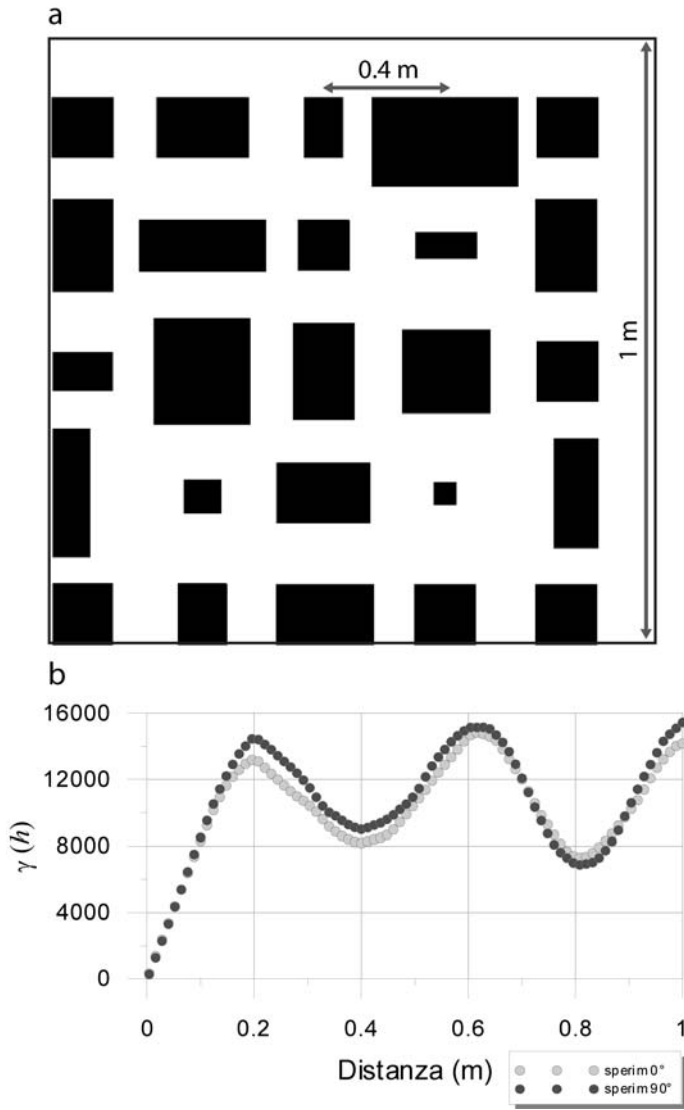
**D.** i variogrammi perdono la periodicità e mostrano anisotropia. Le portate assumono valori di circa  $a_0 = 0.4$  e  $a_{90} = 0.6$  m, pari alla dimensione media degli elementi neri nelle due direzioni principali (Figura 6.25).

**Tabella 6.2** *Tabella Y. Proprietà degli elementi in primo piano nelle quattro immagini campione.*

<i>Immagine</i>	<i>l (m)</i>	<i>d (m)</i>
<i>A</i>	<i>0.2</i>	<i>0.4</i>
<i>B</i>	<i>variabile</i>	<i>0.4</i>
<i>C</i>	<i>0.2</i>	<i>variabile</i>
<i>D</i>	<i>variabile</i>	<i>variabile</i>



**Figura 6.22** Immagine campione A (a) e relativi variogrammi sperimentali (b).



**Figura 6.23** Immagine campione B (a) e relativi variogrammi sperimentali (b).

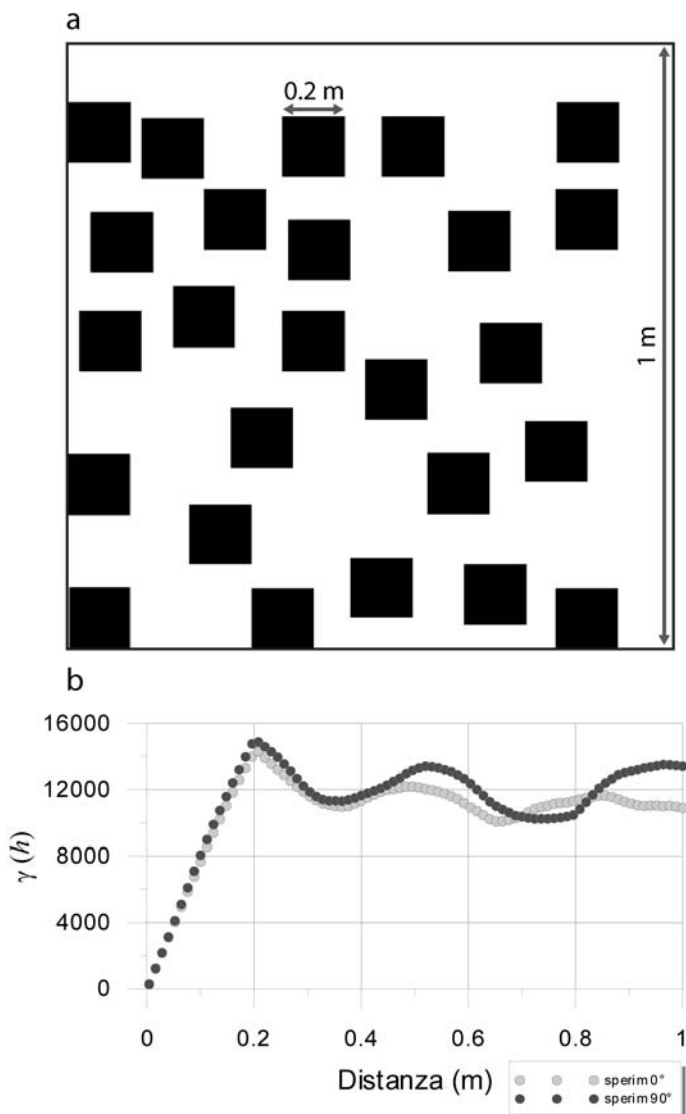
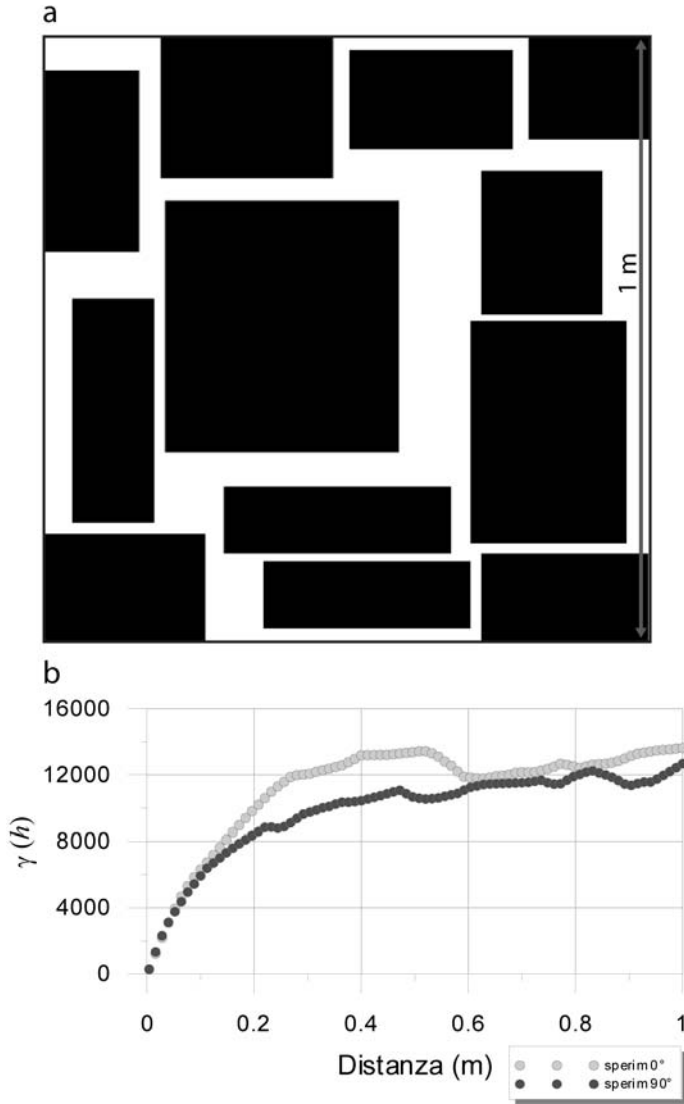


Figura 6.24 Immagine campione C (a) e relativi variogrammi sperimentali (b).



**Figura 6.25** Immagine campione *D* (a) e relativi variogrammi sperimentali (b).

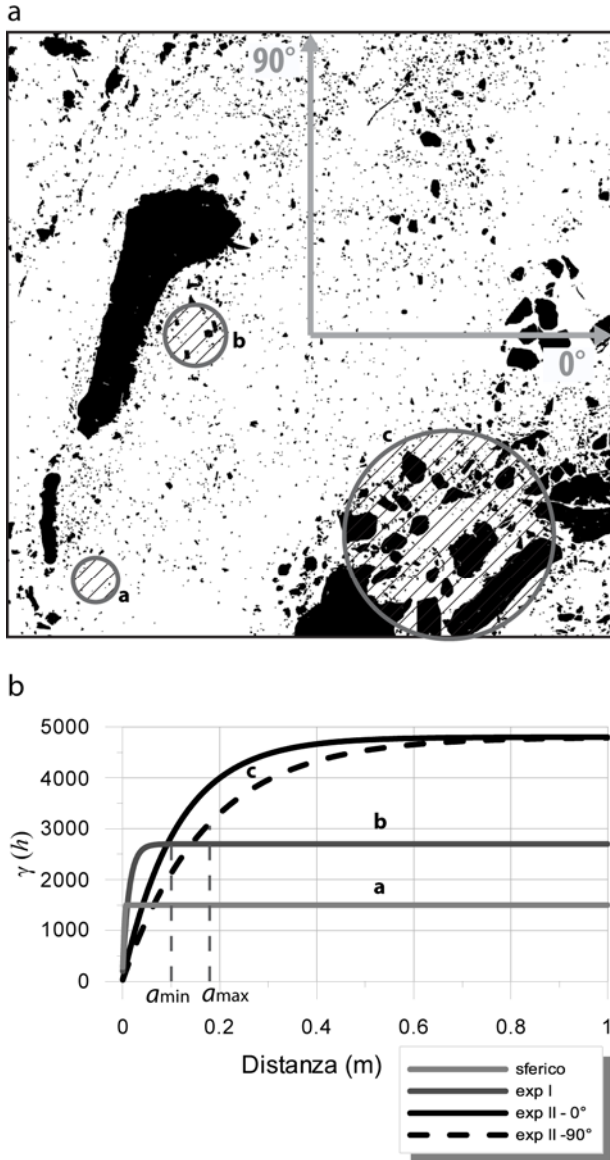


Grazie a queste proprietà, i tre modelli elementari ricorrenti sono stati interpretati in termini di distribuzione e spaziale e di forma dei clasti calcarei (Figura 6.26):

- il modello sferico a piccola scala esprime la distribuzione spaziale e di forma della frazione minuta dei clasti, con dimensioni medie isotrope di 8 mm, ovvero dei clasti al di sotto della soglia blocchi-matrice;
- il modello esponenziale a piccola portata (Exp I) si riferisce alla variabilità spaziale e di forma dei blocchi con con dimensioni medie isotrope intorno agli 11-15 mm;
- il modello esponenziale a grande scala (Exp II), che dovrebbe fornire indicazioni sulla variabilità delle dimensioni dei blocchi maggiori, evidenzia una anisotropia media ( $a_{\max}/a_{\min}$ ) di 1.3, con un rapporto max delle dimensioni dei clasti che può raggiungere anche il valore di 1.8. Le dimensioni medie dei clasti, secondo le indicazioni desunte dalle portate dei variogrammi, varia fra i 30 mm e i 300 mm .

Può essere quindi desunto che, alla scala di studio di 4 m<sup>2</sup>, la presenza dell'anisotropia geometrica è principalmente legata ai blocchi di dimensioni maggiori, mentre non è osservabile per i blocchi di piccole dimensioni.

Bisogna precisare che la struttura isotropa dei variogrammi a piccola e media scala non indica necessariamente una isotropia nella forma dei clasti: clasti di forma allungata, infatti, possono originare un variogramma apparentemente isotropo se orientati attorno a 45°. La suddetta interpretazione è, inoltre, strettamente legata alla scala di lavoro.



**Figura 6.26** I variogrammi elementari in (b) descrivono la variabilità spaziale di tre specifiche classi dimensionali dei clasti calcarei (a).

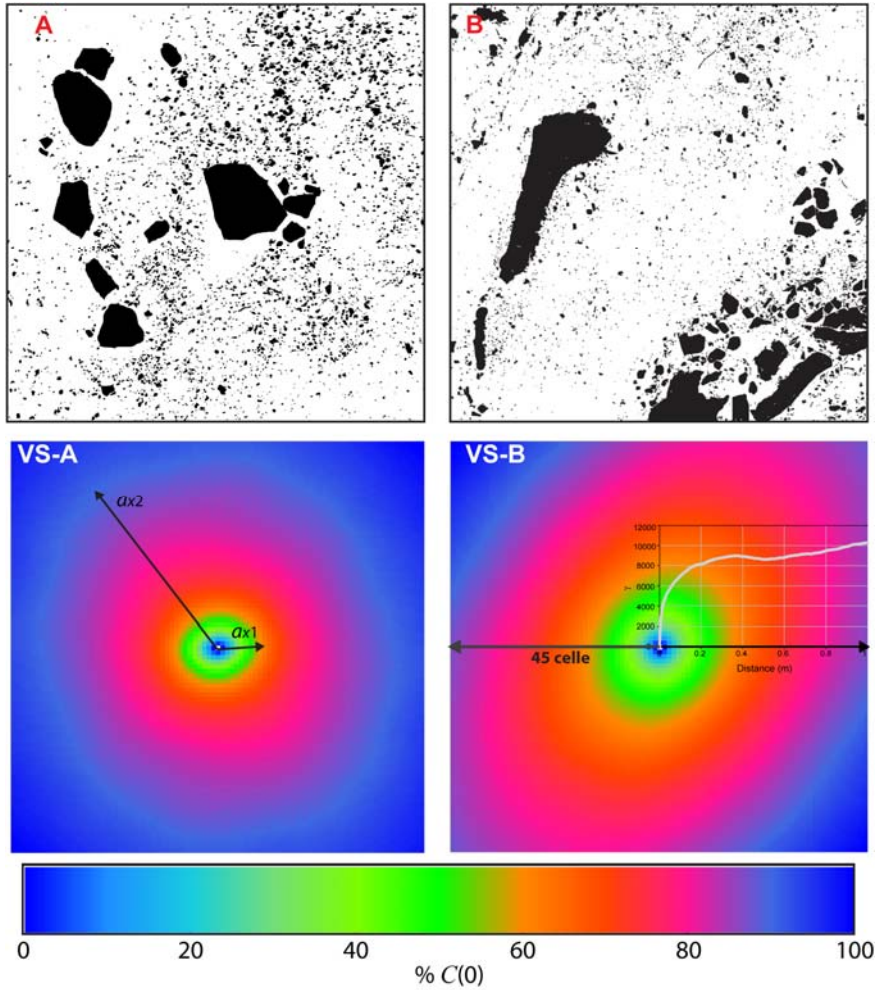
### 6.5.5 Superfici variografiche

Una Superficie Variografica (VS) è una immagine digitale con l'origine al centro dell'immagine sorgente, caratterizzata da un numero predefinito di celle quadrate che rappresentano classi di distanze direzionali (*directional distance classes*). Ogni cella assume un valore pari alla soglia  $C$  del variogramma sperimentale per la distanza a cui si trova rispetto all'origine, nella direzione considerata. Le VS sono state calcolate per le immagini binarie del CC al fine di investigare l'anisotropia della distribuzione spaziale dei clasti.

Il calcolo è stato effettuato impostando 45 celle per direzione, a partire dal centro, ogni cella rappresenta quindi una classe di distanza di lato pari a circa 22 cm (Figura 6.27); la maggiore o minore dimensione delle celle influenza solo la risoluzione della VS e non è correlata in alcun modo con le dimensioni dei clasti.

L'analisi delle VS ha messo in evidenza come la distribuzione spaziale dei clasti, alla scala dell'analisi, vari da una sostanziale isotropia ad una distribuzione a bande con una marcata direzione di anisotropia (Appendice 4).

Anche nel caso delle VS è possibile distinguere due scale di anisotropia: una anisotropia a piccola scala legata ai clasti di dimensioni medio-piccole, ed una a grande scala legata ai clasti di dimensioni maggiori. Nel caso VS-A della Figura 6.27 è infatti possibile notare le due scale di anisotropia: a piccola medio scala (intervallo di colori 0 - 50 circa) l'asse maggiore di anisotropia ( $ax1$ ) è orientato pressochè orizzontalmente rispetto all'immagine, mentre per scale superiori (intervallo di colori 60 - 100) l'asse maggiore ( $ax2$ ) è orientato di circa 120° rispetto all'orizzontale.



**Figura 6.27** Esempio di VS, ogni cella assume il valore  $C$  del variogramma sperimentale per quella determinata distanza, lungo la direzione considerata. La scala di colore è espressa in percentuali della varianza a priori  $C(0)$ ;  $ax1$  e  $ax2$  rappresentano gli assi di anisotropia per due scale diverse.

## **7. Conclusioni**

L'attività di ricerca ha permesso di mettere a punto ed applicare procedure avanzate di indagine, diretta e indiretta, per la caratterizzazione meccanica e strutturale delle bimrock.

Le procedure e le metodologie sviluppate, applicate al caso di studio del Complesso Argilloso Calcereo affiorante presso il sito minerario di Santa Barbara (AR), hanno fornito risultati molto soddisfacenti, confermandone la validità in contesti di formazioni strutturalmente complesse a blocchi in matrice.

### **7.1 Prove BimTest**

Durante l'attività di ricerca è stata messa a punto una nuova metodologia di prova di taglio in situ, progettata per tenere in considerazione le peculiari caratteristiche meccaniche e strutturali degli ammassi rocciosi a blocchi in matrice.

Le prove, denominate BimTest, consistono nel determinare la resistenza al taglio di una porzione significativa d'ammasso ( $0.3 \text{ m}^3$ ), in modo da tenere in debita considerazione l'influenza dei blocchi sul comportamento meccanico della bimrock. Attraverso una specifica procedura, per ogni campione, viene ricavata

una coppia di parametri di resistenza ( $c$ ,  $\varphi$ ) che è quindi direttamente correlata con il contenuto volumetrico blocchi (VBC) caratteristico del campione.

La configurazione della prova è studiata in modo tale che la superficie di rottura è libera di svilupparsi secondo percorsi tortuosi determinati dalla presenza dei blocchi rocciosi competenti.

Le sei prove BimTest effettuate sul Complesso Argilloso Calcareo (CC) hanno fornito le seguenti informazioni:

- la curva forza-spostamento ha mostrato in alcuni casi una tipica forma a doppio snervamento. Questo comportamento, attribuibile alla crescente influenza dei blocchi sulla resistenza globale, è già stato osservato per prove in situ effettuate su bimrock affioranti nell'area dell'Hutiao Gorge e Three Gorge in Cina (Li *et al.*, 2004; XU *et al.*, 2007, 2008);
- il confronto, anche se non rigoroso, tra i parametri  $c$  e  $\varphi$  operativi, ricavati dalle BimTest e quelli efficaci propri della matrice argillosa, ha confermato come i primi siano caratterizzati da un maggiore angolo di attrito ed una minore coesione;
- è stata confermata anche la forte dipendenza di  $c$  e  $\varphi$  dal VBC. In particolare l'angolo d'attrito ha mostrato una buona correlazione lineare positiva con il VBC, mentre la coesione si è rivelata molto sensibile alla soglia di VBC del 20-25%, oltre la quale si attesta su valori pressoché trascurabili.

La prova BimTest, nella configurazione attuale, ha mostrato alcune limitazioni e problematiche operative di seguito elencate, per il superamento delle quali si valuta necessario un ulteriore perfezionamento dell'apparato di prova:

- non è stato implementato un sistema per la misurazione delle pressioni neutre ed il controllo dello stato di drenaggio del campione;
- il pistone, durante l'avanzamento della piastra frontale, subisce una forza di trascinamento verso l'alto che tende ad inclinarlo deviando la linea di applicazione del carico. Per ovviare quanto più possibile a tale problematica il pistone è stato ancorato alla piastra di appoggio

ed è stata diminuita la frizione tra la testa di spinta e la piastra frontale;

- la resistenza eterogenea del materiale comporta che la piastra frontale tende ad avanzare nel campione senza mantenersi perfettamente verticale.

## **7.2 Analisi di immagine**

L'utilizzo di tecniche di analisi di immagine si è confermato un valido strumento di indagine per la determinazione delle caratteristiche morfologiche e dimensionali dei blocchi del CC. Attraverso questi strumenti è infatti possibile investigare una vasta porzione d'ammasso e raccogliere un numero significativo di dati; essi inoltre garantiscono ripetibilità e rapidità di raccolta delle informazioni rispetto alle tecniche distruttive (vagliatura di significativi volumi d'ammasso).

La procedura messa a punto consiste nell'isolare, su riprese digitali di affioramenti della bimrock, la componente blocchi dalla matrice, attraverso l'utilizzo di filtri di segmentazione semi-automatici. Sono così prodotte delle immagini binarie sulle quali vengono poi misurate le proprietà morfologiche di interesse.

La segmentazione delle immagini attraverso specifici algoritmi (in questo caso è stato utilizzato quello cosiddetto a "Massima Entropia"), garantisce rapidità di esecuzione e accuratezza dei risultati, a patto che siano soddisfatte alcune condizioni specifiche:

- le immagini in ingresso devono essere caratterizzate da forte contrasto di intensità tra l'intervallo dei livelli di grigio caratteristico della matrice e quello dei blocchi;
- le condizioni di illuminazione generali delle riprese fotografiche devono essere quanto più possibili uniformi; la presenza di fonti di luce direzionali e forti zone d'ombra inficiano la significatività dell'immagine binaria;

- la segmentazione automatica deve essere comunque supervisionata da parte di un operatore esperto e seguita da un processo di post-filtraggio.

Le analisi hanno inoltre confermato, per il CC, le principali proprietà della distribuzione delle massime dimensioni osservabili dei blocchi ( $d_{\text{mod}}$ ) evidenziate da precedenti studi sul Franciscan Mélange (MEDLEY, 1994, MEDLEY & LINDQUIST, 1995). Lo studio delle proprietà dimensionali dei blocchi sulla base delle massime dimensioni osservabili ( $d_{\text{mod}}$ ), secondo l'approccio proposto da MEDLEY (1994), si è confermato uno strumento valido e di pratico utilizzo, anche se con alcune carenze legate principalmente alla perdita delle informazioni sulla distribuzione spaziale.

### 7.3 Approccio geostatistico

L'analisi geostatistica della variabile indicatrice dei blocchi  $I(x, y)$ , utilizzata al fine di ottenere parametri significativi circa le caratteristiche di variabilità spaziale dei blocchi, ha fornito risultati più che soddisfacenti alla scala di indagine di 4 m<sup>2</sup>. I parametri geostatistici caratteristici (portata  $a$ , soglia  $C$ , periodo  $T$  ed anisotropia), ricavati attraverso la modellazione dei variogrammi sperimentali della variabile indicatrice  $I(x, y)$ , sono risultati esprimere in modo quantitativo e sintetico le principali proprietà di distribuzione spaziale e morfologiche dei blocchi.

L'analisi ha inoltre messo in evidenza, per la scala di indagine, la ricorrenza di tre strutture elementari di variabilità spaziale, ciascuna delle quali descrive la variabilità di una determinata classe dimensionale dei blocchi. In particolare sono state identificate le seguenti tre strutture ricorrenti:

- modello sferico a piccola scala, legato alla frazione minuta dei clasti, con dimensioni medie isotrope di 8 mm;
- modello esponenziale a piccola portata (Exp I) legato ai blocchi con dimensioni medie isotrope intorno agli 11-15 mm;
- modello esponenziale a grande scala (Exp II), correlato con i blocchi di dimensioni medie variabili fra i 30 mm e i 300 mm.



I modello Exp II ha inoltre evidenziato la presenza di una anisotropia geometrica, che non è invece osservabile, a questa scala, per i blocchi di dimensioni minori.

## **7.4 Utilizzo dei risultati e sviluppo della ricerca**

La ricerca ha evidenziato le potenzialità ed i limiti degli approcci di indagine, diretta ed indiretta, proposti per la caratterizzazione strutturale e meccanica delle bimrock.

Le prove BimTest, per quanto ancora da perfezionare, hanno mostrato di fornire parametri di resistenza che possono essere ritenuti rappresentativi della resistenza operativa d'ammasso, tenendo in debita considerazione la presenza dei blocchi. La prova BimTest è da considerarsi un valido strumento di supporto alla definizione del comportamento meccanico di ammassi rocciosi a blocchi in matrice, anche in contesti applicativi non legati alla pura ricerca. In questo senso, le prove BimTest condotte presso la miniera di Santa Barbara hanno fornito delle importanti indicazioni per la caratterizzazione del CC, evidenziando la necessità di eseguire indagini specifiche, sviluppate appositamente per il contesto delle bimrock, rispetto all'approccio conservativo classico che considera l'ammasso come omogeneo, governato dalle proprietà di resistenza della sola matrice argillosa.

L'approccio geostatistico, introdotto nell'analisi di immagine, ha mostrato forti potenzialità, fornendo maggiori informazioni, spazialmente correlate, rispetto alle tecniche di elaborazione dei dati utilizzate dai metodi classici. Questo tipo di analisi, indiretta e non distruttiva, può essere comunemente utilizzata per la caratterizzazione strutturale delle bimrock. Si può ritenere che gli indici geostatistici, che quantificano delle specifiche proprietà spaziali dei blocchi, siano correlabili con i parametri di resistenza ricavati dalle prove BimTest. Tali correlazioni fornirebbero un importante ausilio per la modellazione delle variazioni spaziali e di scala della resistenza d'ammasso, garantendo un notevole risparmio in termini di tempo e denaro rispetto ad una intensiva campagna di indagini meccaniche in situ.



# Bibliografia

- ABBATE, E., SAGRI, M. & BORTOLOTTI, V., 1981. *Excursion No.5: Olistostromes in the Oligocene Macigno Formation (Florence area). Introduction: an approach to Olistostromes interpretation*. International Association of Sedimentologists, 2nd European Regional Meeting, Excursion guidebook, Bologna, 165-185.
- ABBATE E., 1983. *Schema stratigrafico della successione neoautoctona del Valdarno Superiore e del bacino di Arezzo*. In: "I depositi fluvio-lacustri del Valdarno Superiore.", Centro Studi Geol. App., Guida alla escursione del Gruppo informale "Sedimentologia" del CNR, 1-6.
- ABBATE, E., BORTOLOTTI, V., CONTI, M., MARCUCCI, M., PRINCIPI, G., PASSERINI, P. & TREVES, B., 1986. *Appennines and Alps ophiolites and the evolution of the Western Tethys*, Mem. Soc. Geol. It., **31**, 23-44.
- ABBATE, E., BRUNI, P. & SAGRI, M., 1991. *Sezione geologica dai Monti del Chianti al Passo dei Mandrioli*. Studi Geologici Camerti, Vol. Spec., 1991/1, 211-15.
- ABBATE, E., MALESANI, P. & GEOMAP, 1980a. *Direttissima Roma-Firenze – Studio geologico tra Arezzo e Montevarchi*, Ministero dei Trasporti, Azienda Autonoma delle Ferrovie dello Stato, Direzione Generale Servizio Lavori e Costruzioni, relazione interna.

- ABBATE, E., MALESANI, P. & GEOMAP, 1980b. *Direttissima Roma-Firenze – Relazione conclusiva e ipotesi di tracciato*, Ministero dei Trasporti, Azienda Autonoma delle Ferrovie dello Stato, Direzione Generale Servizio Lavori e Costruzioni, relazione interna.
- A.G.I., 1979. *Some Italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex Formations*. Proc. IV I.C.R.M., Montreaux, **1**, 827-846.
- AZZAROLI, A. & LAZZERI, L., 1977. *I laghi del Valdarno Superiore*. Centro Studi Geologia Appennino CNR, Università di Firenze, **26**, 4 pp.
- BACCHI, O.O.S., REICHARDT, K. & VILLA NOVA, N.A., 1996. *Fractal scaling of particle and pore size distributions and its relation to soil hydraulic conductivity*. Sci. agric. **53** n. 2-3 Piracicaba Sci. agric. **53**(2-3).
- BARBERO, M., BONINI, M. & BORRI-BRUNETTO, M., 2006. *Analisi numeriche della stabilità di un versante in bimrock*. Proceedings of Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica– IARG 2006, Pisa, 2006.
- BARBERO, M., BONINI, M. & BORRI-BRUNETTO, M., 2007. *Numerical modelling of the mechanical behaviour of bimrock*. Proceedings of the 11<sup>th</sup> ISRM Int. Congress. Taylor & Francis Ltd., 2007, 377-380.
- BARBERO, M., BONINI, M. & BORRI-BRUNETTO, M., 2008. *Three-Dimensional Finite Element Simulations of Compression Tests on Bimrock*. In: Proceedings of the 12th Int. Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 631-637.
- BARTOLINI, C., BERTINI, M., CARLONI, G.C., COSTANTINI, A., FEDERICI, P.R., GASPERI, G., LAZZAROTTO, A., MARCHETTI, G., MAZZANTI, R., PAPANI G., PRANZINI, G., RAU, A., SANDRELLI, F., VERCESI, PL., CASTALDINI, D. & FRANCAVILLA, F., 1982. *Carta Neotettonica dell'Appennino Settentrionale: Note illustrative*. Mem. Soc. Geol. It., **101**, 523-49.
- BENVENUTI, M., 1992. *Stratigrafia e sedimentologia dei depositi fluvio-lacustri Plio-Pleistocenici dell'area nord-occidentale del Valdarno Superiore (Toscana)*. Riv. It. Paleont. Strat., **98**, 476-86.

- BERNINI, M., BOCCALETTI, M., MORATTI, G., PAPANI, G., SANI, F. & TORELLI, L., 1990. *Episodi compressivi Neogenico-Quaternari nell'area estensionale tirrenica nord-orientale, dati in mare e a terra*. Mem. Soc. Geol. It., **45**, 577-89.
- BERRY, P., BRIZZOLARI, E., PANTALEONI G., RIBACCHI, R. & SCIOTTI, M., 1977. *Static behaviour of a tunnel excavated in a complex mudrock formation*. A.G.I., The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri .
- BERTUCCIOLI, P. & PAGLIARA, P., 1989. *Influenza dei caratteri strutturali sulla resistenza al taglio delle Argille Scagliose Toscane*. Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica del CNR, Attività di ricerca nell'anno 1988-89, 89-92.
- BERTUCCIOLI P., COTTI I. & PAGLIARA P., 1991. *Caratteristiche di resistenza al taglio delle Argille Scagliose di Santa Barbara*. Convegno "Deformazioni in prossimità della rottura e resistenza dei terreni naturali e delle rocce", Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica del CNR, Ravello, 1, Tema I, 23-29.
- BILOTTA, E., 1984. *Alcuni risultati da prove udometriche su argille a scaglie: compressibilità e rigonfiamento*. Rivista Italiana di Geotecnica, **3**, 52-66.
- BOCCALETTI, M., BONINI, M., MORATTI, G. & SANI, F., 1995. *Le fasi compressive neogenico-quaternarie nell'Appennino Settentrionale: relazioni con l'evoluzione dei bacini interni e con la tettonica del basamento*. Studi Geologici Camerti, Vol. Spec. 1995/1, 51-72.
- BOCCALETTI, M., BONINI, M., MORATTI, G. & SANI, F., 1996. *Tectono-sedimentary evolution of the post-nappe basin in the Northern Apennines*. Proceedings of the Interim Colloquium R.C.M.N.S. "Relations tectono-sédimentaries dans les bassins Néogènes de la Méditerranée Occidentale", Rabat, 7-8 April 1994. Notes et Mémoires Services Géologique Maroc **387**, 177-193.
- BOCCALETTI, M., CALAMITA, F., DEIANA, G., GELATI, R., MASSARI, F., MORATTI, G. & RICCI LUCCHI, F., 1990. *Migrating foredeep-thrust belt system in the Northern Apennines and Southern Alps*. Palaeogeogr., Palaeoclimatol., Palaeoecol., **77**, 3-14.

- BOCCALETTI, M., COLI M., DECANDIA, F.A., GIANNINI, E. & LAZZAROTTO, A., 1980. *Evoluzione dell'Appennino Settentrionale secondo un nuovo modello strutturale*. Mem. Soc. Geol. It. **21**, 359-373.
- BOCCALETTI, M. & GUAZZONE, G., 1972. *Gli archi appenninici, il mar Ligure e il Tirreno nel quadro della tettonica dei bacini marginali retro arco*. Mem. Soc. Geol. It., **11**, 201-16.
- BOCCALETTI, M., BONINI, M., MORATTI, G. & SANI, F., 1999. *Compressive Neogene-Quaternary tectonics in the hinterland area of the Northern Apennines*. Journal of Petroleum Geology, **22**, 37-60.
- BONINI, M., 1991. *Studio strutturale della parte settentrionale del Valdarno Superiore (area compresa tra Pontassieve e Leccio)*. Memorie Valdarnesi, **157**, serie VII (8), 167-188.
- BONINI, M., 1999. *Basement-controlled Neogene polyphase cover thrusting and basin development along the Chianti Mountains ridge (Northern Apennines)*. Geol. Mag. **136**(2), 133-52.
- BONINI, M. & SANI, F., 2002. *Extension and compression in the Northern Apennines (Italy) hinterland: evidence from the late Miocene-Pliocene Siena-Radicofani Basin and relations with basement structures*. Tectonics, **21**(3) 2-35.
- BONINI, M. & SANI, F., 1993. *Analisi strutturale dei depositi pleistocenici dell'area di Firenze e di Rignano sull'Arno (Valdarno Superiore), con considerazioni generali sulle deformazioni quaternarie dell'Appennino Settentrionale*. Bollettino Società Geologica Italiana, **112**, 573-593.
- BORDONI, G., MIOTTO, G. & PASSEROTTI, S., 1980. *Controlli planimetrici di movimenti franosi in una miniera a cielo aperto (Planimetric displacement measures of landslides in an open-pit mine)*. Atti XIV Convegno Nazionale di Geotecnica **2**, 381-386.
- BOSSIO, A., CERRI, R., COSTANTINI, A., GANDIN, A., LAZZAROTTO, A., MAGI, M., MAZZANTI, R., MAZZEI, R., SAGRI, M., SALVATORINI, G. & SANDRELLI, F., 1992. *I bacini distensivi neogenici della Toscana, 76<sup>a</sup> Riunione Estiva S.G.I. "L'Appennino Settentrionale" – Guide alle escursioni post-congresso, Firenze 24-26 Settembre 1992*.

- BOSSIO, A., COSTANTINI, A., LAZZAROTTO, A., LIOTTA, D., MAZZANTI, R., MAZZEI, R., SALVATORINI, G. & SANDRELLI, F., 1993. *Rassegna delle conoscenze sulla stratigrafia del neoauctono toscano*, Mem Soc. Geol. It, **49**, 17-98.
- BRAND, E.W., PHILIPPSON, H.B., BORRIE, G.W., & CLOVER, A.W., 1983. *In situ shear tests on Hong Kong Residual Solis*. Int. Symp. On In situ Testing, Paris, **2**, 13-17. et al 1983
- BRUNO, R., CUOGHI, L. & LAURENCE, P., 2005. *Quantitative identification of marbles aesthetical features*. IBPRIA.
- BRUNO, R. & FOCACCIA, S., 2009. *Formazione avanzata nel settore delle rocce ornamentali e delle geolaborazioni*. DICMA, Università di Bologna, Rete Alfa-Faro, 293 pp.
- BUTTON, G., RIEDMULLER, W., SCHUBERT, K., KLIMA & MEDLEY, E., 2001. *Tunnelling in Tectonic Melanges – Accommodating the Impacts of Geomechanical Complexities and Anisotropic Rock Mass Fabrics*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment.
- CASAGLI N. & CATANI F., 1996. *Dimensione frattale e proprietà meccaniche di alcuni melanges dell'Appennino tosco-emiliano*. V Convegno Giovani Ricercatori Gruppo Nazionale Geologia Applicata. Cagliari, 8-11 Ottobre 1996. Università degli Studi di Cagliari, 50-58.
- CASAGLI, N. & CATANI, F., 1998. *Fractal dimension and mechanical properties of melanges in the Northern Apennine*. Proceedings 4th Conference Intl. Ass. Mathem. Geol. IAMG, Buccianti, A., Nardi, G. & Potenza, R. (Eds.), De Frede editore (Napoli), Ischia, Ottobre 1998, 561-571.
- CATANI, F. & FANTI, R., 1996. *Verifica delle caratteristiche frattali nella distribuzione granulometrica di un affioramento del Complesso Caotico (Toscana settentrionale)*. V Convegno Giovani Ricercatori Gruppo Nazionale Geologia Applicata. Cagliari, 8-11 Ottobre 1996. Università degli Studi di Cagliari, 42-49.
- CASTELLARIN, A., PINI, G.A., CRESTANA, G. & RABBI, E., 1986. *Caratteri strutturali mesoscopici delle Argille Scagliose dell'Appennino Bolognese*. Memorie di Scienze Geologiche, **38**, 459-477.

- CASTELLUCCI, P. & CORNAGGIA, F., 1980. *Gli olistostromi nel Macigno dei monti del chianti: analisi stratigrafico-strutturale*. Mem. Soc. Geol. It. **21**, 171-180.
- CATANI, F., 1996a. *Caratterizzazione dei sondaggi in ammassi rocciosi complessi tramite il frattale di Cantor*. Atti V Workshop Informatica applicata alle Scienze della Terra (GIAST'96), 11-13 Giugno 1996, Sansepolcro (AR), 129-138.
- CATANI, F., 1996b. *Utilizzo dei GIS per il calcolo della dimensione frattale in sistemi naturali*. Atti V Workshop Informatica applicata alle Scienze della Terra (GIAST'96), 11-13 Giugno 1996, Sansepolcro (AR), 123-128.
- CATANI, F., 1999. *Fractal properties of the "Chaotic Complex": methods and applications in Tuscany (Italy)*. In: G. Nardi & M. Vigliotti (eds.), GIAST 1999. Sansepolcro, Arezzo (Italy), 14-16 September 1999. De Frede - Napoli, 1, 237-252.
- CHEN, S., YUE, Z.Q. & THAM L.G., 2004. *Digital image-based numerical modeling method for prediction of inhomogeneous rock failure*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences **41**, 939-957.
- CHILÈS, J.P. & DELFINER, P., 1999. *Geostatistics: Modeling Spatial Uncertainty*. Wiley, New York.
- COLI, M., 1989. *Extension tectonics in the Northern Apennines: an working hypothesis*. Acta Naturalia, **26**(3/4), 81,91.
- COLI, M., 1992. *Assetto tettonico generale*. In: Guide Geologiche Regionali – Volume 4: Appennino Tosco-Emiliano, Soc. Geol. It, 54-56.
- COLI, N., BERRY, P. & BOLDINI, D., 2010. *In situ non conventional shear tests for the mechanical characterisation of a bimrock*. Int. J. Rock Mech. Min. Scienc. In revisione.
- COSTER, M. & CHERMANT, J.L., 2001. *Image analysis and matematical morphology for civil engineering materials*. Cement & Concrete Composites **23**, 133-151.
- COTECCHIA, V., MONTERISI, L. & SALVEMINI, A., 1993. *Analysis of a mass movement in structurally and geotechnically complex arenaceous marly*



- formation*. Environmental Management, Geo-Water & Engineering Aspects, Chowdhury & Sivakumar (eds), Balkema, Rotterdam.
- COTECCHIA, F. & CHANDLER, R.J., 2000. *A general framework for the mechanical behaviour of clays*. Géotechnique, **50** (4), 431-447.
- Cowan, D.S., 1985. *Structural styles in Mesozoic and Cenozoic melanges in the western Cordillera of North America*. Geological Society of America Bulletin, **96**, 451-462.
- D'ELIA, B. 1991. Convenzione Università degli Studi di Roma "La Sapienza" ed ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale (CRIS): *Ricerca Sperimentale Sul Comportamento Meccanico delle Argille Scagliose Toscane – Rapporto Finale*. Università Degli Studi di Roma "La Sapienza", Rapporto Tecnico inedito.
- D'ELIA, B., 1993. *Fronti di scavo nella miniera di Santa Barbara nelle Argille Scagliose*. GEAM, **30**, 133-139.
- D'ELIA, B., 2006. *Esperienze sul comportamento di alti fronti di scavo (Memories on the behaviour of high mine slopes)*. Rivista Italiana di Geotecnica **2**, 12-47.
- D'ELIA, B., DI STEFANO, D., ESU, F. & FEDERICO, G., 1986. *Slope movements in Structurally Complex Formations*. Proceedings of the International Symposium on Engineering in Complex Formations, 3-7 November 1986, Beijing, China, Science Press. **XIV**, 430-436.
- D'ELIA, B., DI STEFANO, D., ESU, F., & FEDERICO, G., 1988. *Deformations and stability of high cuts in a structurally complex formation: Analysis and prediction*. Proceedings of the 5<sup>th</sup> international symposium on landslides, Lausanne, 10-15 July 1988. **1**, 699-604.
- D'ELIA, B., DI STEFANO, D., FEDERICO, G. & OLIVA, S., 1984. *Full-scale study of a high cut in a structurally complex formation*. Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, 16-21 September 1984, University of Toronto Press. **2**, 57-62.
- D'ELIA B., DISTEFANO D., ESU F. & FEDERICO G., 1993. *Problematiche Geotecniche nella coltivazione a cielo aperto della Miniera di S. Barbara*. GEAM, **30**, 121-125

- D'ELIA, B., DI STEFANO, D., ESU, F., FEDERICO, G., 1989. *Instrumental Analysis of Deformation in a High Cut*. Proceedings XII ICSMFE, Rio de Janeiro. **3**, 1555-1560.
- DOUGHERTY, E.R. & PELZ, B. J. 1991. *Morphological granulometric analysis of electrophotographic images – size distribution statistics for process control*. *Optical Engineering* **30**(4), 438-445.
- DST – DIPARTIMENTO DI SCIENZE DELLA TERRA, UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI FIRENZE, 2009. *Carta Geologica del bacino minerario di Santa Barbara*. Attività di supporto scientifico, tecnico e consulenza nel campo geologico presso il sito minerario di Santa Barbara (AR). Cartografia Tecnica.
- ELTER, P. & TREVISAN, L., 1973. *Olistostromes in the tectonic evolution of the Northern Appennines*. In De Jong K.A. & Scholten R.: *Gravity and tectonics*, New York, John Wiley & Sons, 175-188.
- ELTER, P., GIGLIA, G., TONGIORGI, M. & TREVISAN, L., 1975. *Tensional and compressional areas in the recent (Tortonian to present) evolution of the Northern Appennines*. *Bollettino Geofisica Teorica Applicata*, **17**, 3-18.
- ESTAIRE, J. & OLALLA, C., 2005. *Analysis of shear strength of armourstone based on 1 m<sup>3</sup> direct shear tests*. Proc. VII Coastal Engineering, WIT Transactions on The Built Environment, **78**, 341–351.
- ESU, F., 1976. Problemi di stabilità dei pendii naturali in argille sovra consolidate e fessurate italiane. Atti dell'istituti di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, **315**, 35 pp.
- ESU, F. & D'ELIA, B., 1990. *Ricerche e studi Geotecnica per la coltivazione della Minerai Lignite a cielo aperto di S.Barbara (AR)*, Univesità degli Studi di Roma “La Sapienza”. Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Strade, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica.
- FAKHIMI, A., BOAKYE, K., SPERLING, D.J. & MCLEMORE, V.T, 2008. *Development of a Modified in situ Direct Shear Test Technique to determine Shear Streangth parameters of Mine Rock Piles*. *Geotechnical Testing Journal*, **31**, No 3, Technical Note, 5 pp.
- FEDERICO, G., 1986. *Le misure inclinometriche nello studio dei processi di deformazione di pendii e di fronti di scavo (The role of inclinometric*

- measurements for studies on deformations in high mine slopes*). Proceedings of XVI Convegno Naz. Geotecnica, Bologna, Italy. **3**, 185-188.
- FEDERICO, G., 1988. *Controllo del comportamento di alti fronti di scavo minerari (Monitoring of high mine slopes behaviour)*. Proceedings of "Cartografia e monitoraggio dei movimenti franosi", C.N.R. Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche, Bologna, 53-70.
- FILGUEIRA, R.R., FOURNIER, L.L., CERISOLA, C.I., GELATI, P. & GARCÍA, M.G., 2006. *Particle-size distribution in soils: A critical study of the fractal model validation*. *Geoderma* **134**, 327
- FRAGASZY R.J., SU W. & SIDDIQI, F.H., 1990. *Effect of oversized particles on the density of clean granular soils*. *Geotechnical testing journal*, **13**(2), 106-114.
- GARZONIO, C.A. & SFALANGA, A. 2003. *Geomechanical characterization of a tectonized shaly complex in the hill area around Florence*. *Bull. Eng. Geol. Env.* **62**, 289-297.
- GLASBEY, C.A., 1993. *An Analysis of Histogram-Based Thresholding Algorithms*. *CVGIP, Graphical Models and Image Processing* **55**(6), 532-537.
- GOKCEOGLU, C., 2002. *A fuzzy triangular chart to predict the uniaxial compressive strength of the Ankara Agglomerates from their petrographic composition*. *Engineering Geology* **66**, 39-51.
- GOKCEOGLU, C. & ZORLU, K., 2004. *A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity of a problematic rock*. *Eng. Appl. of Artificial Intelligence*. **17**(1):61-72.
- GONZALEZ, R.C. & WOODS, R.E., 2001. *Digital Image Processing*. Second Edition. Prentice Hall, 793 pp.
- GOODMAN, R.E., & AHLGREN, C.S., 2000. *Evaluating the safety of a concrete gravity dam on weak rock-Scott Dam*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **126**, 429-442.
- GOODMAN, R.E. & LINDQUIST, E.S., 1994. *Strength deformation properties of a physical model melange*. In: Proceedings of 1<sup>st</sup> North American Rock Mech. Symp., Austin, Texas, 843-850.

- HABIMANA, J., LABIOUSE, V. & DECOEUDRES, F., 2002. *Geomechanical characterisation of cataclastic rocks: Experience from the Cleuson-Dixence project*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, **39**, n 6, 677-693.
- HAGERMAN, T., BALCK, K. & LILLIESKOLD, M., 1980. *Shape and surface of mineral grains automatically determined for mortar and concrete purposes through image analysis*. Swedish Ular media. In: Proceedings of the International Conference Council for Building Research, D26, 63 pp.
- HANEBERG, W.C., 2004. *Simulation of 3D block populations to characterize outcrop sampling bias in bimrocks*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling **22**(5), 19-26.
- HOEK, E., MARINOS, P. & MARINOS, V., 2005. *The geological strength index: applications and limitations*. Bull. Eng. Geol. Environ., **64**, 55-56.
- HOEK, E., MARINOS, P. & BENISSI, M., 1998. *Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses*. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Eng. Geol. Env., **57**, 151-160.
- HORGAN G.W., 1998. *Mathematical morphology for analysing soil structure from images*. European Journal of Soil Science, **49**, 161-173.
- HOUSKA, J., 1982. *Proceedings of the international symposium on the geotechnics of structurally complex formations*. Eng. Geol., **19** (1), 78-79.
- IRFAN, T.Y. & TANG, K.Y., 1993. *Effect of the Coarse Fractions on the Shear Strength of Colluvium*. GEO report No.22 – Hong Kong Geotechnical Engineering Office, Reprinted, 1995, 223.
- ISHIDA, T., KANAGAWA, T. & KANAORI, Y., 2010. *Source distribution of acoustic emissions during an in-situ direct shear test: Implications for an analog model of seismogenic faulting in an inhomogeneous rock mass*. Eng. Geol., **110** (3-4), 66-76.
- ISMES, 1990. *Impianto policombustibile di Santa Barbara: indagini geotecniche e geomeccaniche di laboratorio*. Rapporto tecnico interno.

- ISRM., 2007. *Suggested Method for in situ determination of direct shear strength. In The Complete ISRM suggested methods for rock characterization testing and monitoring: 1974-2006. Suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics (ISRM). Compilation Arranged by the ISRM Turkish National Group, Ankara, Turkey, 2007.* Editori: R.Ulusay and J.A. Hudson. 167-176.
- JAPELLI, R., LIGUORI, V., UMITÀ, G. & VALORE, C., 1977. *A survey of geotechnical properties of a stiff highly fissured clay.* Proc. Int. Symp. "The geotechnics of structurally complex formations, Capri, **2**, 91-106.
- JOURNAL, A.G. & HUIJBREGTS, C.J., 1978. *Mining Geostatistics.* Academic Press, London.
- KAPUR, J.N., SAHOO, P.K. & WONG, A.K.C., 1985. *A New method for gray-level thresholding using the entropy of the histogram.* Computer Vision, Graphics, and Image Processing **29**, 273-285.
- KIM, C., SNELL, C., & MEDLEY, E., 2004. *Shear Strength of Franciscan Complex Melange as Calculated From Back-Analysis of a Landslide.* Proceedings of the Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, Paper 2-33, 1-8.
- LAZNICKA P, 1988. *Phanerozoic Environments and Associated Ores.* Empirical Metallogeny, **1**. Elsevier, New York.
- LEBOURG, T., RISS, J. & PIRARD, E., 2004. *Influence of morphological characteristics of heterogeneous moraine formations on their mechanical behaviour using image and statistical analysis.* Engineering Geology **73**, 37-50.
- LI, X., LIAO, Q. L. & HE, J. M., 2004. *In-situ tests and a stochastic structural model of rock and soil aggregate in the three Gorges Reservoir area, China.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **41**, No. 3, 702-707.
- LINDQUIST, E., 1994. *The Strength and Deformation Properties of Melange.* Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

- LINDQUIST, E.S. & GOODMAN, R.E., 1994. *Strength deformation properties of a physical model melange*. Proceedings 1<sup>st</sup> North American Rock Mech. Symp., Austin, Texas, 843-850.
- LI, X., LIAO, Q. L. & HE, J. M., 2004. *In-situ tests and a stochastic structural model of rock and soil aggregate in the three Gorges Reservoir area, China*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **41**, No. 3, 702-707.
- LU, P., JEFFERSON, I.F., ROSENBAUM, M.S. & SMALLEY, I.J., 2003. *Fractal characteristics of loess formation: evidence from laboratory experiments*. Engineering Geology **69**, 287–293.
- LUNARDI P., AIELLO E., RIZZO S. & MONGLIARDI E. 1990. *Una frana in terreni geologicamente e strutturalmente complessi interessante l'abitato della Presura di Impruneta (Firenze)*. Quarry & Construction, Aprile 1990.
- MALESANI, P. G., 1966 *Ricerche sulle arenarie. XIV: La Formazione di Sillano (Researches on sandstones. XIV: the Sillano Formation)*. Boll. Soc. Geol. It. **85**, 371-402.
- MANDELBROT, B.B., 1983. *The fractal geometry of nature*. W.H. Freeman and Co, New York, 468 pp.
- MARINOS P.G. & 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., 1422-1440, Melbourne, Australia.
- MARINOS P.G. & HOEK E., 2001 *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*. Bull. Engg. Geol. Env., **60**, 85-92.
- MARTINI I. P. & SAGRI M., 1993. *Tectono-sedimentary characteristics of Late Miocene-Quaternary extensional basins of the Northern Appennines, Italy*. Earth Science Reviews, **34**, 197-233.
- MARTINI I. P. & SAGRI M., 1994. *The Late Miocene–Pleistocene extensional basins of the Northern Appennines: facies distribution and basin fill architecture*. Mem. Soc. Geol. It., **48**, 375-380.

- MARTNA, J. & HANSEN, L., 1989. *Tunnelling in a complex rock mass: experience from Vietas, Swedish*. Int. J. Rock Mech. Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, **26** (2), 101.
- MATHERON, G., 1973. *The intrinsic random functions and their applications*. Adv. Appl. Prob. 5, 439-468.
- MATSUOKA, H., LIU, S., SUN, D. & NISHIKATA, U., 2001. *Development of a new in situ shear test*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, **24** (1), 91-102.
- MEDLEY, E., 1994. *The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (bimrocks)*. Dept of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, PhD diss., UMI Diss. Svc., Ann Arbor, MI.
- MEDLEY, E., 1997. *Uncertainty in estimates volumetric proportions in melange bimrocks*. Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and the Environment, Athens, 23-27 June 1997, eds P.G Marinos et al., 267-272.
- MEDLEY, E., 2001. *Orderly Characterization of Chaotic Franciscan Melanges*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling **19**, 4,20-4,21.
- MEDLEY, E., 2002. *Estimating Block Size Distributions of Melanges and Similar Block-in Matrix Rocks (Bimrocks)*. Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium (NARMS), Toronto, July 2002, 509-606.
- MEDLEY E., 2007a. *Bimrocks Article Part 1: Introduction*. Newsletter of HSSMGE, No. 7, February 2007.
- MEDLEY E., 2007b. *Bimrocks Article Part 2: Case Histories and Practical Guidelines*. Newsletter of HSSMGE, No. 8, April 2007.
- MEDLEY, E. & LINDQUIST., E.S., 1995. *The engineering significance of the scale-independence of some Franciscan melanges in California, USA*. Proceedings of the 35th US Rock Mechanics Symposium, Reno, 907-914.
- MEDLEY, E., & SANZ REHERMANN, P.F., 2004. *Characterization of Bimrocks (Rock/Soil Mixtures) with Application to Slope Stability Problems*. Proceedings Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium Salzburg, Austria October 2004.

- MEDLEY, E., & WAKABAYASHI, J., 2004. *Geological Characterization of Melanges for Practitioners*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling **22**(5), 10-18.
- MERLA G., 1951. *Geologia dell'Appennino Settentrionale*. Boll. Soc. Geol. It., **70**.
- MERLA G. & ABBATE E., 1967. *Note illustrative della carta geologica d'Italia, alla scala 1:10.000, foglio 113 (Castelfiorentino), 114 (Arezzo)*. Servizio Geol. It., Roma.
- MEYERHOF, G.G., 1982. *The geotechnics of structurally complex formations*. Eng. Geol., **19** (1), 63.
- MICHELI P., 1967. *La serie di Monte Senario nei dintorni di Pergine Valdarno*. Mem. Soc. Geol. It., **6**.
- MILLAN, H., GONZALEZ-POSADA, M., AGUILAR, M., DOMINGUEZ, J & CESPEDES, L., 2003. *On the fractal scaling of soil data. Particle-size distributions*. Geoderma **117**, 117– 128.
- MIRATA, T., 1974. *The in situ wedge shear test – a new technique in soil testing*. Géotechnique, **24**, No. 3, 311-332.
- MIRATA, T., 1979. *Strength parameters for short term stability problems in stiff fissured unsaturated clays*. Proceedings of the 7<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics, Brighton, 1979, **3**, 113-114.
- MIRATA, T., 1991. *Developments in wedge shear testing of unsaturated clays and gravels*. Géotechnique, **41**, No. 2, 296; **41**, No. 4, 639; **42**, No. 4, 648.
- MORGENSTEN, A. & EIGENBROD, P., 1974. *Classification of argillaceous soils and rocks*. ASCE, Journ. Geotech. Eng. Div., **100**, 1137-1156.
- MORIZ, B., GROSSAUER, K. & SCHUBERT, W., 2004. *Short term prediction of system behaviour of shallow tunnels in heterogeneous ground*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling **22**(5), 44-52.
- NIHIL, R.P. & SANKAR, K.P., 1993. *A review on image segmentation techniques*. Pattern Recognition **26**(9), 1277-1294.
- PAN, Y.W., M.H. HSIEH, M.H. & LIAO, J.J., 2008. *Mechanical Properties of virtual block-in-matrix colluvium*. In: Proceedings of ARMA 2008,



- American Rock Mechanics Association, 42<sup>nd</sup> U.S. Rock Mechanics Symposium, San Francisco, USA, ARMA08-51, 8.
- PATACCA E., SARTORI R. & SCANDONE P., 1990. *Tyrrhenian basin and Appenninic arcs: kinematics relations since Late Tortonian times*. Mem. Soc. Geol. It., **45**, 425-451.
- PEITGEN, H.-O., JURGENS, H. & SAUPE, D., 1992. *Chaos and Fractals: New Frontiers of Sciences*. Springer-Verlag, New York.
- PELLEGRINO, A. & PICARELLI, L., 1982. *Contributo alla caratterizzazione geotecnica di formazioni argillose intensamente tettonizzate*. Geologia applicata ed igrogeologia, **20** (2), 155-192.
- PEPE, S., SOLARO, G., RICCIARDI, G.P. & TIZZONI, P., 2008. *On the fractal dimension of the fallout deposits: A case study of the 79 A.D. Plinian eruption at Mt. Vesuvius*. Journal of Volcanology and Geothermal Research **117**, 288-299.
- PERFECT, E. & KAY, B.D., 1991. *Fractal Theory Applied to Soil Aggregation*. Soil Sci. Soc. Am J. **55**, 1552-1558.
- PERSSON, A.L., 1998. *Image analysis of shape and size of fine aggregates*. Eng. Geol **50**, 177-186.
- PICARELLI, L., 1986. *Caratterizzazione geotecnica dei terreni strutturalmente complessi nei problemi di stabilità dei pendii*. Atti XVI Convegno Nazionale Geotecnica, Napoli, 15-16 Maggio.
- PINI, G.A., 1987. *Inquadramento strutturale delle Argille Scagliose del Pedepennino Bolognese (Nota preliminare)*. Rend. Soc. Geol. It., **10** (1), 47-50
- PINI, G.A., 1999. *Tectonosomes and olistostromes in the argille scagliose of the Northern Apennines, Italy*. Geological Society of America, Special Paper **335**, 1-69.
- PRINCIPI G. & TREVES B., 1984. *Il sistema Corso-Appenninico come prisma d'accrescimento. Riflessi sul problema generale del limite Alpi-Appennini*. Mem.Soc.Geol.It., **28**, 549-576.

- RAMIREZ, P.O., NICIEZA, C.G., FERNANDEZ, M.I. & PALACIO, C.G., 2008. *Stability analysis of Llerin Rockfill Dam: an in situ direct shear test*. Eng. Geol. **100**, 120-130.
- RAMSAY, J.G., 1967. *Folding and fracturing of rocks*. McGraw Hill, NY, 568p.
- RAYMOND, L.A., 1984. *Classification of melanges*. In Raymond L.A., ed, *Melanges: Their nature, origin and significance*. Geological Society of America Special Paper, **198**, 7-20.
- RICCI LUCCHI F., 1986. *The Oligocene to recent foreland basins of the Northern Appennines*. In: P.A. Allen & P Homewood, eds., *Foreland Basins*, Int. Ass. Sediment., Spec. Publ., **8**, 105-139.
- RIEDMULLER, G., BROSCHE, F.J., KLIMA, K. & MEDLEY, E., 2001. *Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks*. Felsbau Rock and Soil Engineering-Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling **19** (4), 13-19.
- RIPPA, F. & PICARELLI, L., 1977. *Some considerations on index properties of southern italy shales*. Proc. Int. Symp. "The Geotechnics of Structurally Complex Formations", Capri, **1**, 401-406.
- ROSENFELD, A. & DE LA TORRE, P., 1983. *Histogram concavity analysis as an aid in threshold selection*. IEEE Trans. System Man Cybernet, SMC 13, 231-235.
- SAGRI M., 1991. *Evoluzione sedimentaria e tettonica del bacino fluvio-lacustre del Valdarno Superiore*. Mem. Valdarnesi, Serie 7, Fasc. 7.
- SAGRI, M. & MAGI M., 1992. *Il bacino fluvio-lacustre del Valdarno Superiore*. 76<sup>a</sup> Riunione Estiva S.G.I. "L'Appennino Settentrionale" – Guide alle escursioni post-congresso, Firenze 24-26 Settembre 1992.
- SAGRI M., MARTINI I.P., BENVENUTI M. & MAGI M., 1994. *Basin fill architecture of Neogene-Quaternary extensional basin in the Northern Appennines*. 15<sup>th</sup> IAS Regional Meeting, Excursion B4, April 1994, Ischia.
- SAGRI M., MARTINI I.P. & PASCUCCI V., 2004. *Sedimentary and tectonic evolution of selected Neogene-Quaternary basins of the Appennines (Italy)*, In: Guerrieri L., Rischia I. & Serva L (2004): *Field Trip Guidebooks*, 32<sup>nd</sup>

- IGC Florence, 20-28 August 2004, Mem. Descr. Carta Geol d'It., **63**(1), from PR01 to P15, APAT, Roma, 56pp.
- SAHOO, P.K., SOLTANI, S. & WONG, A.K.C., 1988. *A survey of thresholding techniques*. Computer Vision, Graphics, and Image Processing **41**(2), 233-260.
- SAMMIS, C.G. & BIEGEL, R.L., 1989. *Fractals, fault gouge, and friction*. Pure and Appl. Geophysics **131**, 255-271.
- SAMMIS, C.G. & BIEGEL, R.L., 1989. *Fractals, fault gouge and fiction*. Pure and Appl. Geophysics, **131**, 255-271.
- SANI F. & BONINI M., 2005. *I bacini del settore interno dell'Appennino Settentrionale nel quadro dell'evoluzione geodinamica neogenico-quadernaria*. Accademia Valdarnese del Poggio, Convegno "Ricerca geologica e paleontologica nel Valdarno Superiore: nuovi dati ed approfondimenti", 3/6/2005.
- SANI F., MORATTI G., BONINI M., LANDI B., TANINI C., PICCARDI L. & MENCHETTI B., 2001. *A transect in southern Tuscany, from the Baccinello Basin to the Cetona ridge*. Ofioliti. **26**, 381-400.
- SANTAIOLA F. & CANCELLI A., 1997. *Landslide evolution around Mt Campastrino (Northern Appennines, Italy): a complex and composite gravitational movement*. Engineering Geology, **47**, 217-232.
- SERRA, J., 1982. *Image analysis and mathematical morphology*. London, Academic Press.
- SESTINI A., 1936. *Stratigrafia dei terreni fluvio-lacustri del Valdarno Superiore*. Atti Soc. Tosc. Sc. Nat., **45**, 37-41.
- SESTINI, G., 1968. *Notes on the internal structure of the major Macigno olistostrome (Oligocene, Modena and Tuscany Appennines)*. Boll. Soc. Geol. It., **87**, 57-63.
- SHURI, F. S., DRISCOLL, D. D. & GARNER, S. J., 1985. *Controlled displacement-rate in situ shear test with pore pressure measurement*. Can. Geotech. J., **22**, 136-142.
- SONMEZ, H., ALTINSOY, H., GOKCEOGLU, C. & MEDLEY, E., 2006a. *Considerations in Developing an Empirical Strength Criterion for*

- Bimrocks*. Proceedings 4th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS 2006), November 6-10, Singapore.
- SONMEZ, H., GOKCEOGLU, C., MEDLEY, E., TUNCAY, E. & NEFESLIOGLU, H.A., 2006b. *Estimating the Uniaxial Compressive Strength of a Volcanic Bimrock*. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. **43**, 554-561.
- SONMEZ, H., GOKCEOGLU, C., TUNCAY, E., MEDLEY, E. & NEFESLIOGLU, H.A., 2004b. *Relationships Between Volumetric Block Proportions and Overall UCS of a Volcanic Bimrock*. Felsbau Rock and Soil Engineering- Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunneling **22**(5), 27-32.
- SONMEZ, H., TUNCAY, E. & GOKCEOGLU, C., 2004a. *Models to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity for Ankara Agglomerate*. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. **41**, 717-729.
- TOMMASI, P., 1996. *Stabilità di versanti naturali ed artificiali soggetti a fenomeni di ribaltamento*. Rivista Italiana di Geotecnica; **30**(4), 5-34.
- TURCOTTE, D.L., 1986. *Fractals and Fragmentation*. Journal of Geophysical Research 91 (B2), 1921-1926.
- TURCOTTE, D.L., 1997. *Fractals and chaos in geology and geophysics*. Second Edition. Cambridge University Press, 398pp.
- TYLER, S.W., & WHEATCRAFT, W.S., 1990. *Fractal Processes in Soil Water Retention*. Water Res. Res. **26**(5), 1047-1054.
- TYLER, W.S. & WHEATCRAFT, W.S., 1992. *Fractal scaling of Soil Particle-Size Distributions. Analysis and Limitations*. Soil Sci. Soc. Am J. **56**, 362-369.
- VALLEJO, L.E., 2001. *Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures*. Can. Geotech. J. **38**(5), 1097-1104.
- VALLEJO, L.E. & MAWBY, R., 2000. *Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures*. Engineering Geology **58**, 125-136.
- VOLPE, R.L., AHLGREN, C.S. & GOODMAN, R.E. *Selection of engineering properties for geologically variable foundations*. In: Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Congress on Large Dams, Paris, 1991. 1087-1101.
- XIAODAN, W., MAI-HE, L., SHUZHEN, L. & GANGCAI, L., 2006. *Fractal characteristics of soils under different land-use patterns in the arid and semiarid regions of the Tibetan Plateau, China*. Geoderma **134**, 56-61.

- XU, W., HU, R. & TAN, R., 2007. *Some geomechanical properties of soil-rock mixtures in the Hutiao Gorge area, China*. Géotechnique. **3**, 255-264.
- XU, W., YUEB, Z. & HU, R., 2008. *Study on the mesostructure and mesomechanical characteristics of the soil-rock mixture using digital image processing based finite element method*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **45**, 749-62.
- WINTER, M.G. & SUHARDI, A., 1990. *The effect of stone content on the determination of acceptability for earthworking*. In: Engineered field, Thomas Telford, London, 313-319.
- YUE Z.Q., CHEN, S. & THAM L.G., 2003. *Finite element modeling of geomaterials using digital image processing*. Computers and Geotechnics **30**, 375-397.



# **Appendice 1: rilievi fotografici superfici di rottura**

P1



P2



P3



P4





**P5**



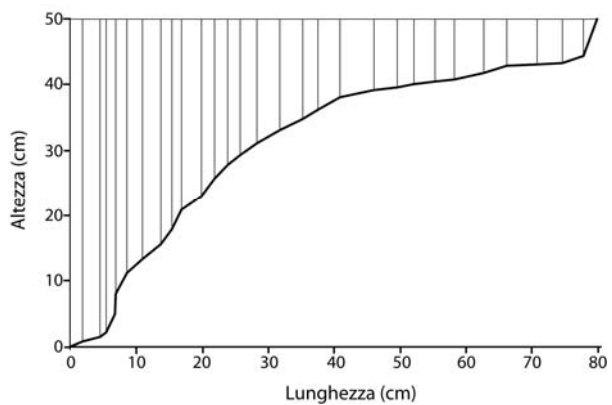
**P6**



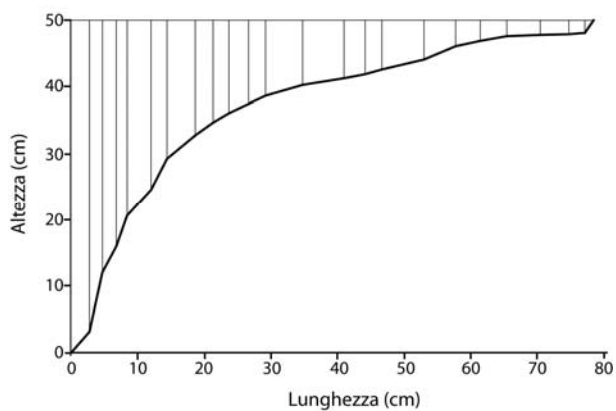


## **Appendice 2: profili di rottura**

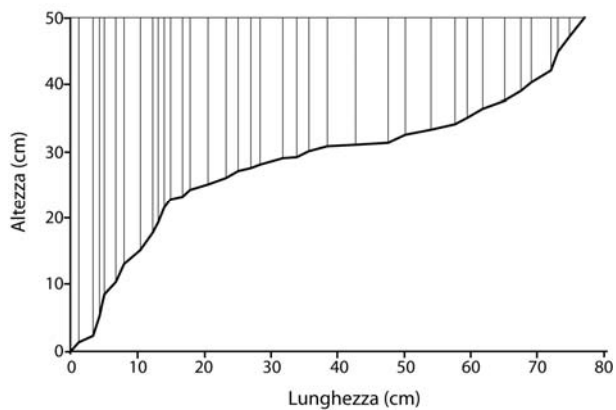
**P1-A**



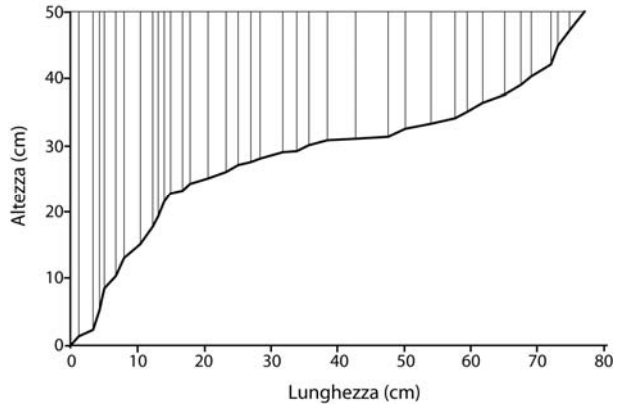
**P1-B**



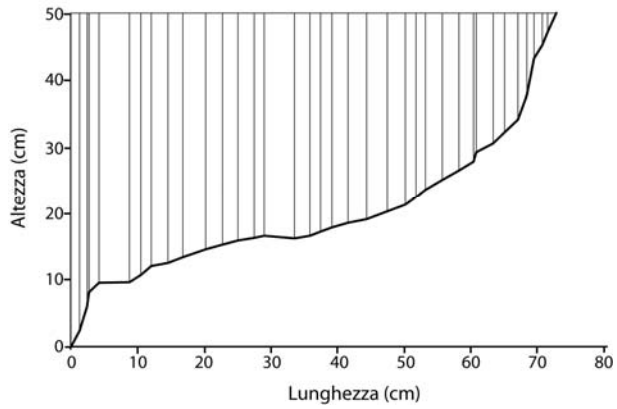
**P1-C**



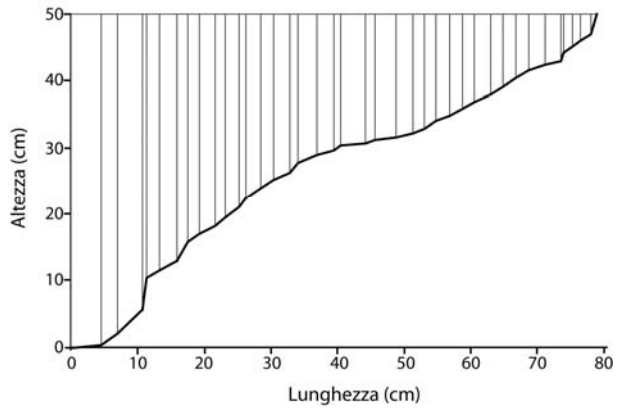
**P1-D**



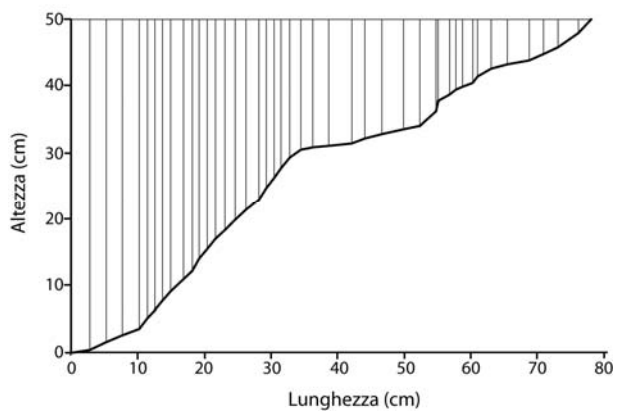
**P2-A**



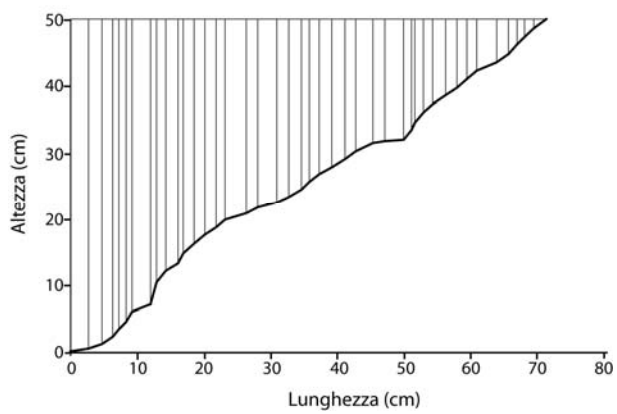
**P2-B**



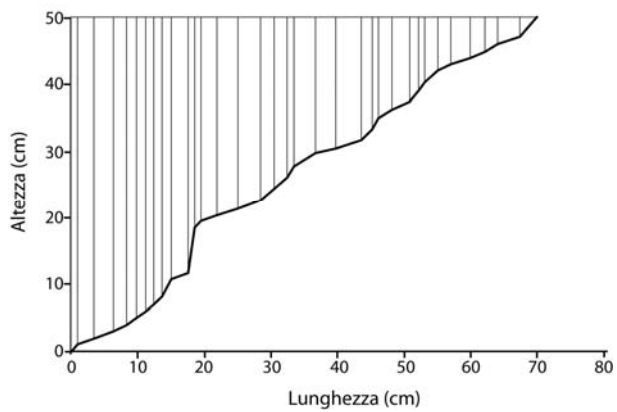
**P2-C**



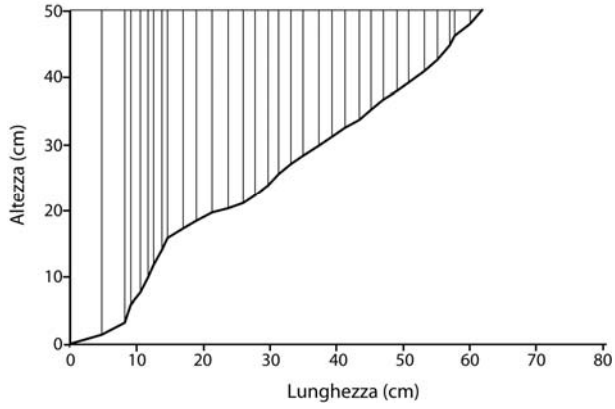
**P2-D**



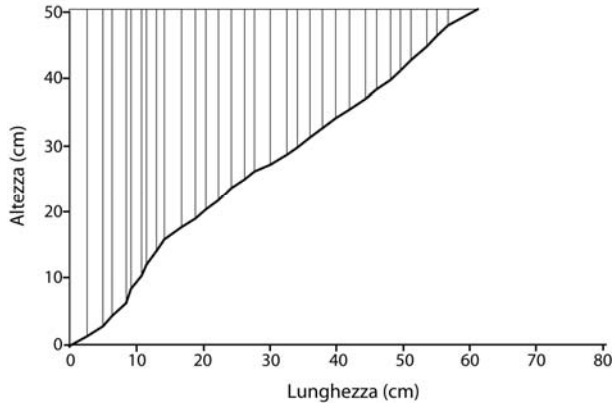
**P3-A**



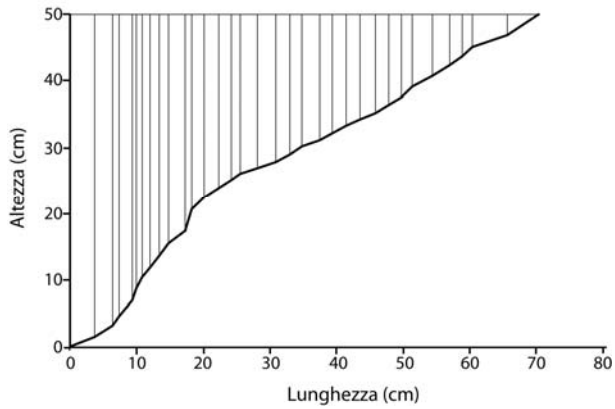
**P3-B**



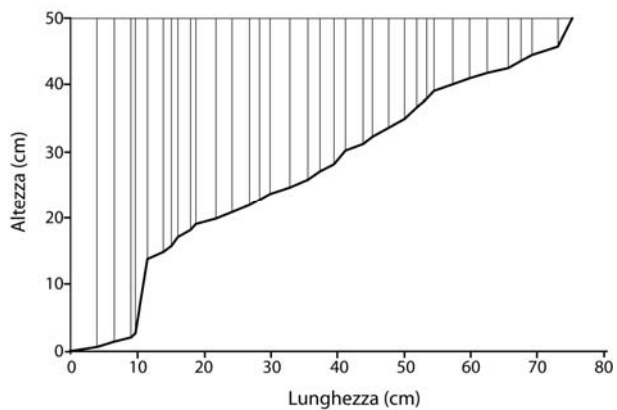
**P3-C**



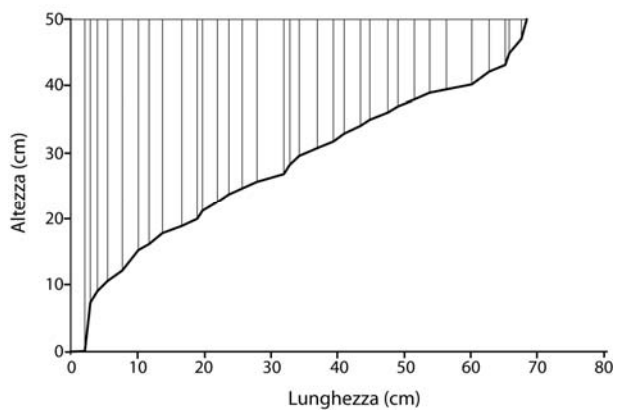
**P3-D**



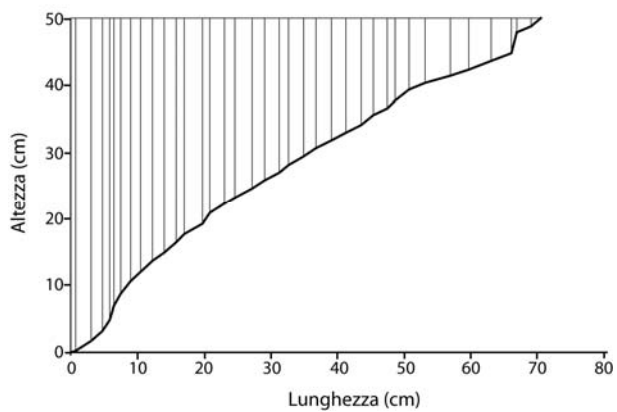
**P4-A**



**P4-B**

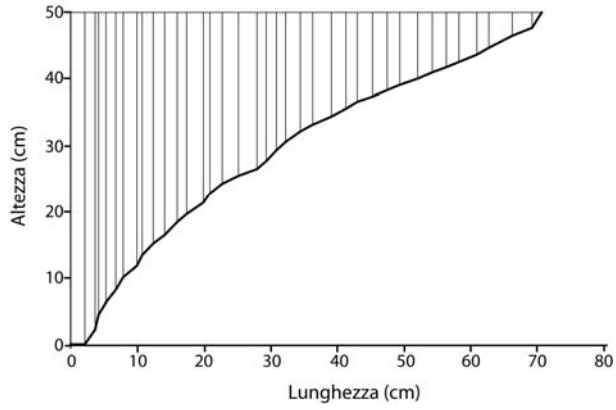


**P4-C**

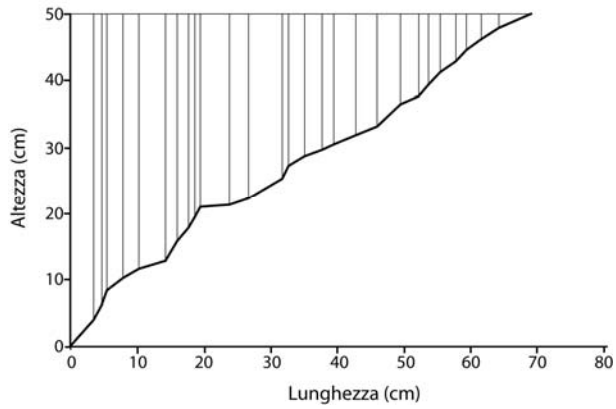




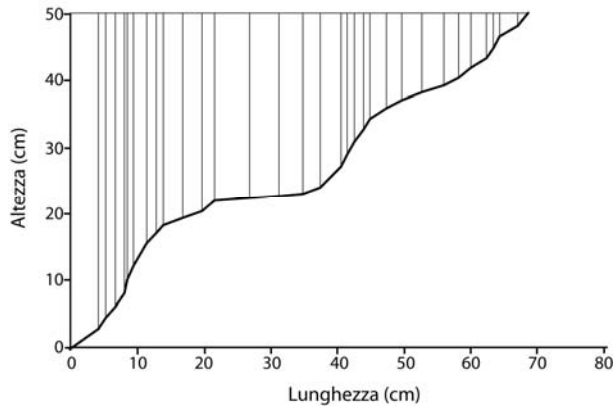
**P4-D**



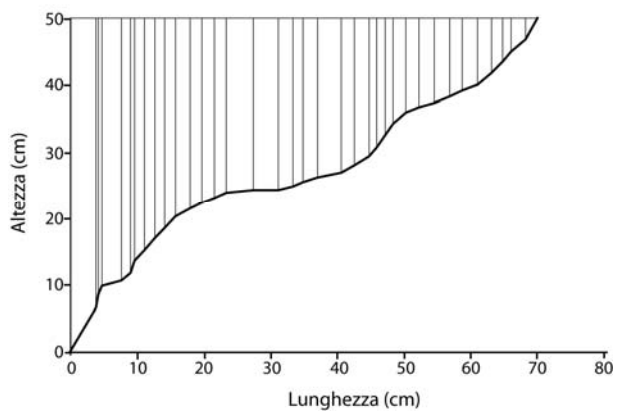
**P6-A**



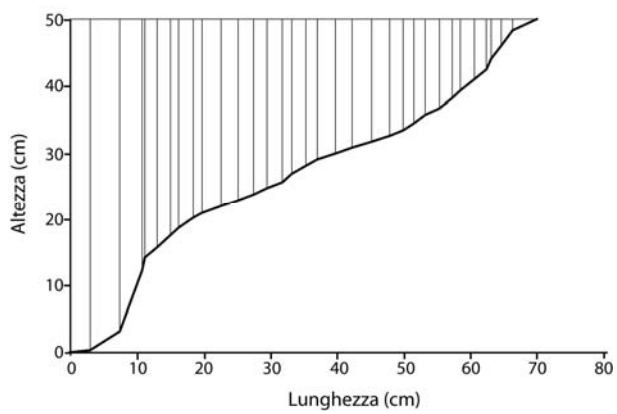
**P6-B**



**P6-C**



**P6-D**



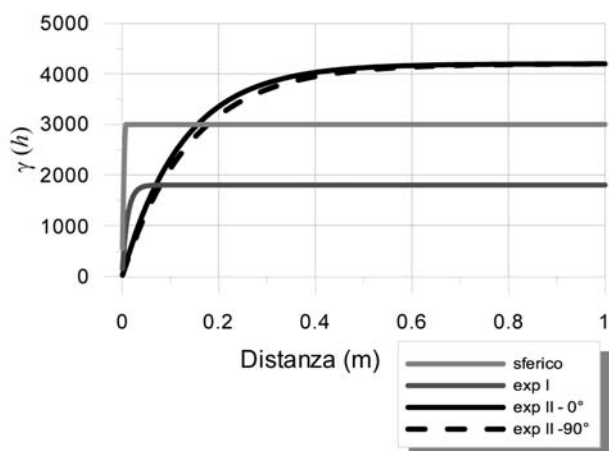
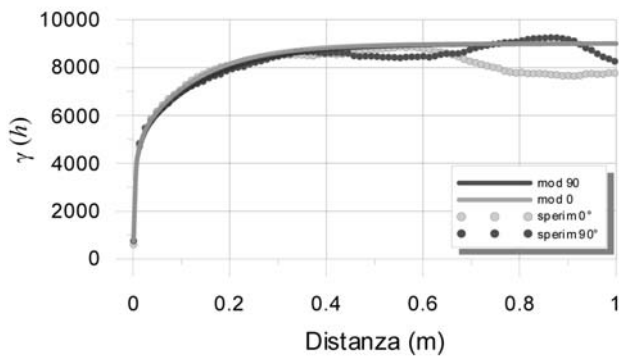
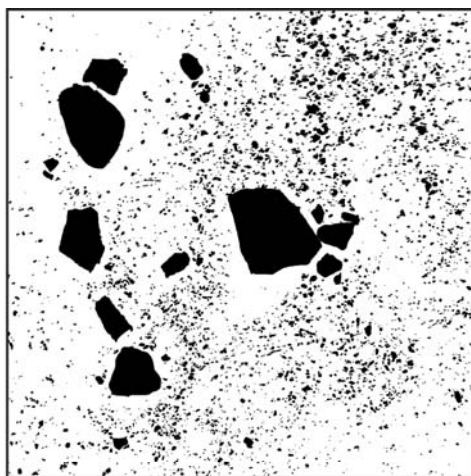
## **Appendice 3: Variogrammi**

**Tabella A3.1** Parametri caratteristici dei variogrammi elementari.

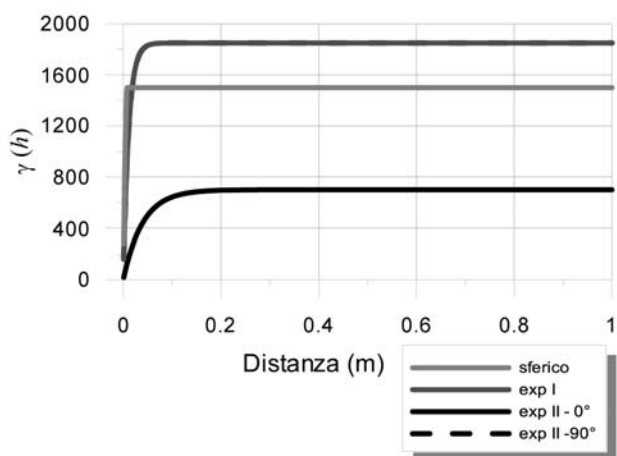
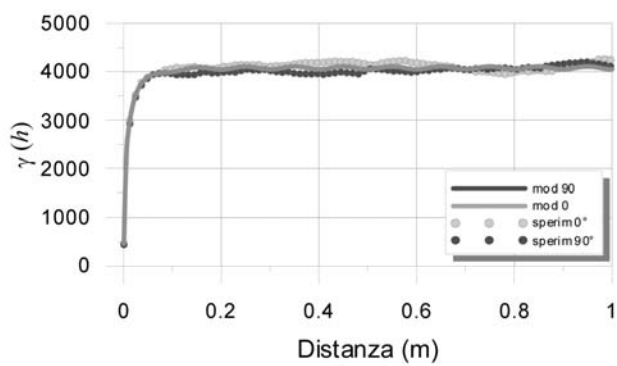
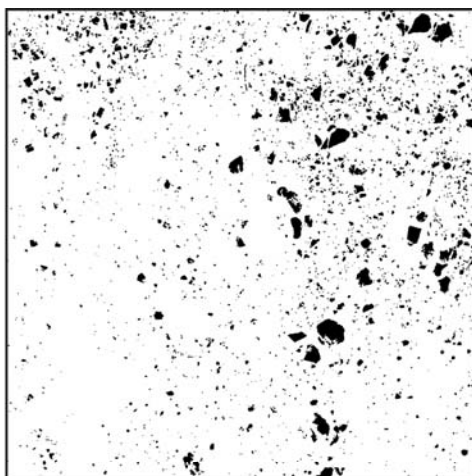
	Sferico		Exp I		Exp II				Periodico		Altri		
	C	a (mm)	C	a (mm)	C	a <sub>max</sub> (mm)	Dir anis. (°)	a <sub>min</sub> (mm)	C	T (mm)	C	a (mm)	*
1	3000	8	1800	11	4200	142	88	125					
2	1500	8	1850	11	700	40			30	100			
3	3000	8	3800	11	3350	75	65	40					
4	1500	8	2500	18	3900	90	90	80					
5	4000	8	2400	11	3400	70	70	50					
6	1000	8	2100	28	1200	35	24	120					
7	1500	8	2700	13	4800	180	70	100					
8	3000	8	2800	11	5500	65	80	50					
9	3000	8	1800	11	3700	30	85	25			2200	1200	s
10	2400	8	1600	11	1600	130	85	80					
11	3000	8	4000	11	3300	100	85	70					
12	300	8	1200	11	8600	70	80	50	2500	770			
13	2600	8	3000	11	3400	160	80	120					
14	1500	8	2400	11	3000	120	80	80					
15	2500	8	1000	11	2500	90	85	75					
16	2400	8	1100	11	3000	90	80	75					
17	1900	8	1400	11	3000	110	80	70			150000	2000	s
18	2400	8	1600	11	1600	130	85	80					
19	1400	8	2500	11	2900	80	85	55			400	1500	b
20	2000	8	2500	11	4100	110	85	80			10000	5000	s
21	2000	8	2200	11	4900	65	85	55					
22	2200	8	1200	11	4400	80	85	60					
23	3000	8	4000	11	3300	100	85	70					
24	2200	8	2000	11	2200	85	5	70					
25	2200	8	1850	11	5300	130	85	90	100	180			
26	1700	8	800	11	2100	55	85	45					
27	1800	8	1000	11	2500	55	85	50					
28	1000	8	1100	11	2100	45	85	40	200	520			
29	1800	8	800	11	1850	45	85	35			1800	4000	s
30	1500	8	900	11	5000	125	80	70	2200	1300			
31	2500	8	2000	11	3700	80	80	50	200	350			
32	2100	8	2250	11	7300	120	80	85	200	350			
33	2400	8	2200	11	3200	120	80	70	2700	350			
34	2000	8	3100	64	6100	250	80	200					
35	3000	8	2900	13	4950	100	80	95					
36	2100	8	2500	11	8000	220	80	150	6500	350			
37	1800	8	2000	11	7800	85	80	80	7800	350			
38	1800	8	2000	11	2900	120	80	100					
39	3100	8	2000	11	6000	140	80	120					
40	3000	8	2400	12	4000	85	80	80					

\* s: sferico b: effetto buco

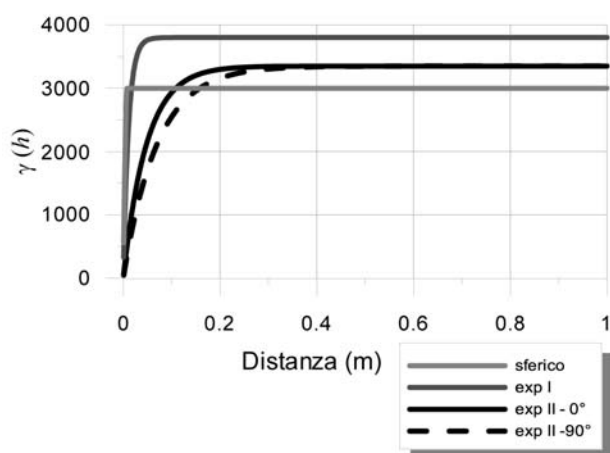
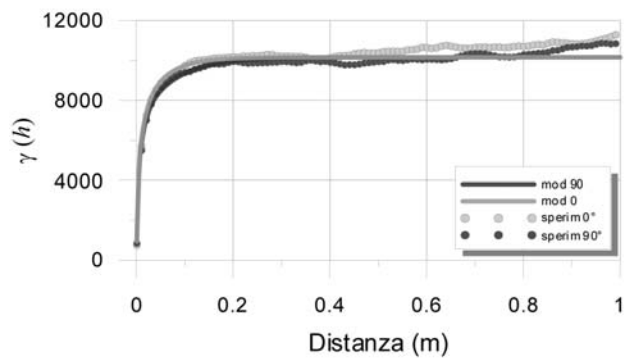
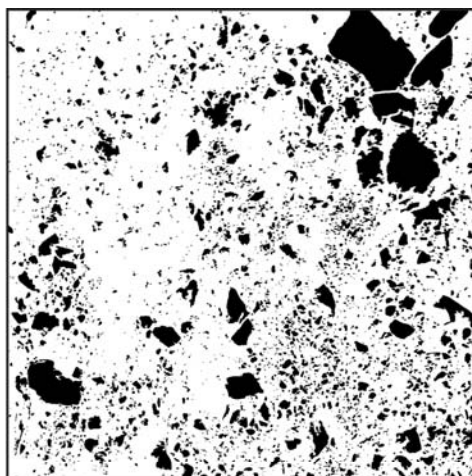
1



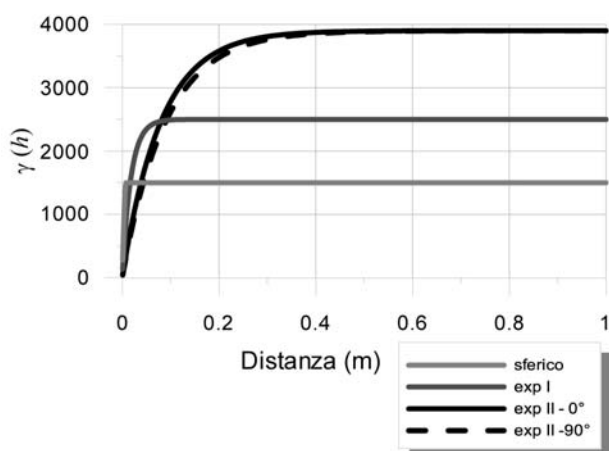
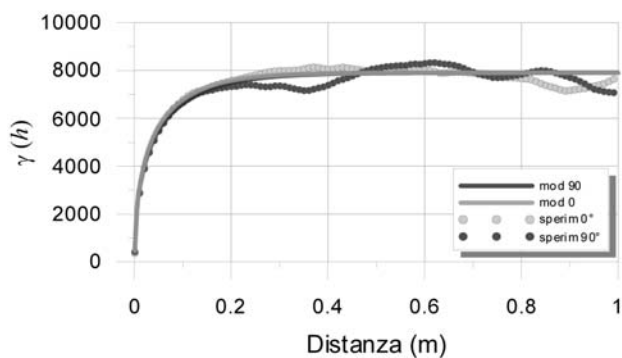
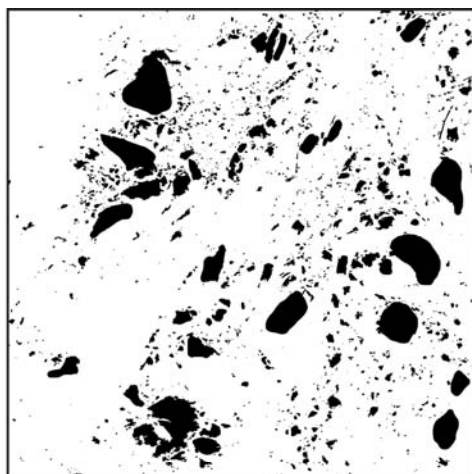
2



3

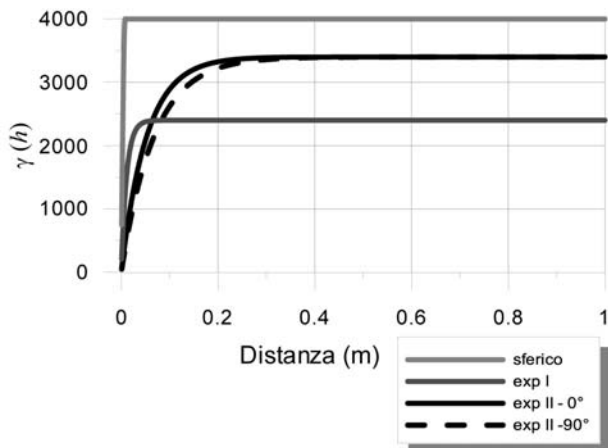
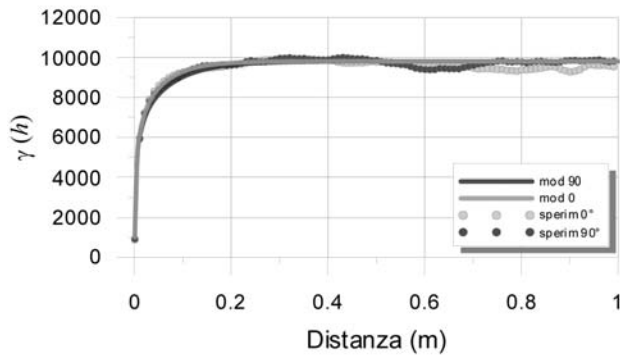
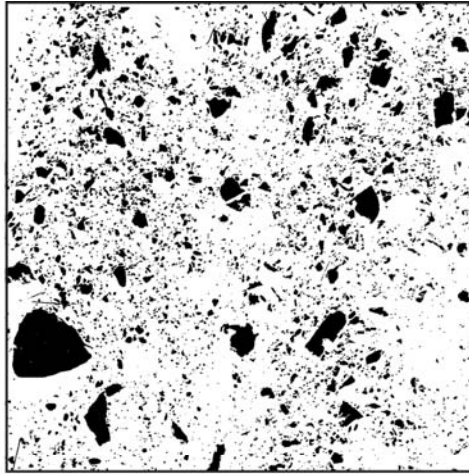


4

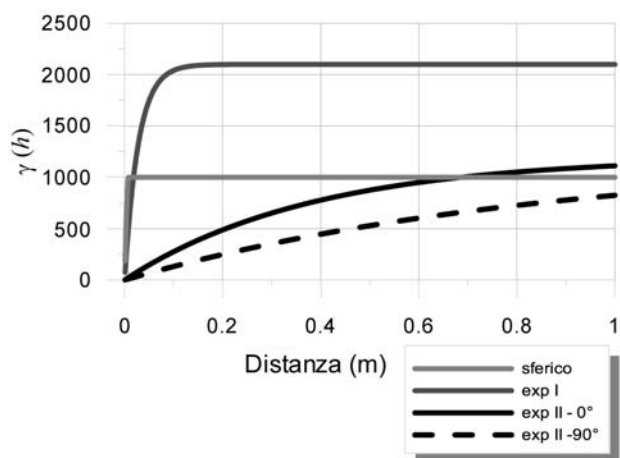
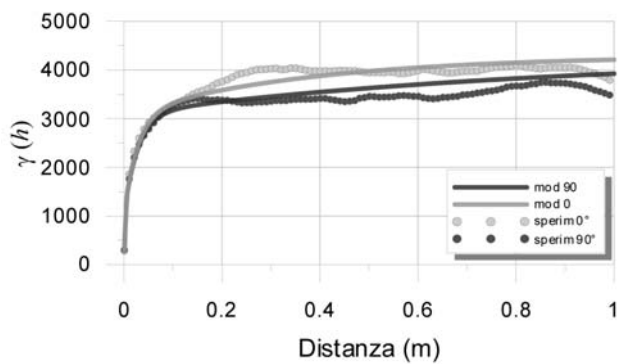
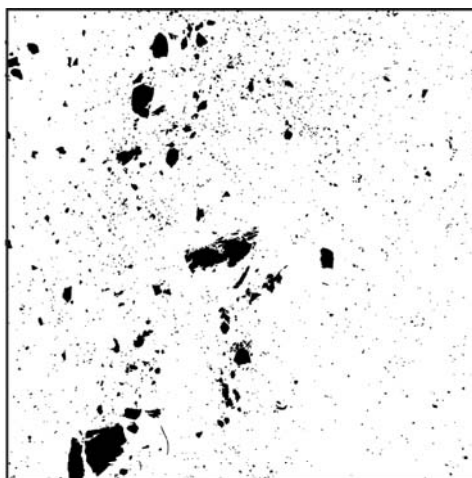




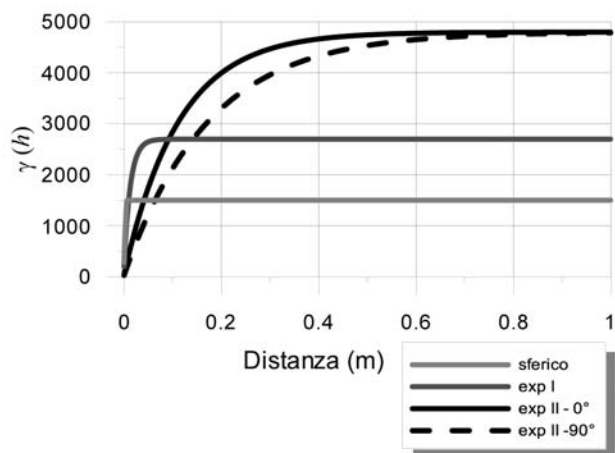
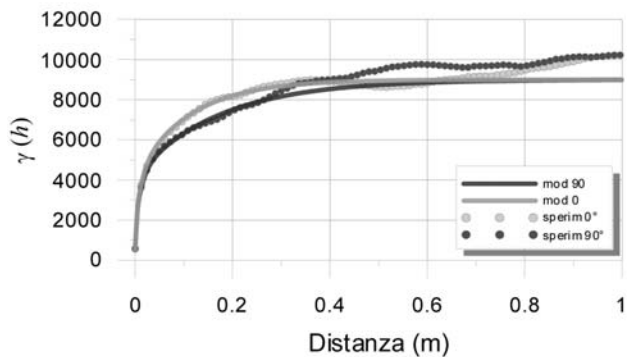
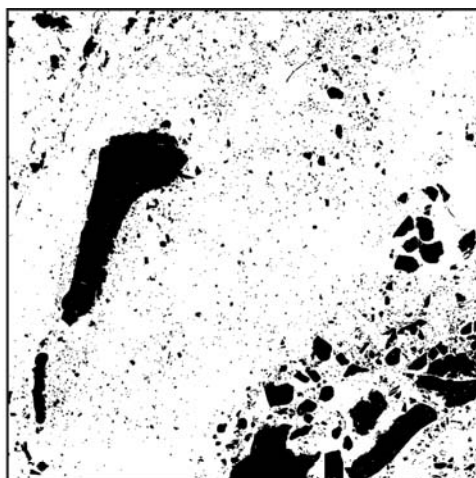
5



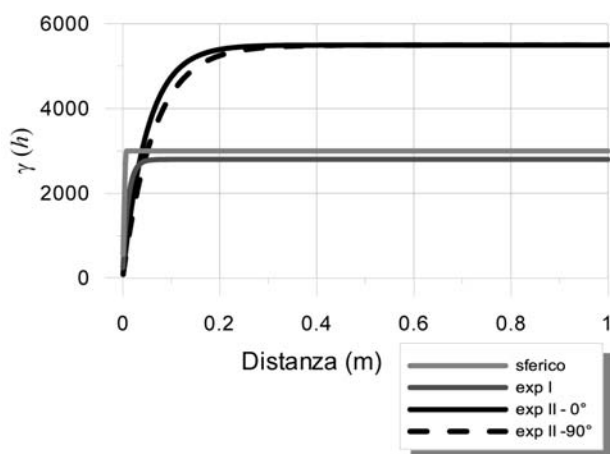
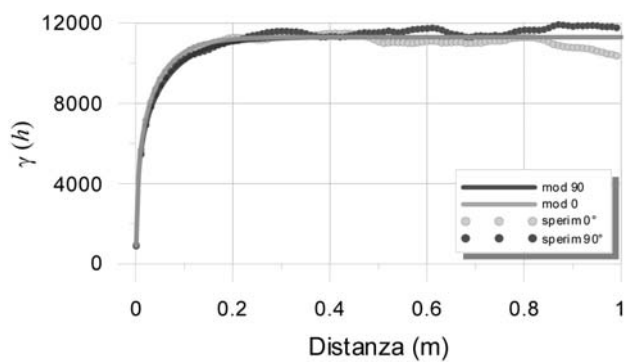
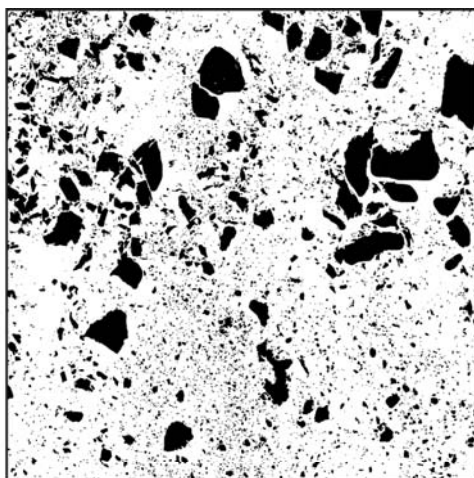
6



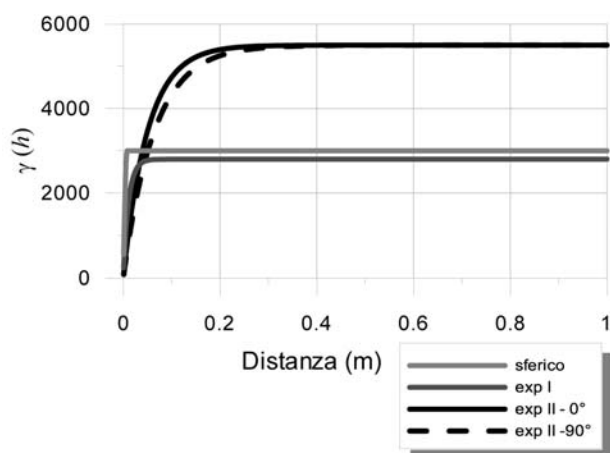
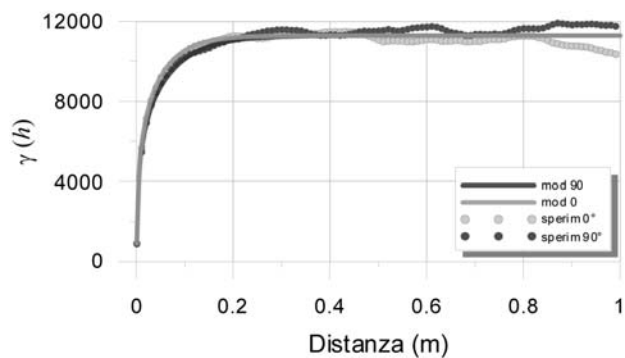
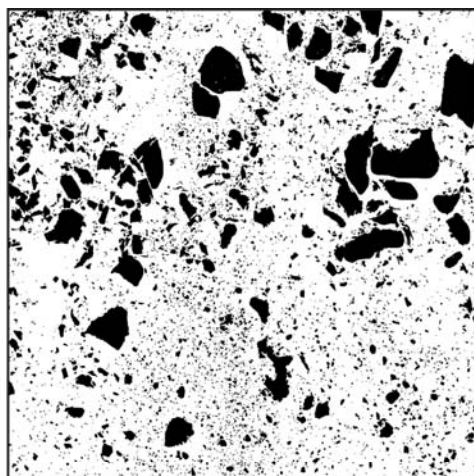
7



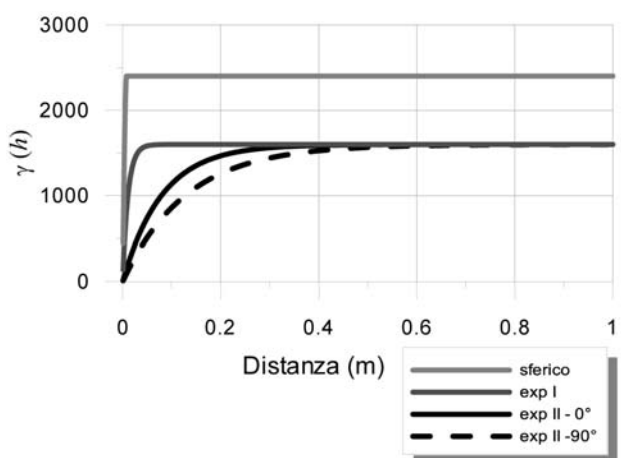
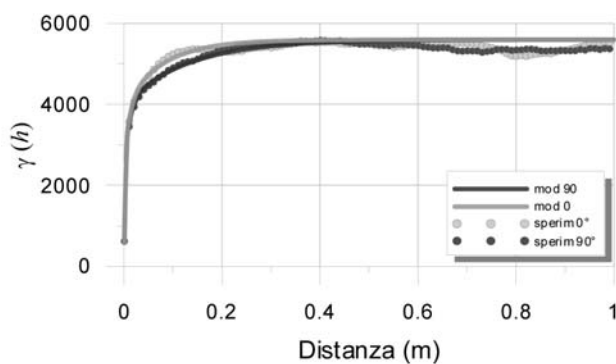
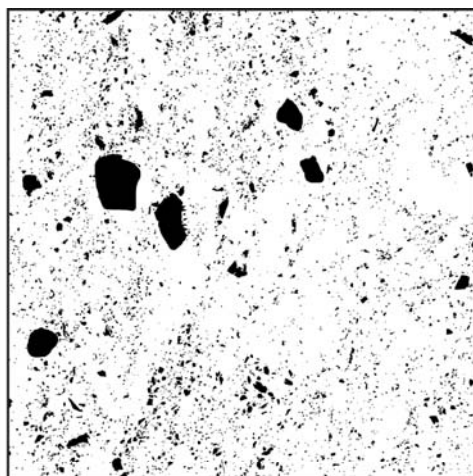
8



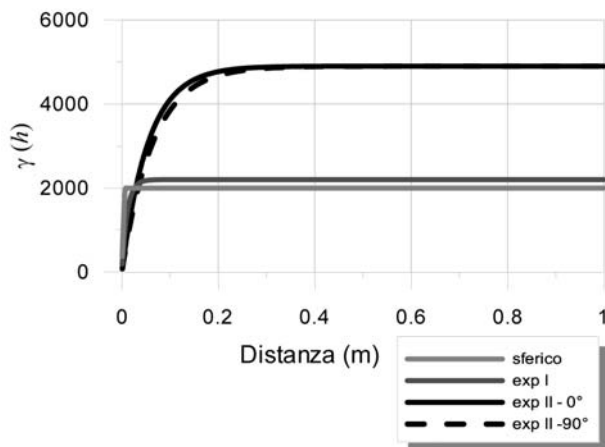
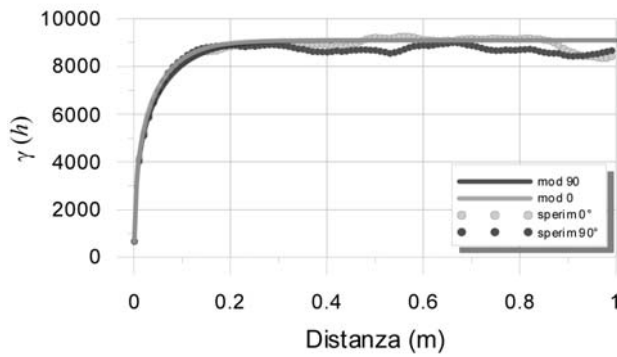
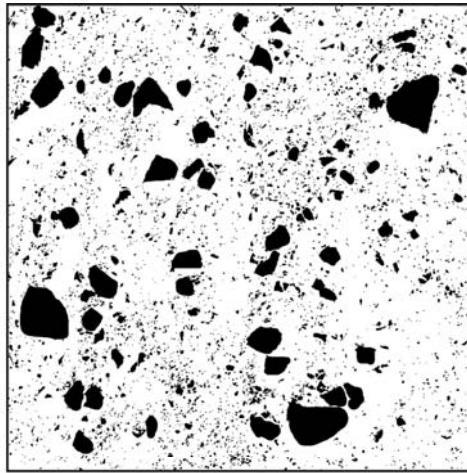
9



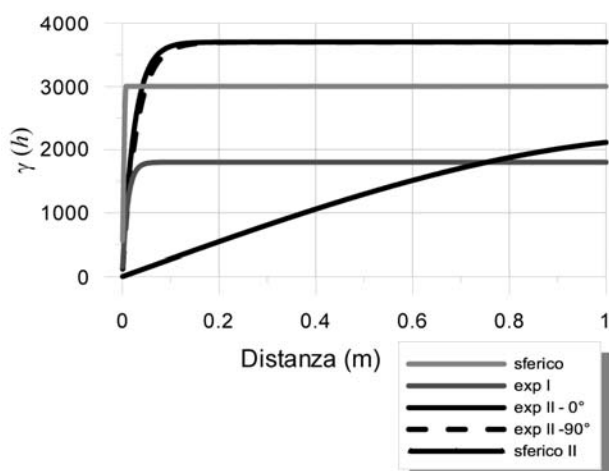
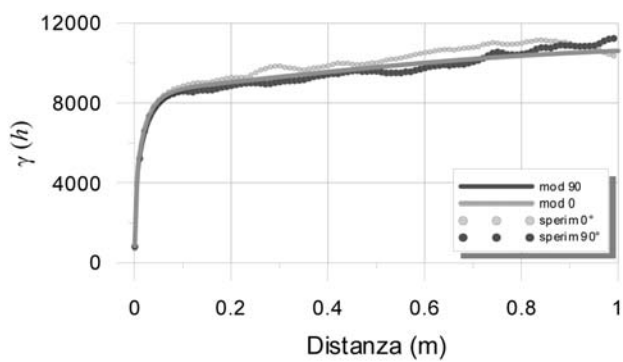
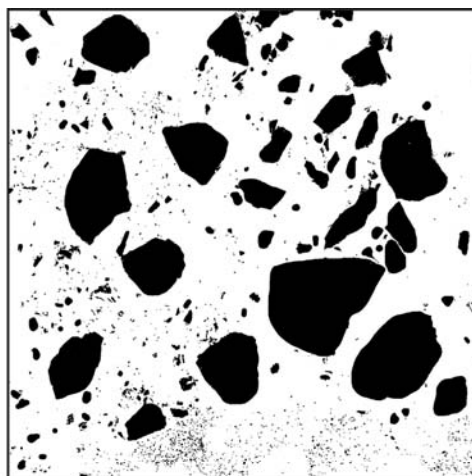
10



11

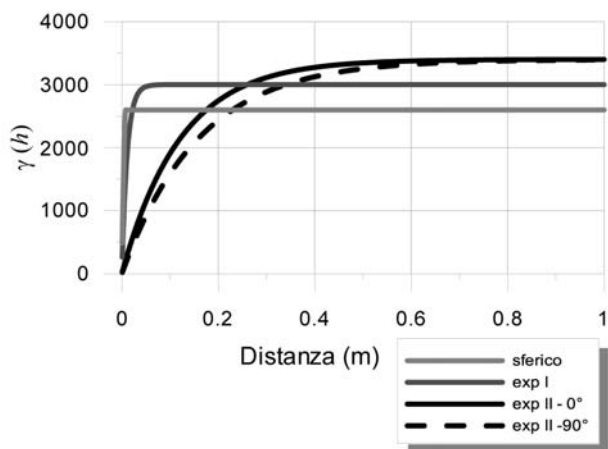
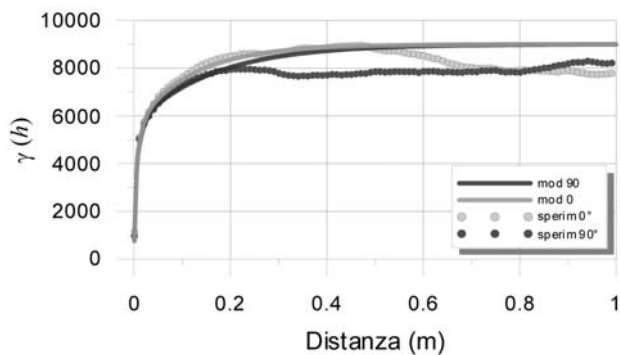
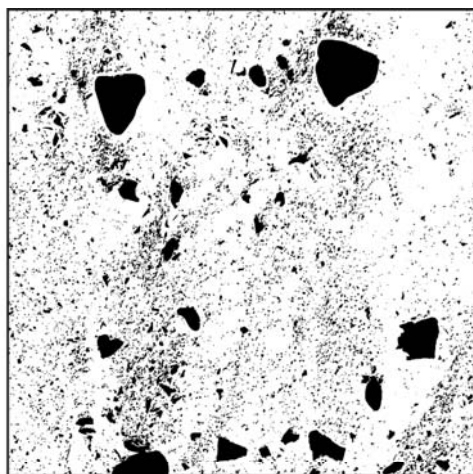


12

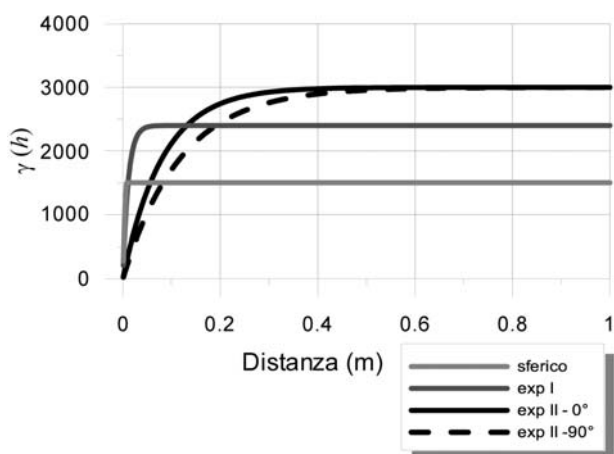
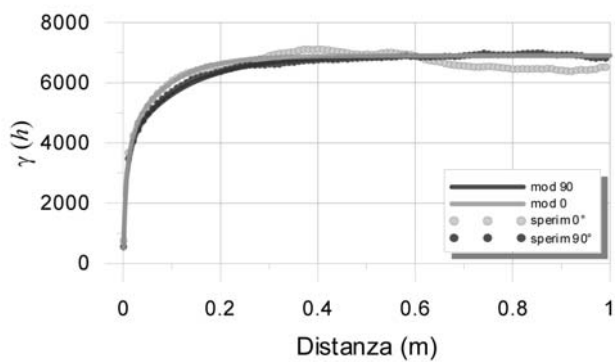
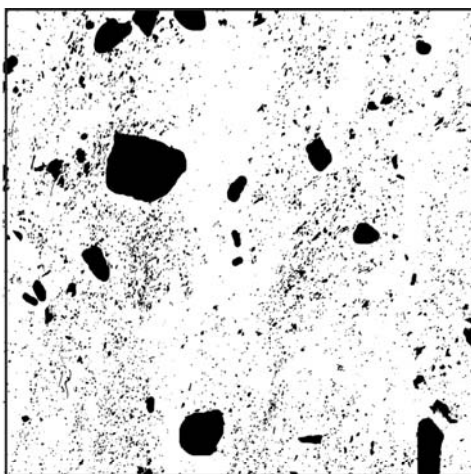




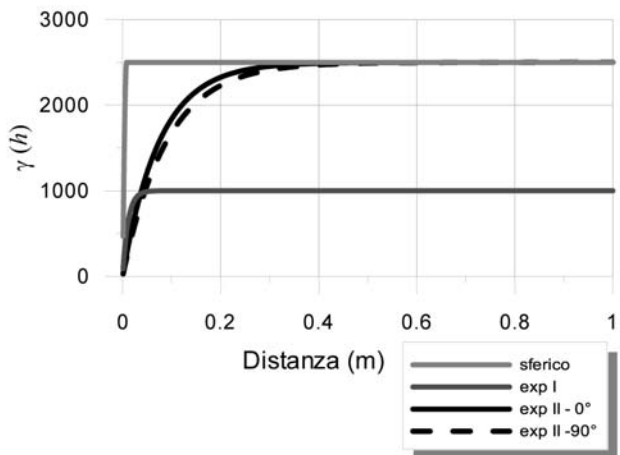
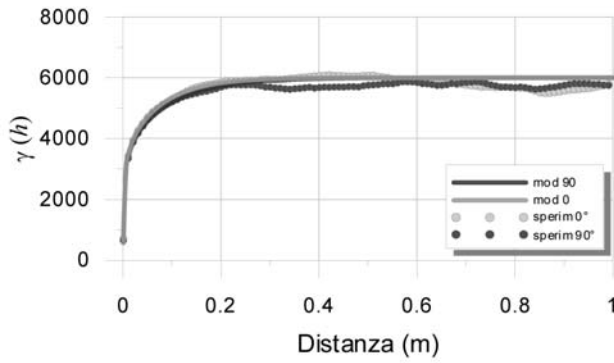
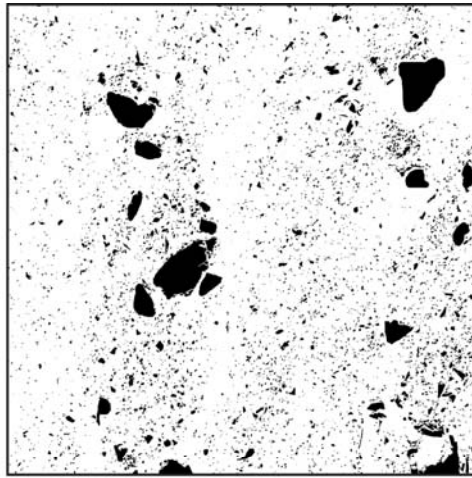
13

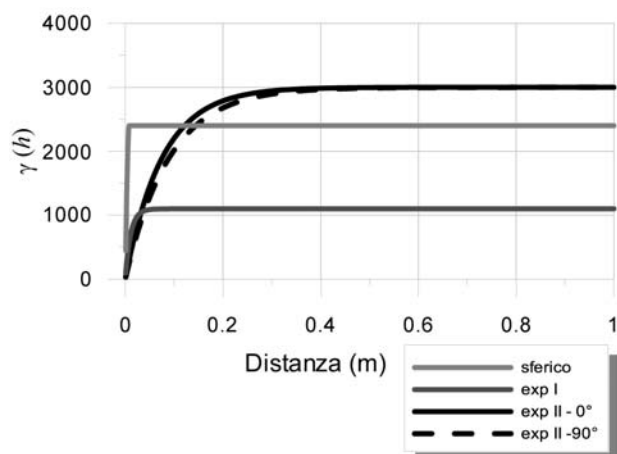
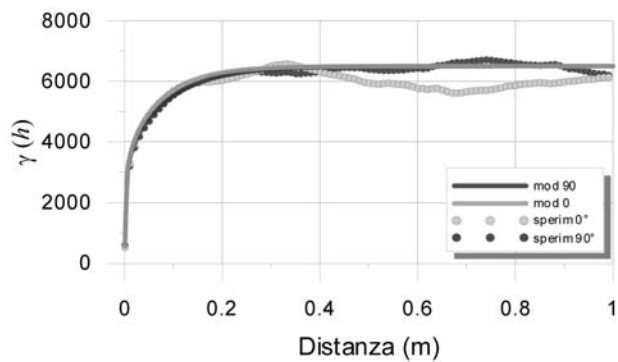
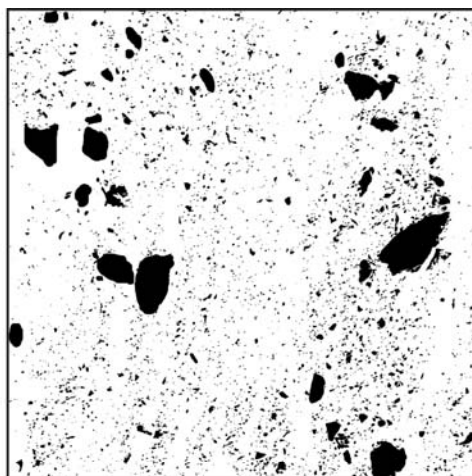


14

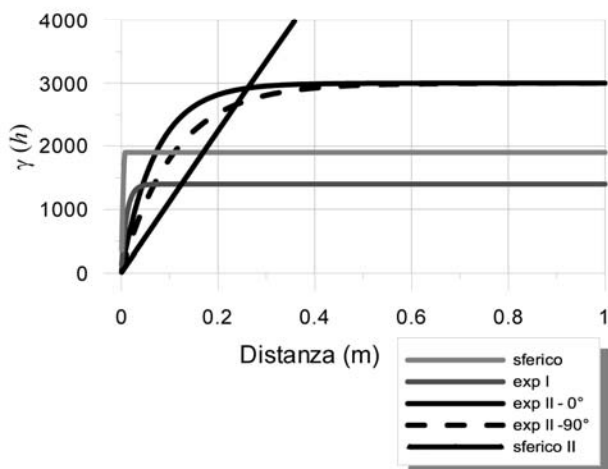
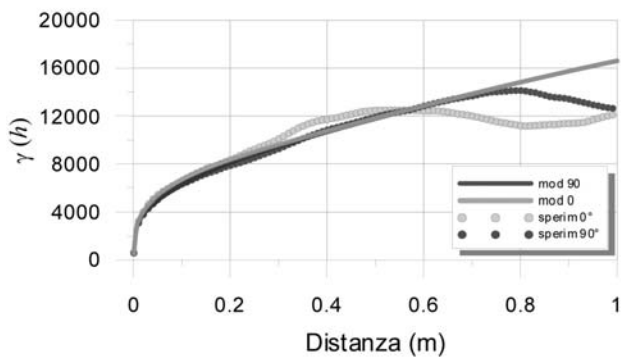
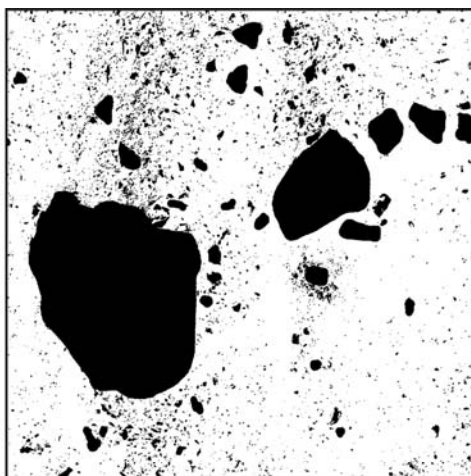


15

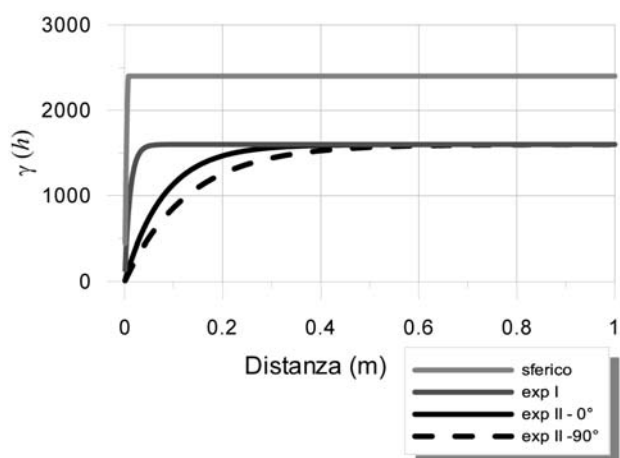
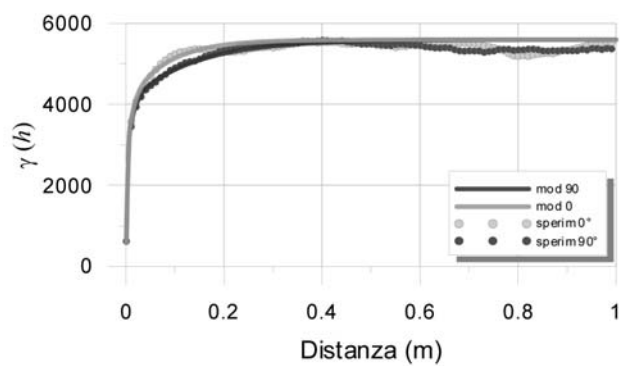
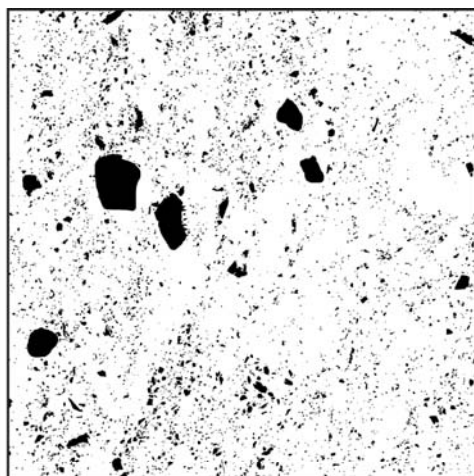




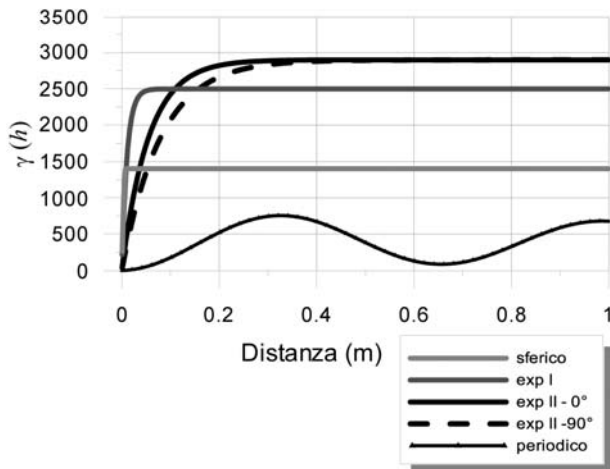
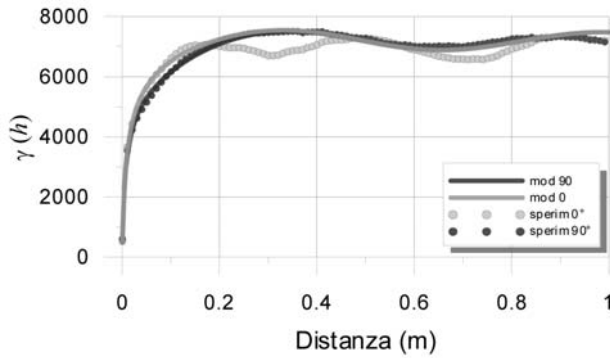
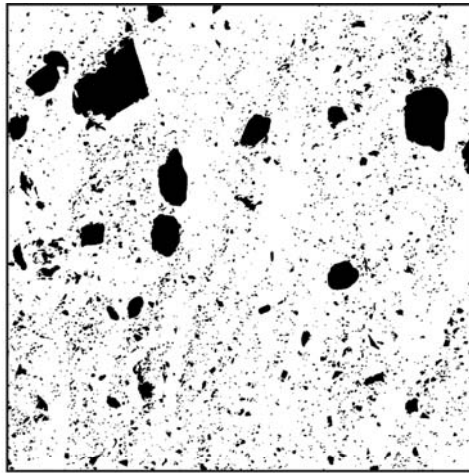
17

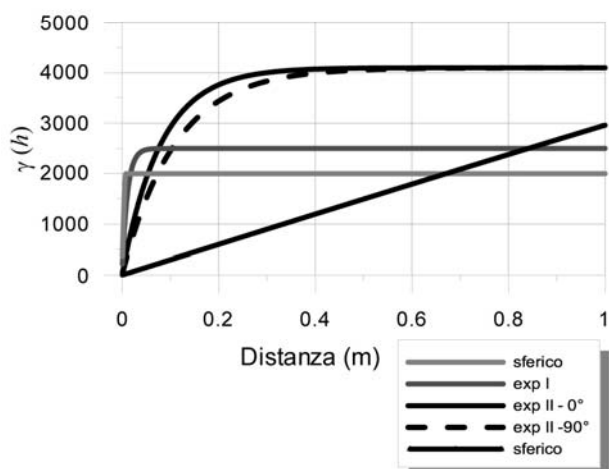
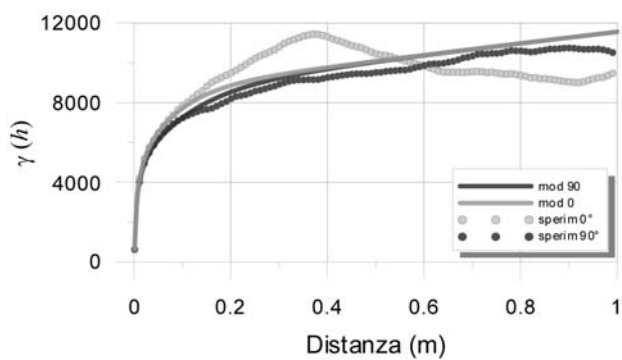
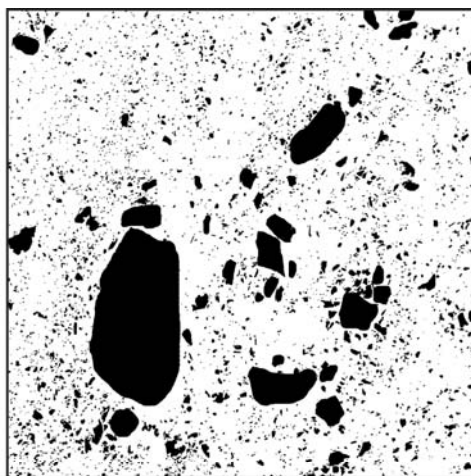


18



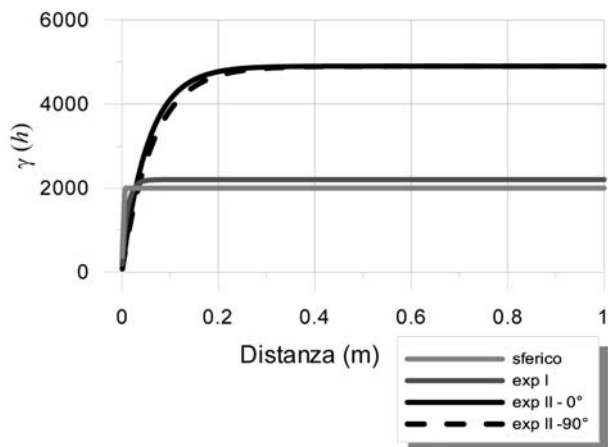
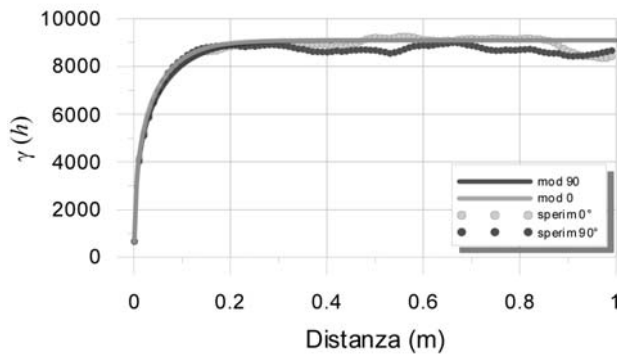
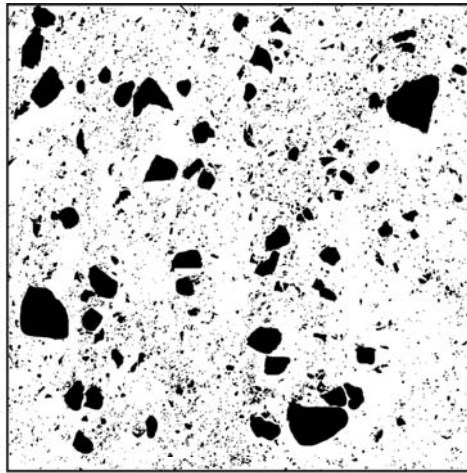
19

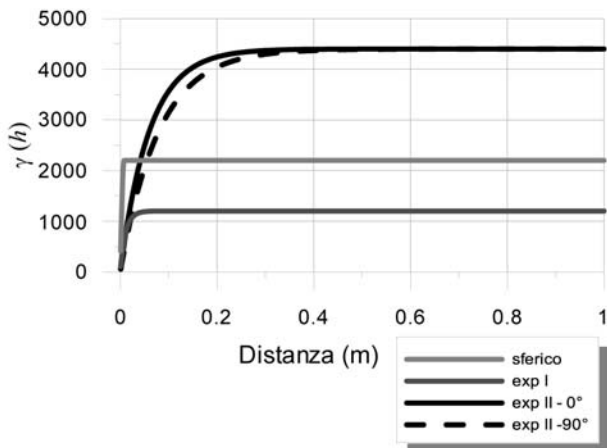
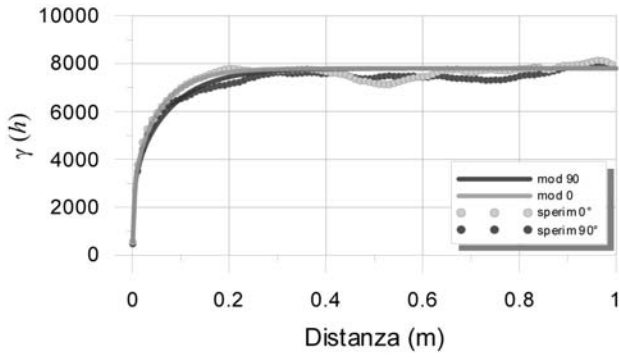
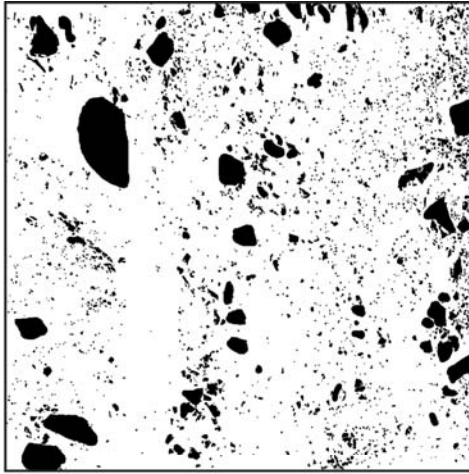




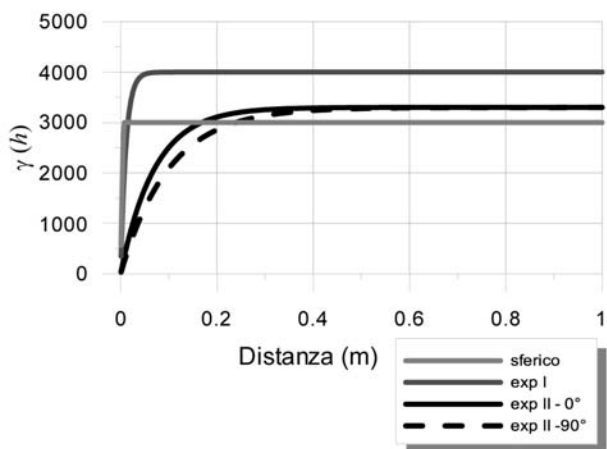
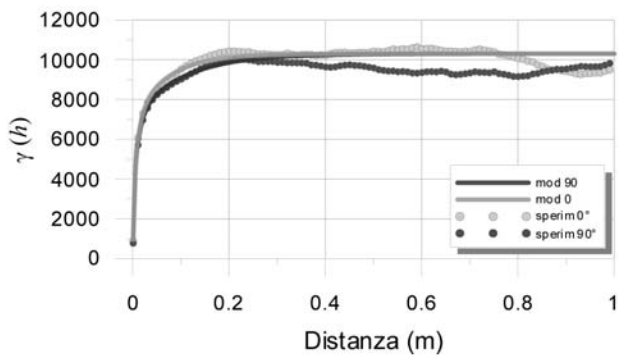
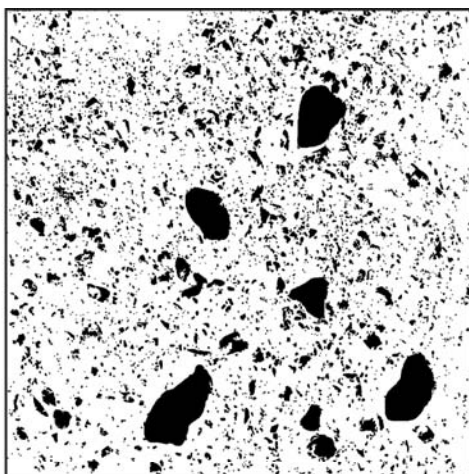


21

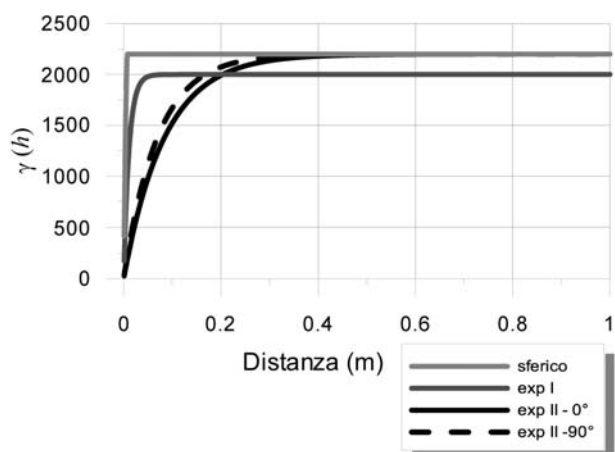
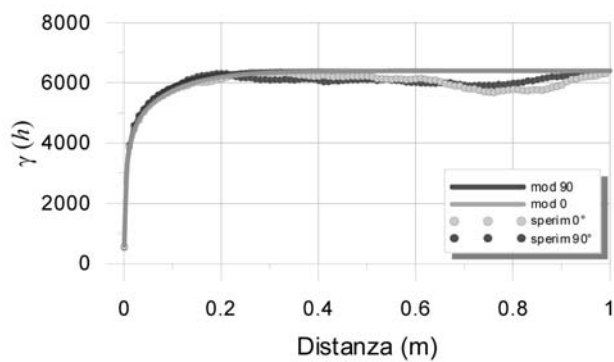
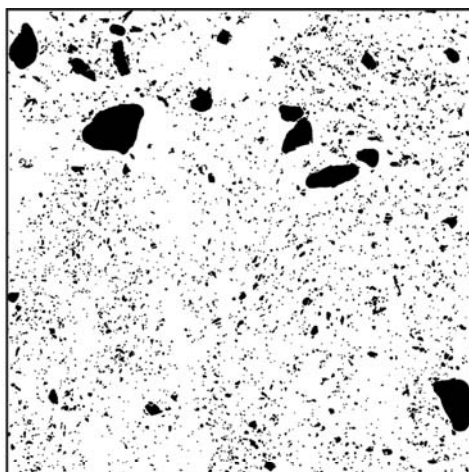




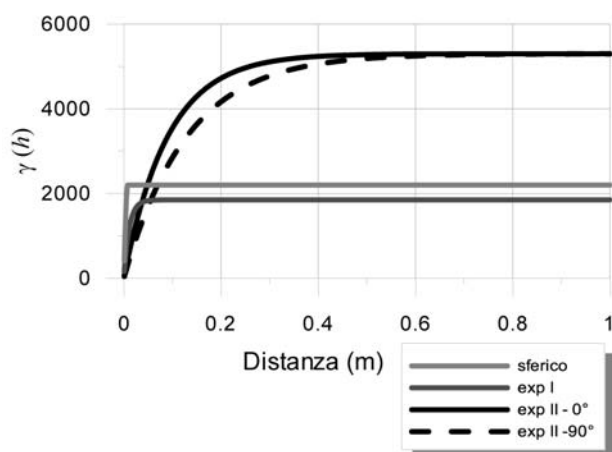
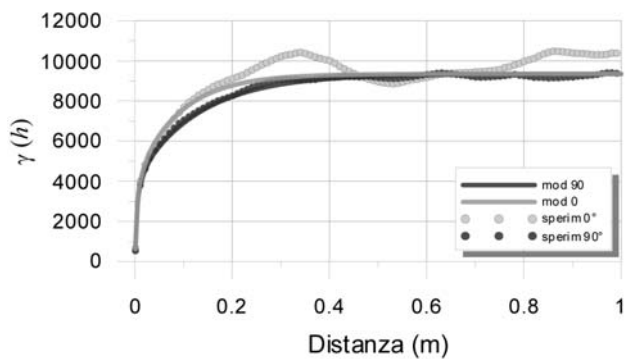
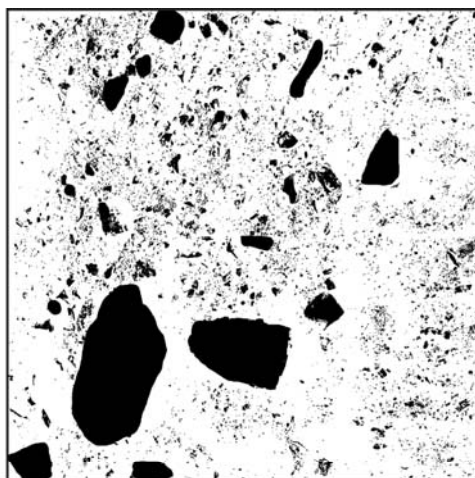
23



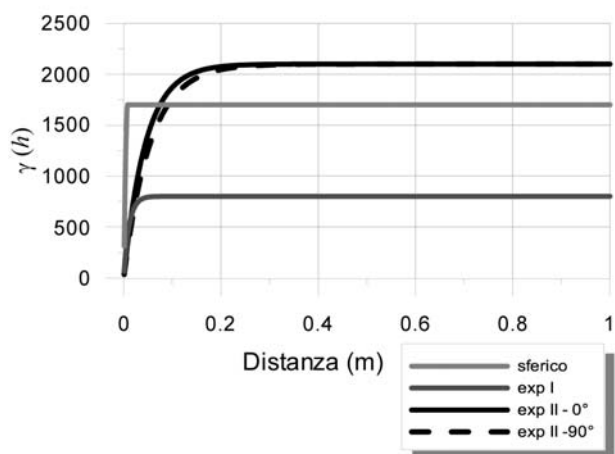
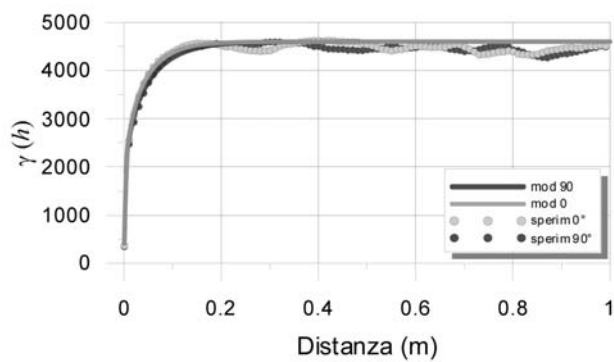
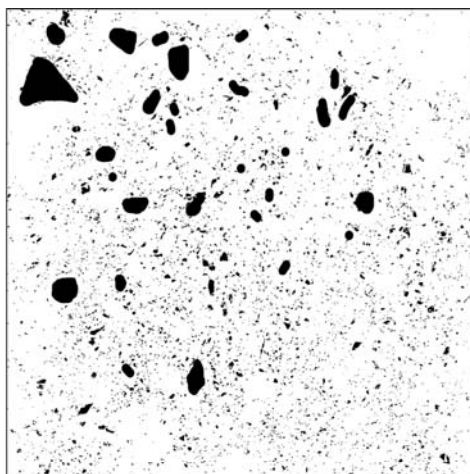
24



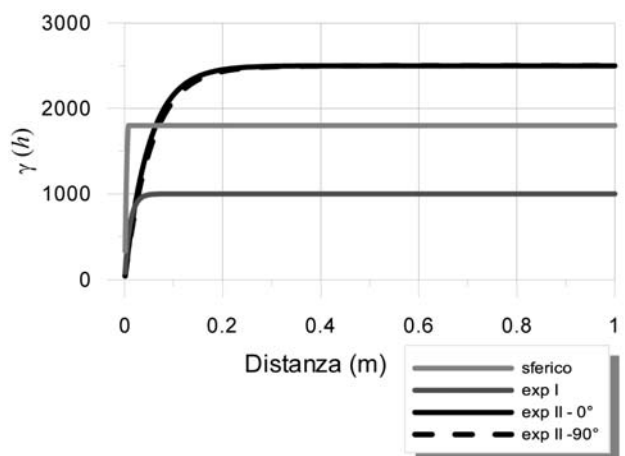
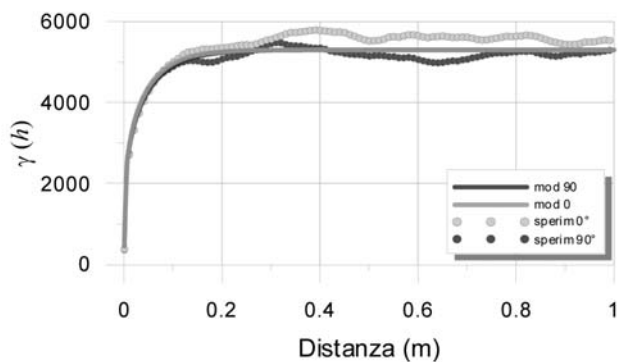
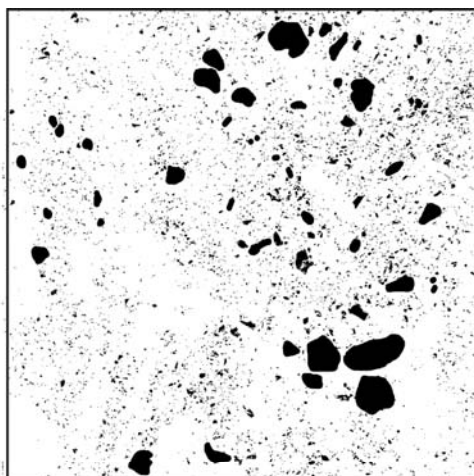
25

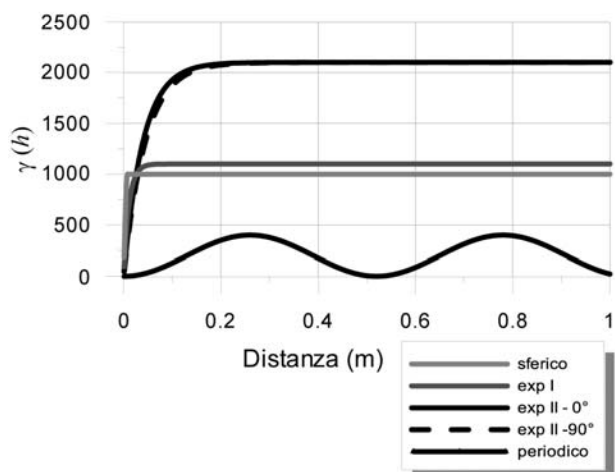
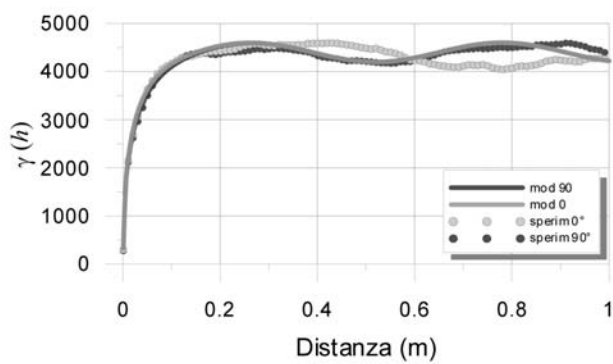
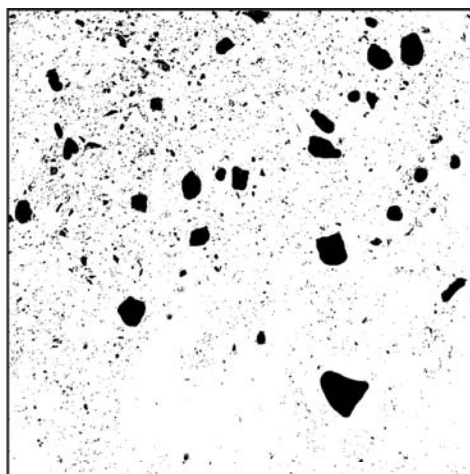


26



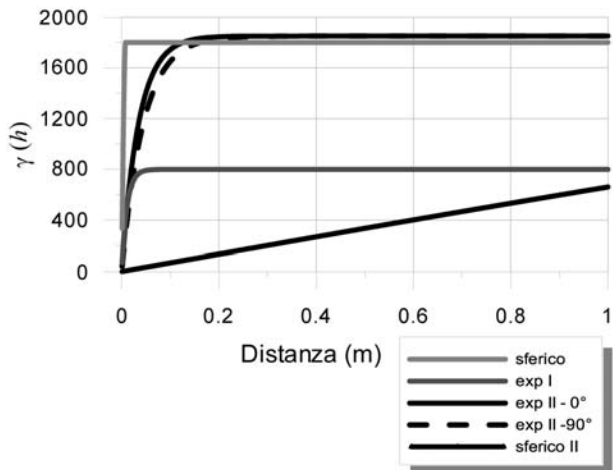
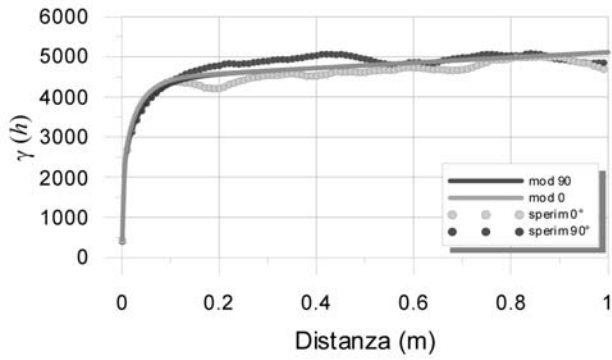
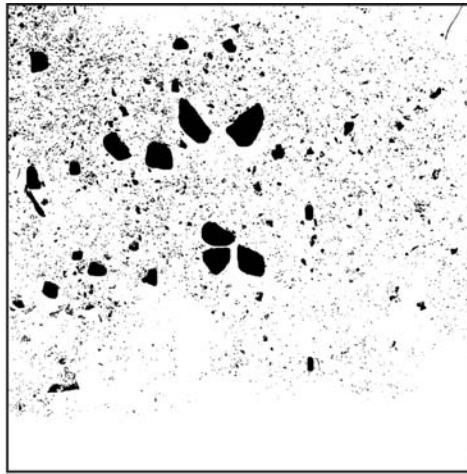
27



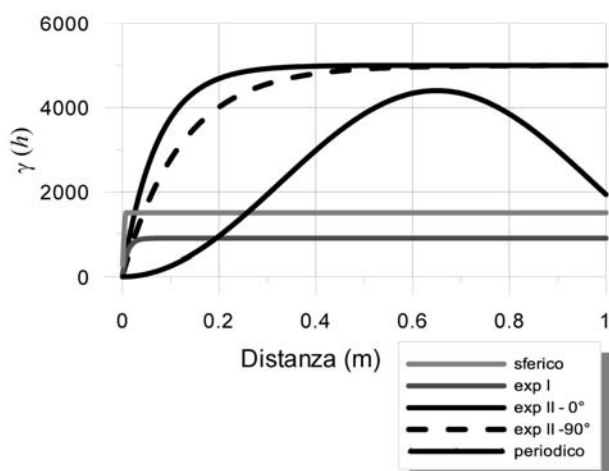
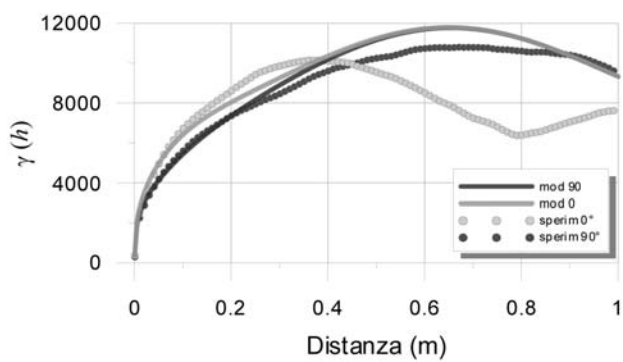




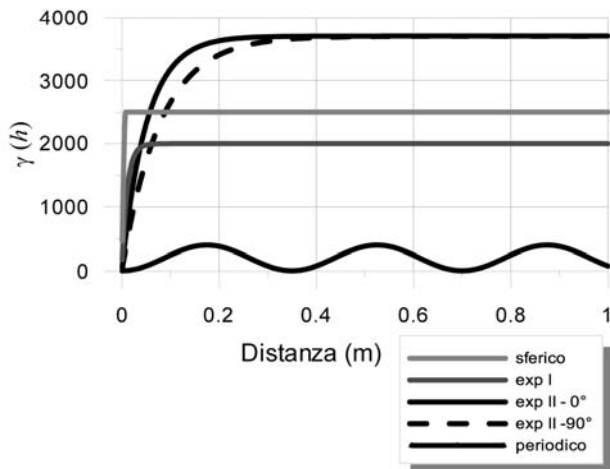
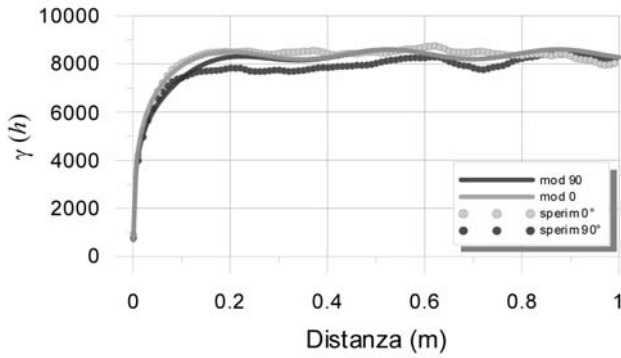
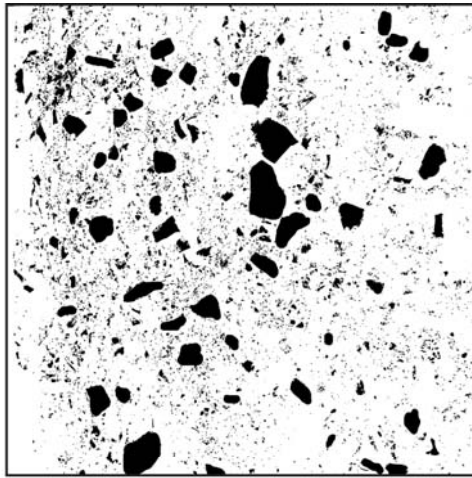
29



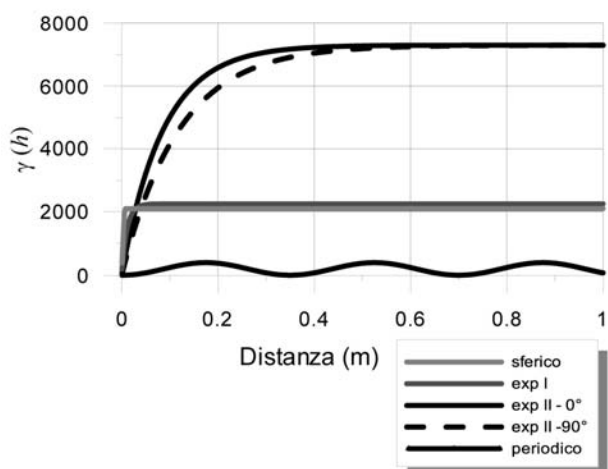
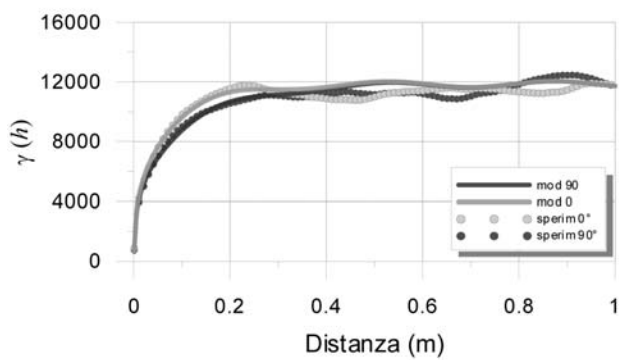
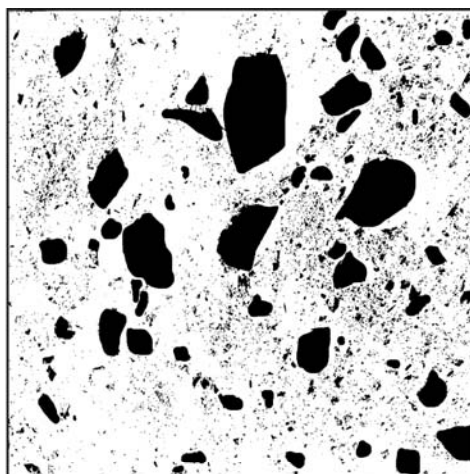
30



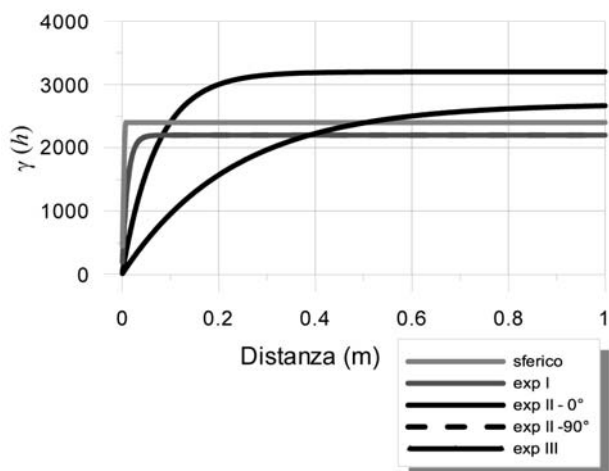
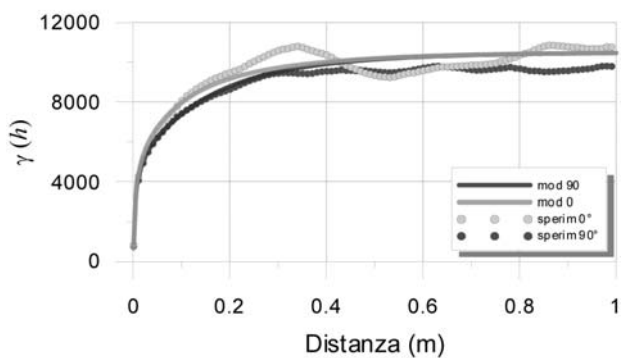
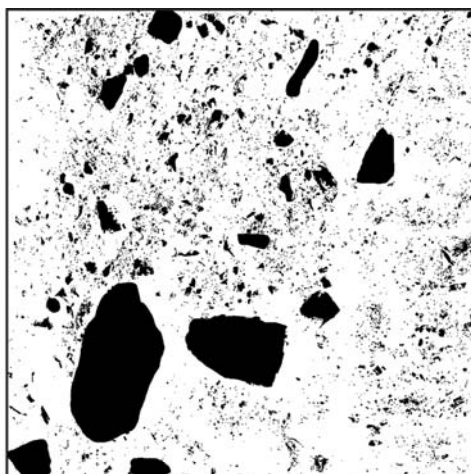
31

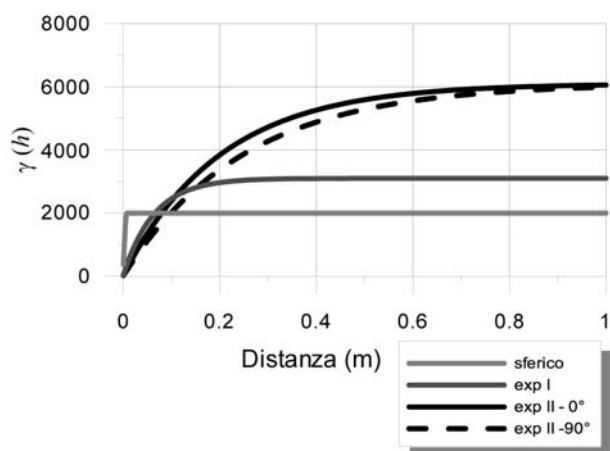
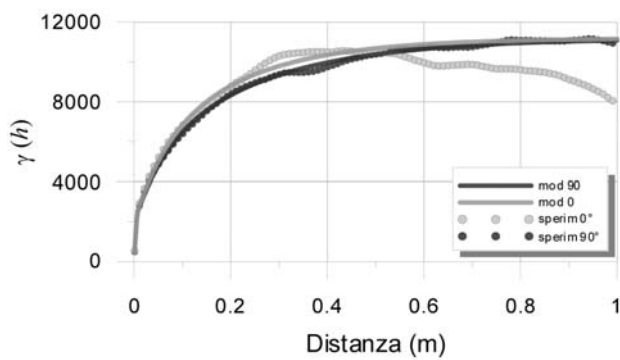
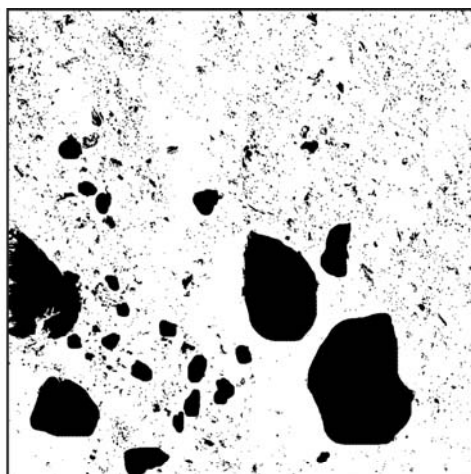


32

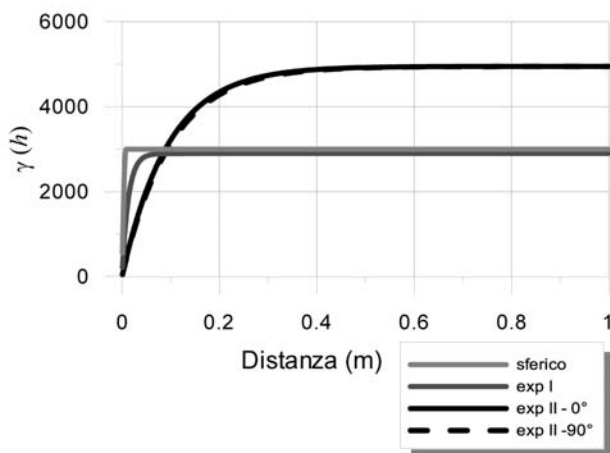
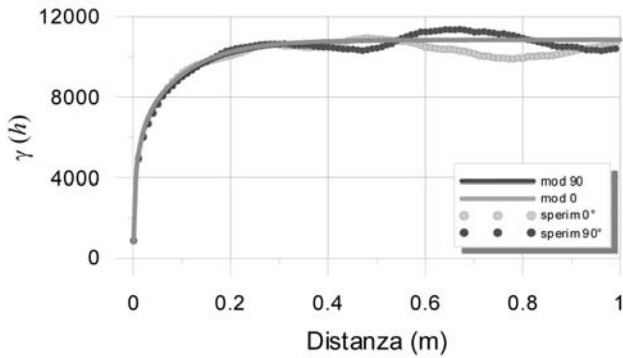
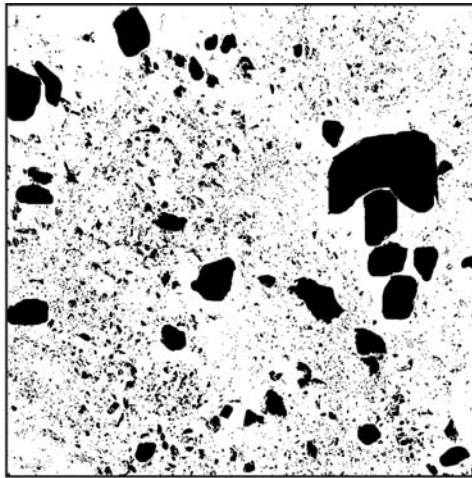


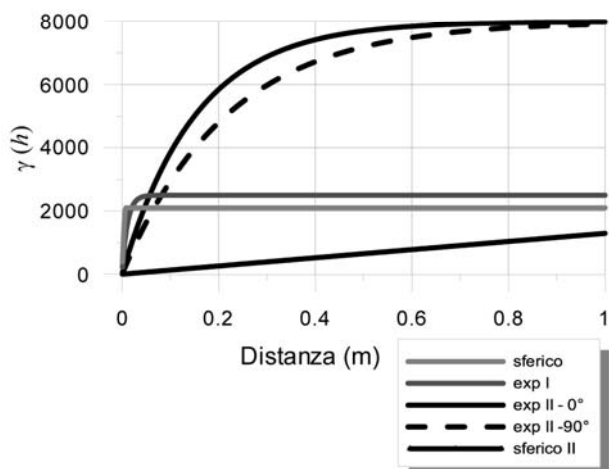
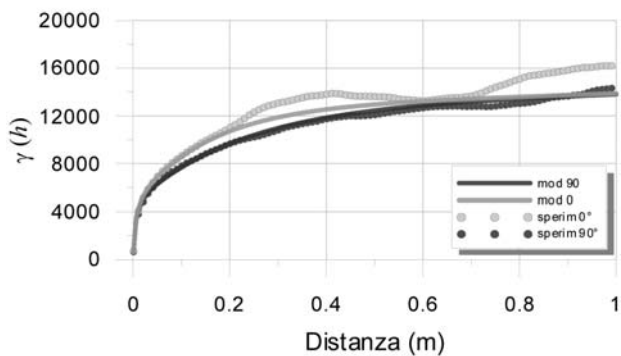
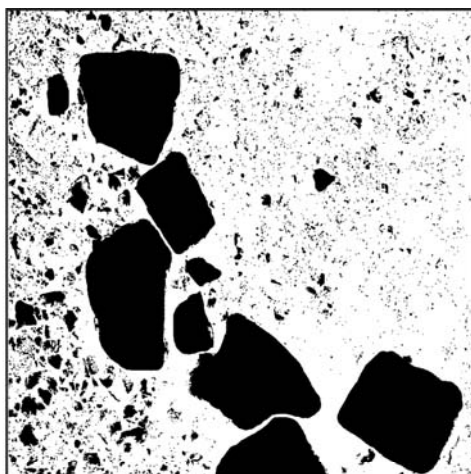
33





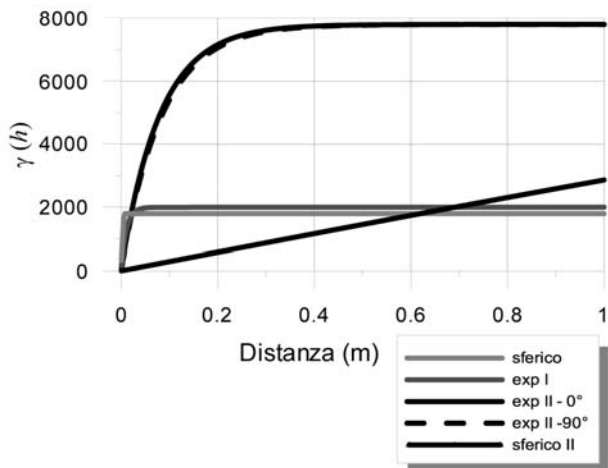
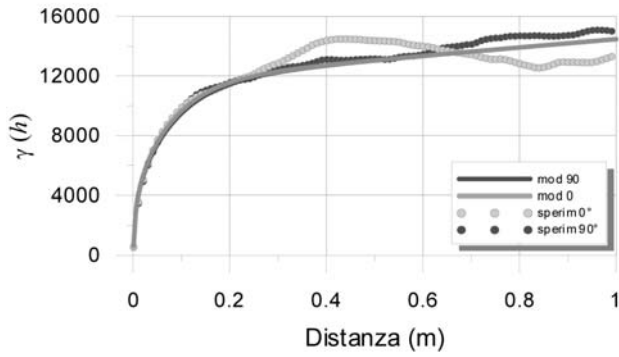
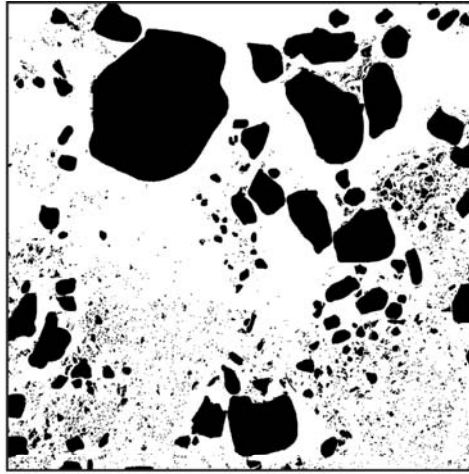
35

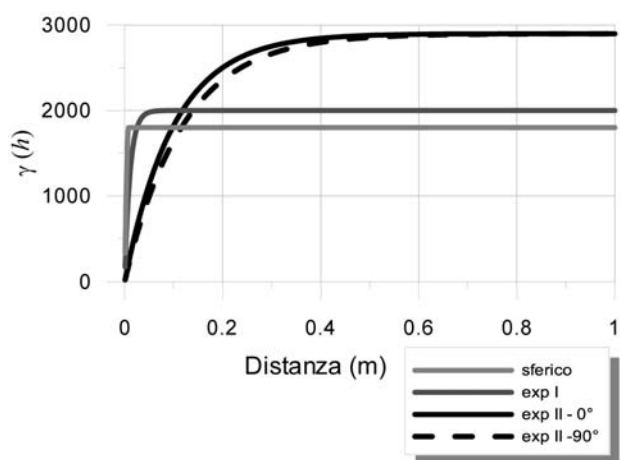
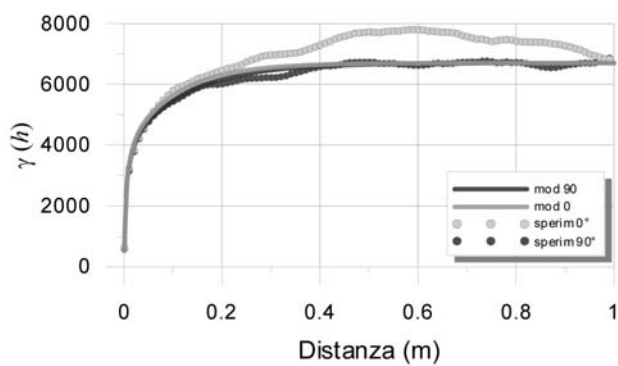
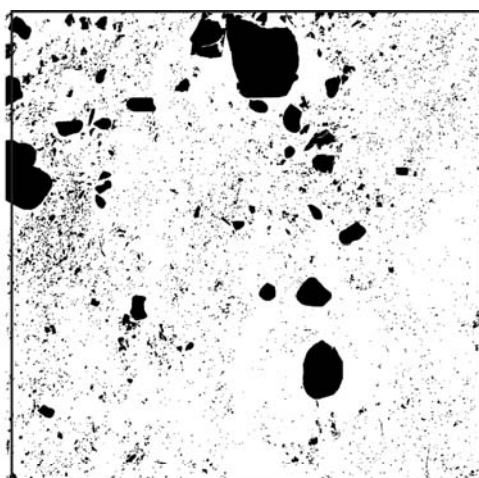




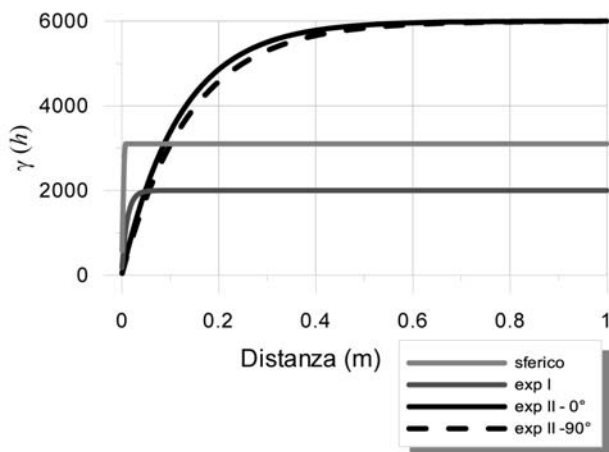
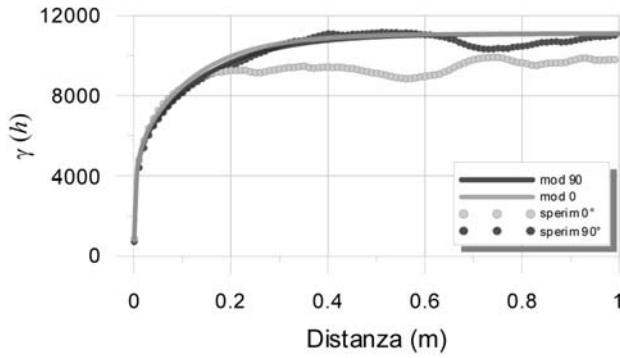
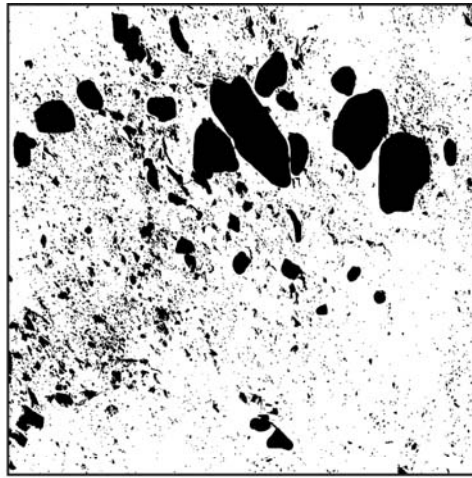


37

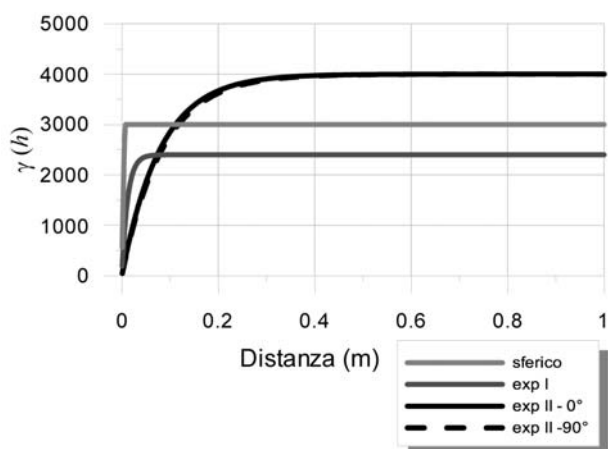
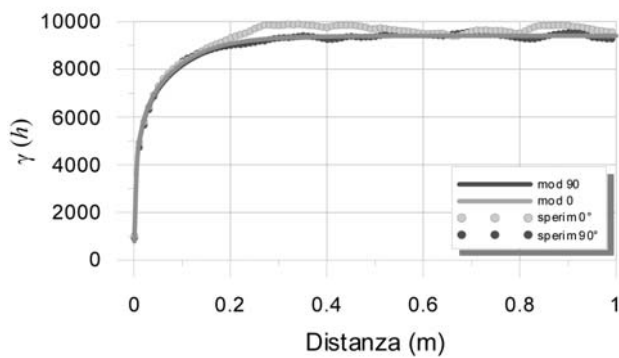
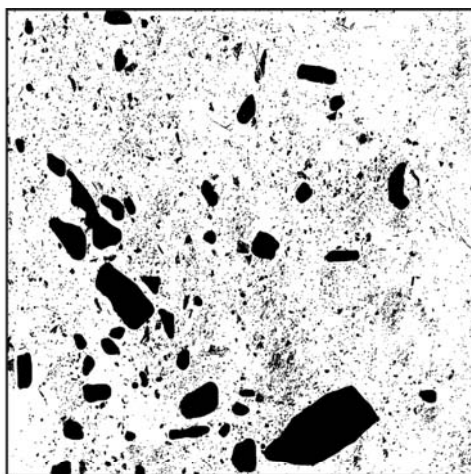




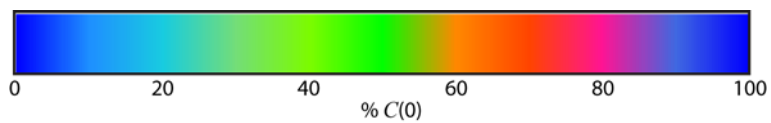
39



40

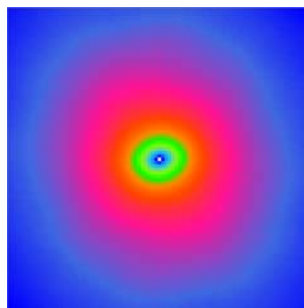
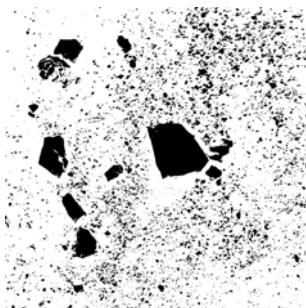


## **Appendice 4: Superfici Variografiche**

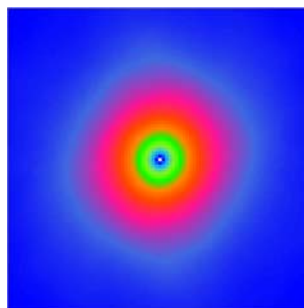
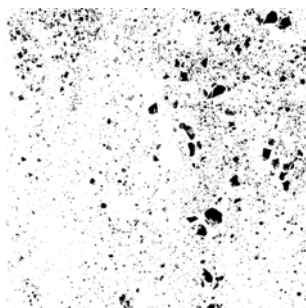


% C(0)

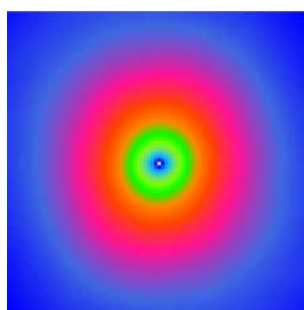
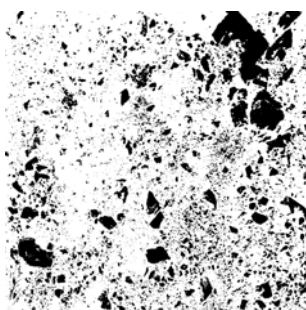
1



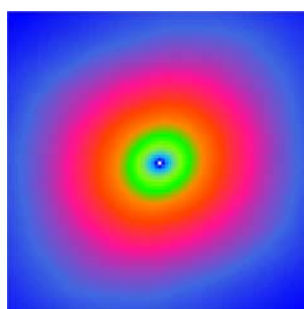
2

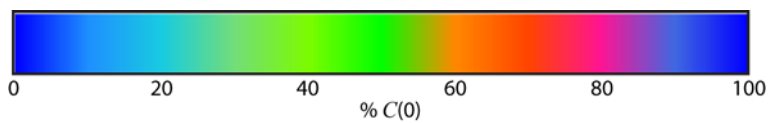


3



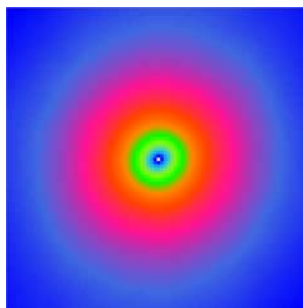
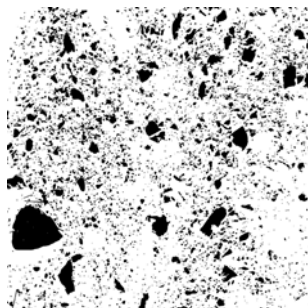
4



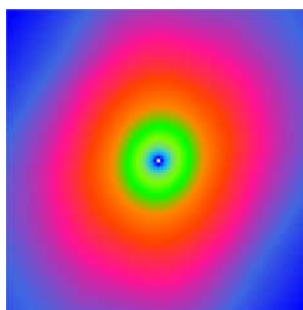


% C(0)

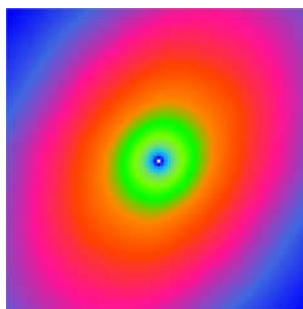
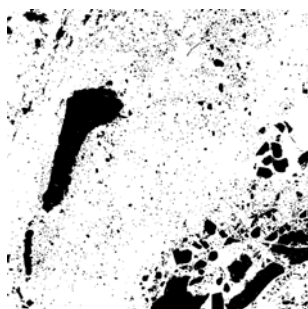
5



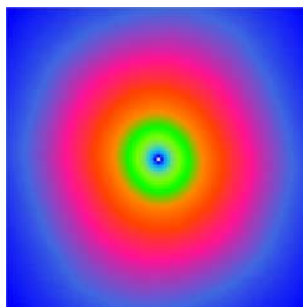
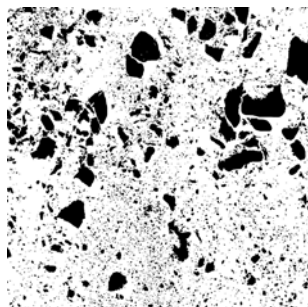
6

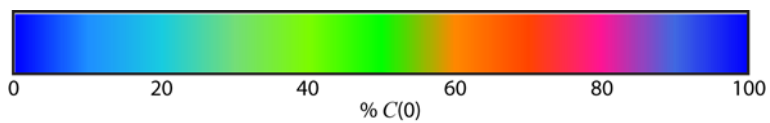


7



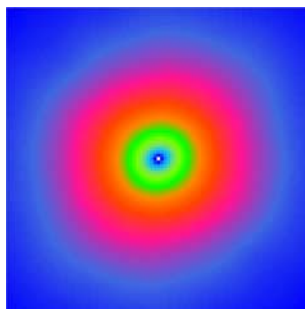
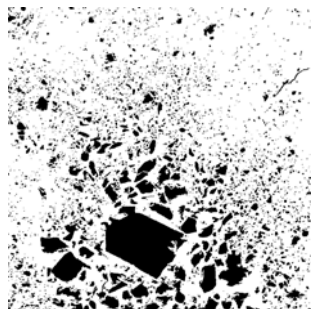
8



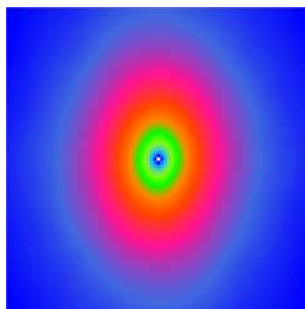
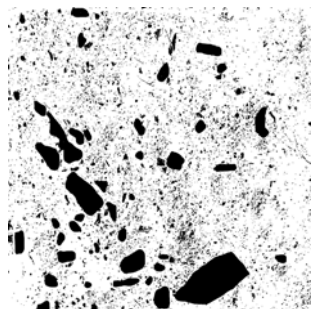


% C(0)

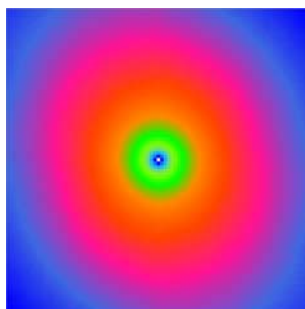
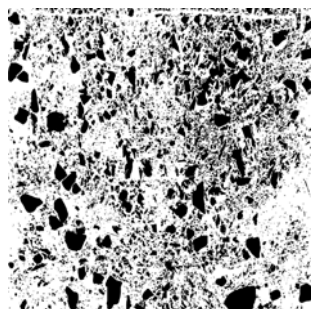
9



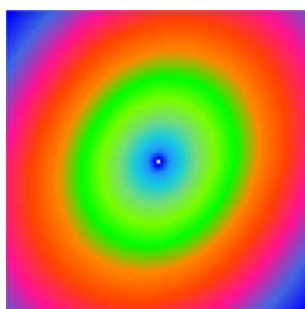
10



11



12

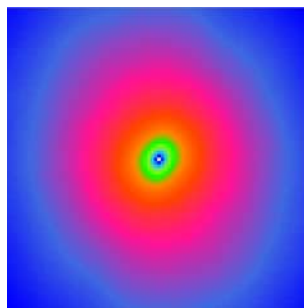
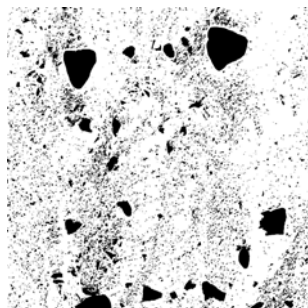




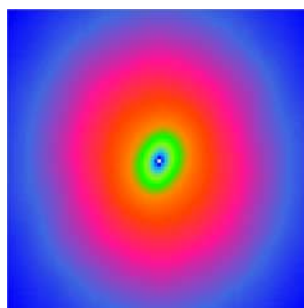
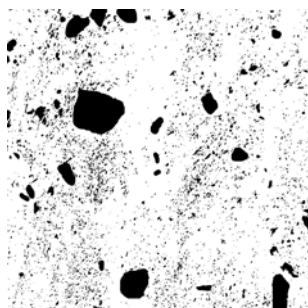


% C(0)

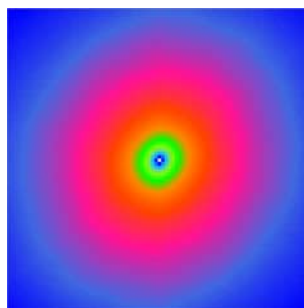
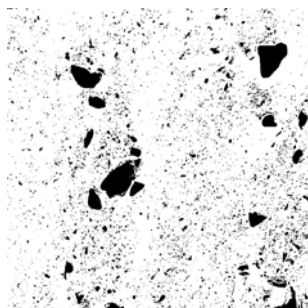
13



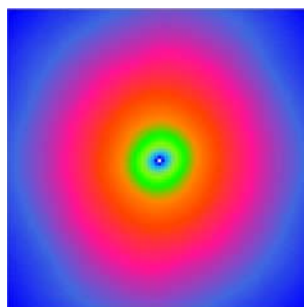
14



15



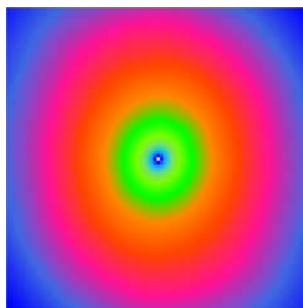
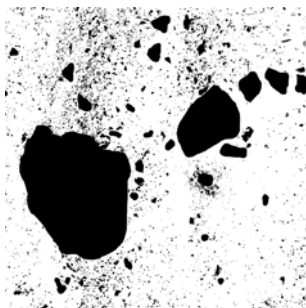
16



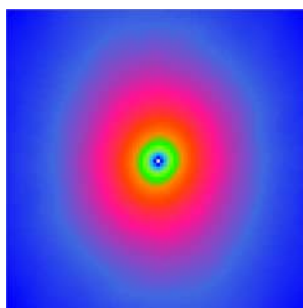
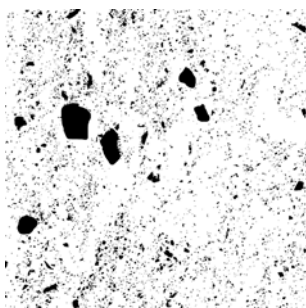


% C(0)

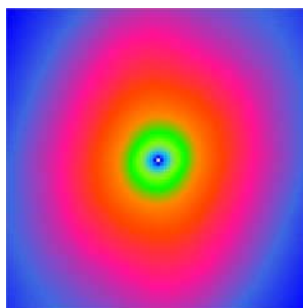
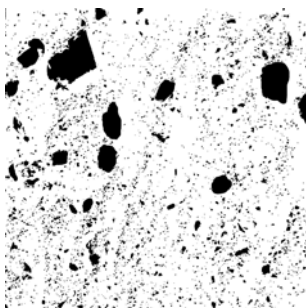
17



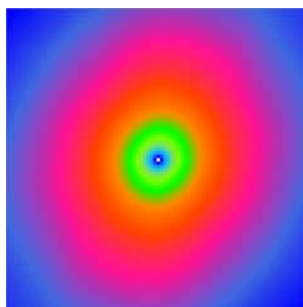
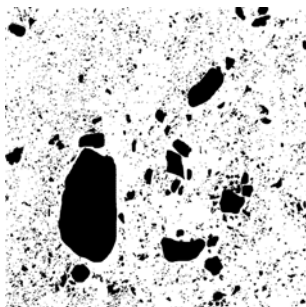
18



19



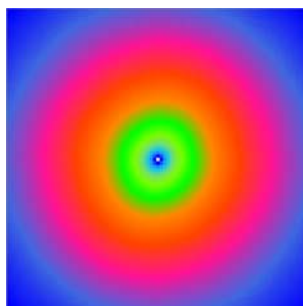
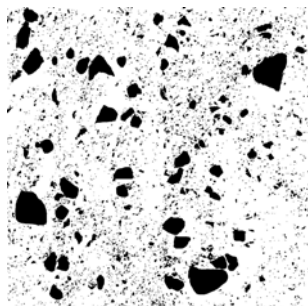
20



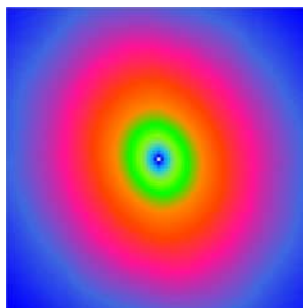
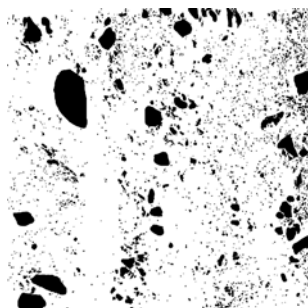


% C(0)

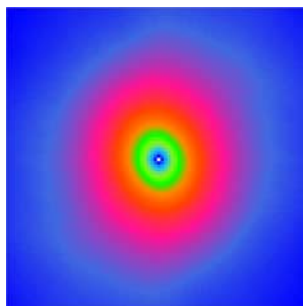
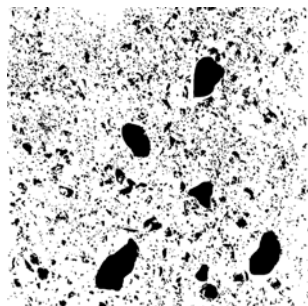
21



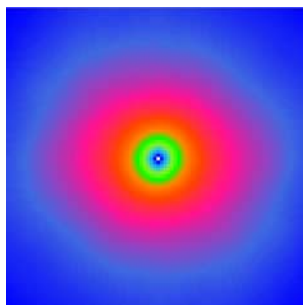
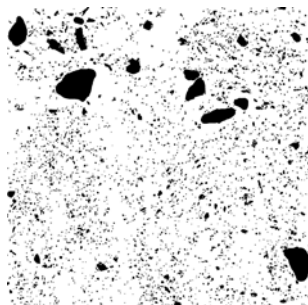
22



23



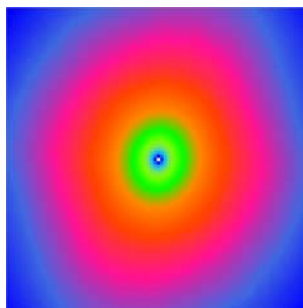
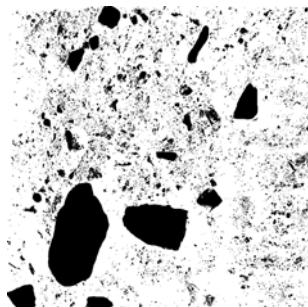
24



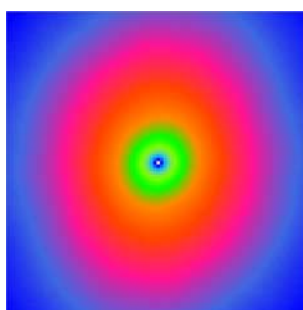


% C(0)

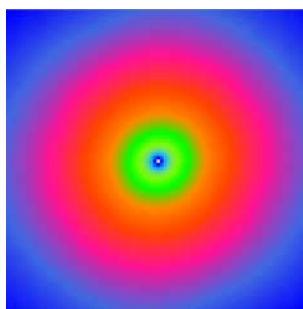
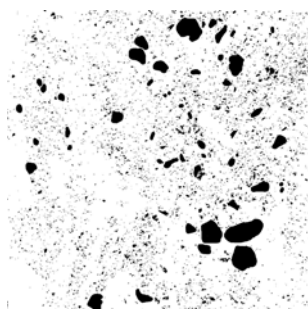
25



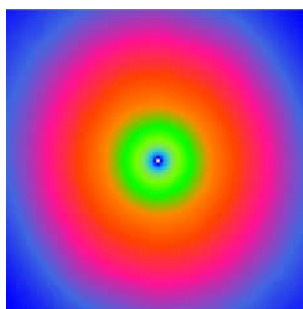
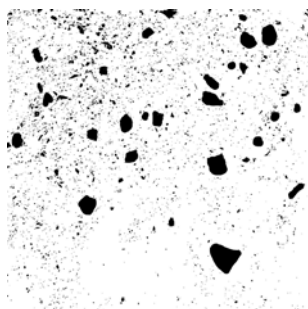
26



27



28

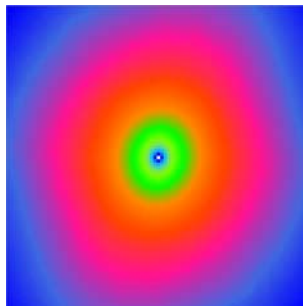
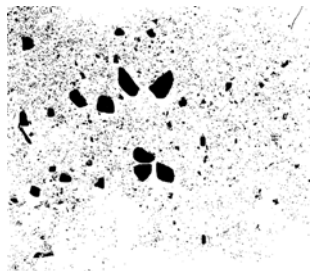




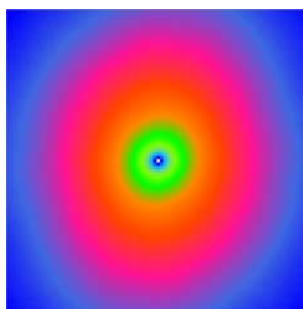


% C(0)

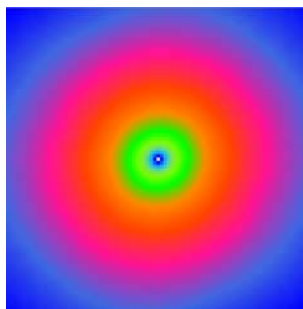
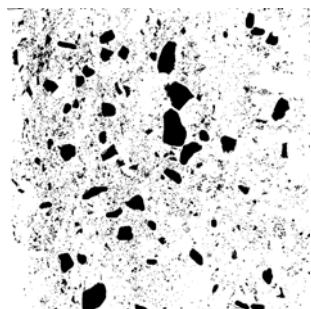
29



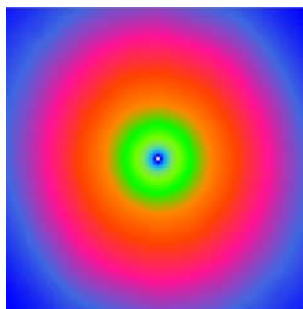
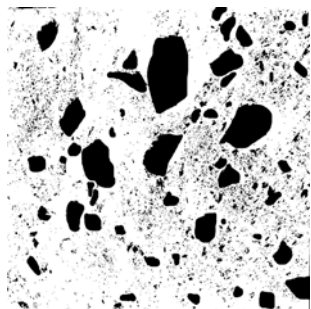
30



31



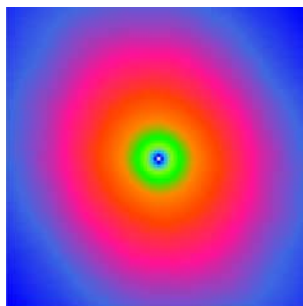
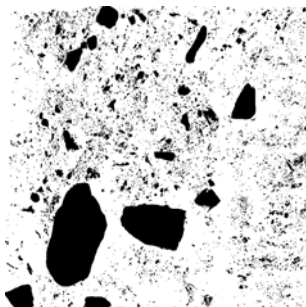
32



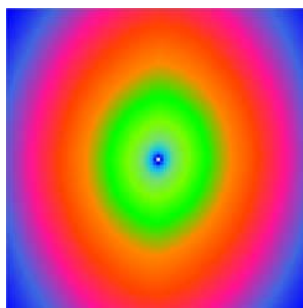
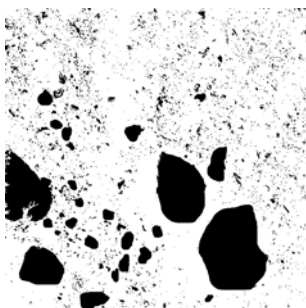


% C(0)

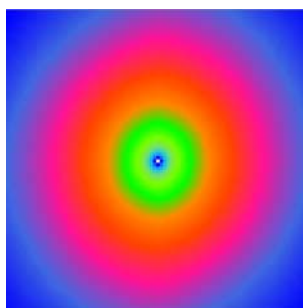
33



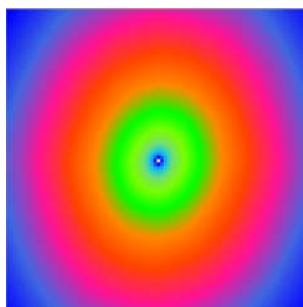
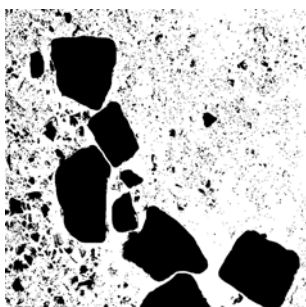
34

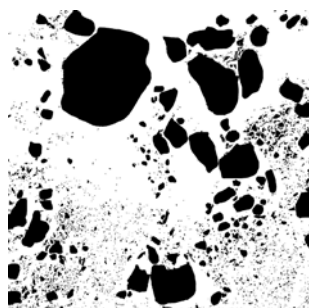
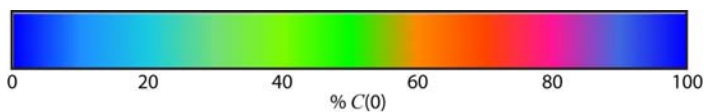


35

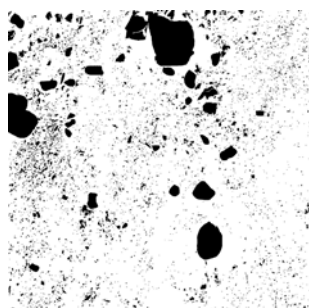
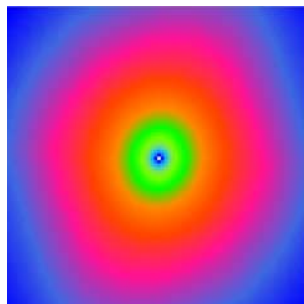


36

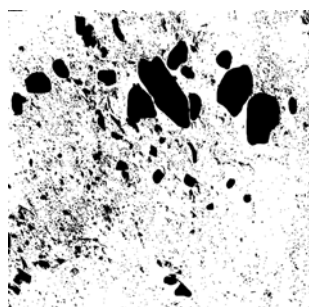
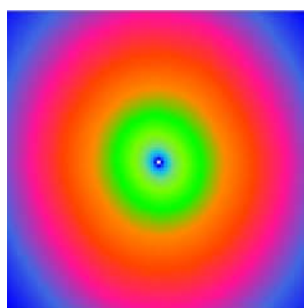




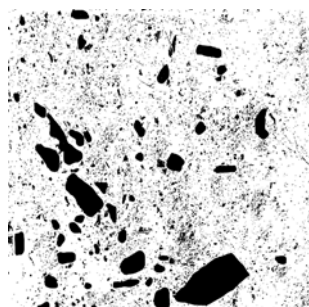
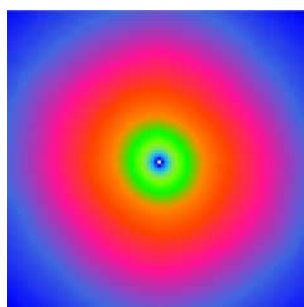
37



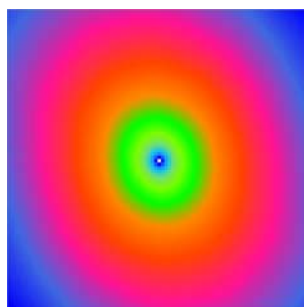
38



39



40







## **Ringraziamenti**

Desidero innanzi tutto ringraziare il mio tutor, Prof. Paolo Berry, per avermi seguito durante tutta la ricerca; il Prof. Roberto Bruno per la parte di analisi di immagine e geostatistica e l'Ing. Daniela Boldini per gli aspetti geotecnici e di meccanica delle rocce.

Un ringraziamento al Dott. Geol. Piero Castellucci (ENEL Ingegneria Firenze) ed al Geom. Enzo Leprai (ENEL Santa Barbara) per l'interesse e ed il supporto logistico all'attività svolta presso la miniera di Santa Barbara.

Un particolare ringraziamento al personale ENEL Santa Barbara, in particolare ad Agostino Rossinelli, Roberto Burrini e Sauro Merli, per la simpatia e per il prezioso ed indispensabile aiuto nell'attività in situ.

Grazie anche al Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Firenze per la collaborazione sugli aspetti geologici.

Non posso infine non ringraziare Ed Medley, che ho avuto il piacere di conoscere a San Francisco in occasione dell'ARMA Symposium 2008, per avermi introdotto, con simpatia ed esperienza, al mondo delle bimrock, e per avermi incoraggiato fin da subito ad affrontare questa ricerca.