

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA GEOTECNICA

CONSORZIO TRA

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA “*LA SAPIENZA*”
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “*FEDERICO II*”
“*SECONDA UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI*”

- XVII CICLO -

PROPRIETÀ E COMPORTAMENTO DELLE COLATE IN ARGILLA



LUCA COMEGNA

TESI PER IL CONSEGUIMENTO DEL TITOLO DI DOTTORE DI RICERCA

2005

RELATORE:

Prof. LUCIANO PICARELLI

CO-RELATORI:

Prof. ARTURO PELLEGRINO

Prof. BENIAMINO D'ELIA

RINGRAZIAMENTI

La consegna della Tesi di Dottorato giunge a chiusura di un triennio particolarmente intenso, durante il quale si sono condivise esperienze con tante persone. Per alcune di queste mi sento di esprimere la mia personale riconoscenza.

Ringrazio profondamente il relatore Luciano Picarelli, perché con la sua simpatia e la sua esperienza mi ha introdotto nel mondo della Geotecnica, trasferendomi la convinzione che un'attività seria ed impegnativa come la ricerca può portare a risultati importanti solo se viene svolta con passione e divertimento.

Ho l'onore di ringraziare il Prof. Arturo Pellegrino: un maestro, la cui saggezza ha enormemente arricchito il mio lavoro di questi anni.

Un sentito grazie va al Prof. Beniamino D'Elia, per gli utilissimi consigli che mi ha sapientemente dispensato in una fase cruciale del lavoro.

Non posso non ricordare l'intero Collegio dei Docenti, perché ha contribuito ad ampliare le mie nozioni scientifiche. In particolare, intendo rivolgere un ringraziamento speciale al Prof. Giovanni Calabresi, per aver saputo coordinare il Dottorato di Ricerca con cura esemplare.

Sono molto riconoscente nei confronti di Lucio Olivares, che ha avuto la pazienza di avviarmi all'attività sperimentale, trasmettendomi tante delle sue inestimabili conoscenze.

Ringrazio Alessandro Mandolini, per i continui incitamenti che mi ha costantemente elargito.

Impossibile dimenticare i colleghi di lavoro Salvatore Lampitiello, Emilia Damiano e Luigi Andreozzi: la frequentazione quotidiana mi ha permesso di riscoprire in loro tre amici sinceri, che non mi hanno fatto mai mancare il loro sostegno.

Mi sento decisamente in debito di riconoscenza con l'insostituibile Italo Olivares, perché la sua professionalità e la sua scrupolosa premura sono state indispensabili per le attività di laboratorio.

Ringrazio Biagio Avolio per l'aiuto importante che mi ha prestato durante le campagne di prelievo in sito.

Un grazie speciale va al Prof. Maurizio Sciotti e a Paolo Tommasi, perché hanno mostrato estrema disponibilità, rendendo possibile la realizzazione di affascinanti indagini al microscopio elettronico.

Voglio sinceramente ringraziare Gianfranco Urciuoli, perché si è dimostrato sempre pronto a darmi suggerimenti "ad hoc" durante questi tre anni.

Non posso non ricordare Massimo Ramondini e Stefania Lirer, per le interminabili giornate trascorse a Masseria Marino, durante le quali mi hanno fornito il loro aiuto fondamentale per il prelievo dei campioni.

Grazie a Luca de Sanctis, per l'interesse mostrato durante l'esecuzione delle analisi numeriche.

Tra le opportunità che mi sono state offerte dal Dottorato, resterà indelebile nella memoria l'esperienza del "IX International Symposium on Landslides", tenutosi a Rio de Janeiro. In tale occasione, è stata impareggiabile l'ospitalità con cui mi hanno accolto i miei "*irmão e irmã de leite*" Ewerton De Barros Meireles e Rose Melo Vencelau, ai quali sento di dover rivolgere il mio più sentito "*obrigado*".

Certo dell'importanza del confronto con le altre realtà, intendo mandare un saluto ideale ai numerosi colleghi delle diverse sedi universitarie che ho avuto il piacere di conoscere in occasione dei vari corsi e seminari seguiti durante questo triennio.

È praticamente impossibile raggiungere tappe così importanti senza la presenza degli affetti più cari: da loro proviene, infatti, la vera forza che è in grado di sostenere ogni fatica.

Ringrazio, pertanto, i miei genitori, mio fratello Ivan ed i nonni, perché la loro guida rappresenta la mia inestimabile ricchezza.

Grazie ad Enrico, Ida e Stefano Doria, perché sono parte integrante della mia famiglia: non finirò mai di apprezzare la passione con la quale mi seguono da sempre.

Il mio più profondo ringraziamento va a Licia, che non ha mai smesso di stare al mio fianco durante questo lungo percorso.

Infine, mi piace dedicare l'ultimo pensiero a tutti gli amici vicini che continuano a credere in me.

PROPRIETÀ E COMPORTAMENTO DELLE COLATE IN ARGILLA
INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. CARATTERI GENERALI DELLE COLATE IN ARGILLA	
2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE FRANE*	4
2.2 CLASSIFICAZIONE DELLE COLATE*	7
2.3 MORFOLOGIA	10
2.4 TERRENI INTERESSATI	13
2.5 CARATTERI CINEMATICI	14
2.6 LA ZONA DI TAGLIO	17
FIGURE CAPITOLO 2	23
(* paragrafo scritto con la collaborazione dell'Ing. Emilia Damiano, Seconda Università di Napoli)	
3. CARATTERISTICHE DELLE COLATE NELLE ARGILLITI TETTONIZZATE DELL'APPENNINO	
3.1 PREMESSA	49
3.2 LE FORMAZIONI STRUTTURALMENTE COMPLESSE	50
3.3 LE COLATE DELLA VALLE DEL BASENTO	52
3.3.1 Inquadramento geologico	52
3.3.2 Caratteri morfologici	53
3.3.3 Caratteristiche principali dei terreni coinvolti	54
3.3.4 Regime idrico e cinematismi	57
3.4 LE COLATE DELLA VALLE DEL BIFERNO	60
3.4.1 Inquadramento geologico e morfologico	61
3.4.2 Caratteristiche principali dei terreni coinvolti	63
3.4.3 Regime idrico e cinematismi	64
3.5 LA COLATA DEL TORRENTE MISCANO	66
3.5.1 Inquadramento geologico e morfologico	67
3.5.2 Caratteristiche principali dei terreni coinvolti	67
3.5.3 Regime idrico e cinematismi	68
FIGURE CAPITOLO 3	70

4. PROPRIETÀ DEI TERRENI DELLA COLATA DI MASSERIA MARINO (PZ)	
4.1 PREMESSA	120
4.2 CARATTERISTICHE GENERALI	120
4.2.1 Macro e mesostruttura	120
4.2.2 Microstruttura	121
4.3 PROPRIETÀ INDICE E DI STATO	122
4.4 STATO TENSIONALE EFFICACE MEDIO IN SITO	125
4.5 PERMEABILITÀ	126
4.5.1 Tecniche sperimentali	127
4.5.2 Risultati delle prove	128
4.5.3 Terreno ricostituito	129
4.5.4 Corpo di colata	130
4.5.5 Zona di taglio	131
4.5.6 Formazione in sede	132
4.5.7 Interpretazione dei risultati	133
4.6 COMPRESSIBILITÀ	135
4.6.1 Terreno ricostituito	135
4.6.2 Corpo di colata	136
4.6.3 Zona di taglio	137
4.6.4 Formazione in sede	138
4.7 SUPERFICIE DI SNERVAMENTO	138
4.8 RESISTENZA AL TAGLIO	140
4.8.1 Terreno ricostituito	141
4.8.2 Corpo di colata	142
4.8.3 Zona di taglio	145
4.8.3.1 Anisotropia della resistenza al taglio	147
4.8.4 Formazione in sede	149
FIGURE CAPITOLO 4	151
5. IPOTESI SULLA MECCANICA DELLE COLATE IN ARGILLA	
5.1 MECCANISMI DI INNESCO ED EVOLUZIONE	223
5.2 I MECCANISMI NON DRENATI	227
5.2.1 Carico statico non drenato	228
5.2.2 Carico quasi statico non drenato	230
5.2.3 Ridistribuzione dello stato tensionale interno	234

5.2.4 Evidenze sperimentali	236
5.3 SIMULAZIONE DELLE FLUTTUAZIONI PIEZOMETRICHE STAGIONALI	239
5.3.1 Geometria del problema	239
5.3.2 Legge costitutiva e proprietà meccaniche	240
5.3.3 Condizioni idrauliche al contorno iniziali	240
5.3.4 Variazione delle condizioni idrauliche al contorno	241
5.3.5 Risultati delle analisi	243
FIGURE CAPITOLO 5	246
6. ANALISI DI POSSIBILI SCENARI DI INNESCO ED EVOLUZIONE	
6.1 PREMESSA	269
6.2 GEOMETRIA DEL PROBLEMA	269
6.3 LEGGI COSTITUTIVE E PROPRIETÀ MECCANICHE UTILIZZATE	270
6.4 CONDIZIONI INIZIALI	272
6.5 MECCANISMI DI INNESCO	273
6.5.1 Sovraccarico statico non drenato	274
6.5.1.1 Modello elastico lineare-perfettamente plastico	275
6.5.1.2 Modello elastico non lineare-plastico ad incrudimento isotropo	278
6.5.2 Sovraccarico in movimento	278
6.5.3 Ridistribuzione dello stato tensionale interno causata dall'oscillazione delle pressioni neutre	280
FIGURE CAPITOLO 6	284
7. CONCLUSIONI	318
BIBLIOGRAFIA	321
ALLEGATO A	333
ALLEGATO B	351
ALLEGATO C	379

1. INTRODUZIONE

Le colate rappresentano uno dei tipi di frana più distruttivi per il volume, spesso notevole, delle masse coinvolte e per la velocità degli spostamenti. Per tali motivi esse “creano problemi quasi insolubili per la difesa del territorio e la stabilità e funzionalità delle opere di ingegneria” (D’Elia, 1975). Per affrontare opportunamente i problemi connessi alla protezione di centri abitati, insediamenti ed infrastrutture, sarebbe necessario prevedere il momento dell’innesco, i percorsi e la velocità di propagazione del fenomeno.

La questione è particolarmente sentita in Italia, in cui numerose aree delle catene alpina ed appenninica sono soggette a fenomeni di colata in materiali granulari ed a grana fine. Le colate in argilla, in particolare, sono fenomeni praticamente permanenti, che possono essere ciclicamente riattivati da eventi meteorici (o sismici) attraverso meccanismi tipici di alimentazione che causano rapide modifiche della geometria della colata.

La presente Tesi si sviluppa in cinque capitoli ed affianca una parte compilativa, riguardante i contesti nei quali si sviluppano le colate in argilla, ad una parte sperimentale ed una numerica.

Nel capitolo 2 vengono analizzati i caratteri generali delle colate in argilla

La prima parte del capitolo è dedicata alla classificazione delle colate: la varietà dei terreni e delle situazioni che si possono presentare in natura, unite alla complessità dei cinematismi, hanno causato una notevole confusione ed incertezza terminologica. Pertanto, il tentativo di fare chiarezza nell’ambito della classificazione è un’operazione indispensabile.

La seconda parte del capitolo ha come oggetto i caratteri morfologici delle colate in argilla e fornisce una descrizione delle caratteristiche principali dei terreni interessati.

L’ultima parte è rivolta alla descrizione dei caratteri cinematici delle colate, con particolare riferimento all’influenza che su questi giocano le proprietà della parte di terreno posta alla base del corpo di colata (la “zona di taglio”), all’interno della quale si concentrano le deformazioni e gli spostamenti.

Il capitolo 3 è dedicato alle colate in argilliti tettonizzate intensamente fessurate, di gran lunga le più frequentemente coinvolte da fenomeni di colata in Italia

Il capitolo si apre con alcune informazioni sulle cosiddette “formazioni strutturalmente complesse” (cui appartengono le argilliti tettonizzate intensamente fessurate). In seguito vengono illustrate le caratteristiche di alcune colate, sulle quali da anni sono in corso ricerche che vedono tuttora coinvolte l’Università di Napoli “Federico II” e la “Seconda Università degli

Studi di Napoli”. Si tratta di alcuni siti (nelle valli del Basento, del Biferno e del Miscano), per i quali il notevole numero di dati a disposizione consente di estrapolare informazioni generali in depositi analoghi, utili per caratterizzare i fenomeni di colata.

Nel capitolo 4 sono illustrati e commentati i risultati delle prove eseguite nel laboratorio di Geotecnica della Seconda Università degli Studi di Napoli sui terreni provenienti da uno dei siti della Valle del Basento (Masseria Marino).

L’eterogeneità tipica di questi terreni e le difficoltà connesse alla preparazione dei provini in laboratorio hanno reso necessario il prelievo di un elevato numero di campioni, realizzato in occasione di due campagne effettuate nel Gennaio e nel Novembre del 2003. L’osservazione diretta dei terreni in sito, nei quali sono stati realizzati alcuni pozzi, ha permesso il prelievo di campioni provenienti dalle tre parti fondamentali caratterizzanti la frana: il corpo di colata, la zona di taglio, la formazione di base.

In seguito ad una descrizione dell’assetto strutturale alla scala del macro, del meso e del micro elemento sono illustrati e commentati i risultati delle prove di laboratorio.

Le peculiarità del comportamento meccanico dovute alla struttura sono state sottolineate attraverso continui confronti tra i risultati ottenuti su campioni indisturbati e su provini ricostituiti in laboratorio.

Nel capitolo 5 vengono discusse alcune ipotesi sulla meccanica delle colate in argilla.

L’esperienza indica che queste rappresentano l’evoluzione post-rottura di frane di tipo inizialmente diverso: indipendentemente dal meccanismo di innesco, la quasi totalità dei fenomeni franosi manifesta, infatti, uno stile tipo flusso solo dopo che si è registrata la rottura (Picarelli, 2000). A questo proposito, è riportata una serie di evidenze teorico-sperimentali, che inducono ad ipotizzare che tali eventi siano essenzialmente governati da meccanismi di deformazione non drenata.

Per il caso di Masseria Marino è sviluppata un’analisi numerica in grado di riprodurre la fluttuazione piezometrica stagionale riportata da alcuni piezometri installati in zone non attive del corpo di frana: l’incapacità del modello numerico di simulare l’andamento delle pressioni neutre all’interno di zone attive del canale di frana, conferma l’ “ipotesi non drenata”.

Il capitolo 6 è infine dedicato all’analisi dei principali fattori che influenzano il comportamento delle colate in argilla.

Utilizzando un approccio numerico, sono simulati gli effetti di possibili meccanismi evolutivi descritti in letteratura (Hutchinson e Bhandari, 1971; Vallejo, 1984; Russo, 1997), capaci

di innescare un fenomeno di colata: particolare risalto è dato all'interazione esistente tra il corpo di frana e la zona di taglio e alla notevole influenza che questa esercita sulla risposta della massa in frana alle azioni esterne.

2. CARATTERI GENERALI DELLE COLATE IN ARGILLA

2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE FRANE

L'estrema variabilità delle situazioni geomorfologiche ed ambientali che caratterizzano il nostro pianeta fa sì che le tipologie dei movimenti di versante siano le più varie: si passa dal ribaltamento di blocchi di roccia a valanghe di materiale granulare secco a scorrimenti lenti di materiale argilloso e così via. D'altro canto, poiché "natura non facit saltus", si tenta di incasellare in un quadro esaustivo un'ampia serie di fenomeni che sfumano con gradualità gli uni negli altri. Tale varietà di situazioni ha dato origine a numerose classificazioni in ognuna delle quali si è tentato di raggruppare gli eventi in base ad una caratteristica comune: tipo di movimento, tipo di materiale coinvolto, velocità del movimento, geometria dell'area di rottura, stato di attività, ecc.

Il criterio pilota utilizzato nelle classificazioni più diffuse è basato, in primo luogo, sulle caratteristiche evolutive post-rottura del fenomeno, prescindendo dalla meccanica della rottura stessa e, secondariamente, sul tipo di materiale coinvolto. In tale ottica va vista la distinzione tra colate e scorrimenti che, pur essendo caratterizzate da un tipo di rottura simile, hanno un'evoluzione spesso completamente differente (Picarelli, 2000)

Le classifiche di Varnes (1954, 1978), di Hutchinson (1968, 1988) e di Cruden e Varnes (1996) sono attualmente le più utilizzate. Tra le varie classificazioni proposte in base al tipo di movimento si individuano in generale cinque tipologie principali: crolli, ribaltamenti, scorrimenti, colate, espansioni laterali.

1. I *crolli* consistono nel distacco e nella successiva caduta di uno o più blocchi di materiale (fig. 2.1). La separazione del blocco dal pendio è caratterizzata da rottura per trazione o taglio lungo una superficie debole.

Il crollo avviene tipicamente in pendii molto ripidi in roccia o in argille indurite fessurate. La velocità del movimento successivo la perdita di contatto del blocco con la formazione in sede è classificabile da molto rapida ad estremamente rapida (Cruden e Varnes, 1996).

2. I *ribaltamenti* consistono nel distacco dalla formazione di blocchi o lastre di roccia per rotazione intorno alla base. Il fenomeno avviene sotto l'azione della forza di gravità in combinazione con le spinte esercitate da blocchi adiacenti o dall'acqua infiltrata nelle discontinuità (fig. 2.2). I ribaltamenti sono tipici delle rocce e delle argille fessurate e richiedono la presenza di discontinuità verticali o sub-verticali.

3. Gli *scorrimenti* sono causati da rottura per taglio seguita da spostamenti lungo una o più superfici di scorrimento chiaramente individuabili. Negli ammassi rocciosi il movimento può avvenire come scorrimento rigido lungo discontinuità preesistenti.

Tale tipo di movimento è tipico anche di argille dure fessurate, eventualmente attraverso una riattivazione lungo la superficie di scorrimento preesistente. Nei terreni intatti la rottura si propaga a partire da punti in cui si sono raggiunte condizioni di rottura locale. Essa è preceduta da piccole deformazioni localizzate in una sottile fascia di terreno all'interno della quale si forma e si propaga la superficie di rottura.

Varnes (1978) distingue tali movimenti in base alla forma della superficie di scorrimento, individuandone due tipologie principali: scorrimenti rotazionali e scorrimenti traslativi (fig. 2.3).

4. I movimenti di versante che esibiscono durante il loro moto un comportamento simile a quello dei fluidi viscosi, caratterizzati da deformazioni interne alla massa in movimento predominanti rispetto agli scorrimenti lungo superfici di taglio ubicate lungo i bordi della frana, vengono di solito indicati con il termine *colate* (fig. 2.4). In tali fenomeni, che possono coinvolgere qualsiasi tipo di terreno, le distanze percorse dal corpo di frana sono molto maggiori che per qualsiasi altro tipo di movimento di versante.

5. Le espansioni laterali sono caratterizzate dal movimento laterale di un banco di materiale più rigido (tipicamente roccia) poggiante su uno strato più deformabile. A causa delle deformazioni interne, spesso la placca di materiale rigido sovrastante si separa in più blocchi (fig. 2.5).

Accanto a tali classificazioni ve ne sono altre che tengono conto della velocità del movimento. Hungr (1981), per primo, ha cercato di associare alle frane le loro velocità. Cruden e Varnes (1996) hanno proposto lo schema riportato in tab.2-I.

Ovviamente c'è una stretta correlazione tra la velocità ed il tipo di movimento. Crolli, ribaltamenti e colate rientrano usualmente nelle classi dei movimenti da rapidi a molto rapidi.

Classe di velocità	Descrizione	Velocità (mm/s)	Velocità tipiche
7	Estremamente rapidi		
		5×10^3	5 m/sec
6	Molto rapidi		
		5×10^1	3 m/min
5	Rapidi		
		5×10^{-1}	1.8 m/h
4	Moderati		
		5×10^{-3}	13 m/mese
3	Lenti		
		5×10^{-5}	1.6 m/anno
2	Molto lenti		
		5×10^{-7}	16 mm/anno
1	Estremamente lenti		

Tab. 2-I. Classi di velocità dei movimenti di versante (da Cruden e Varnes, 1996).

2.2 CLASSIFICAZIONE DELLE COLATE

Nel 1969 Skempton et al. affermano che “*le colate sono il gruppo di movimenti franosi meno compresi e per i quali la terminologia utilizzata è alquanto confusa*”. Ciò è, probabilmente, ancora vero; termini quali debris flow, flowslide, mudflow, earthflow, lahar sono spesso utilizzati indistintamente.

Tra l'altro, la terminologia esistente è molto ampia, a causa della tendenza di numerosi Autori di attribuire termini differenziati in relazione sia alla natura dei materiali coinvolti che ai meccanismi che presiedono alla generazione di un evento di colata. Ne è scaturita una confusione non indifferente.

Una recente pubblicazione di Hungr et al. (2001) tenta di fare chiarezza sull'argomento. Il lavoro ha il pregio di classificare le colate in un numero contenuto di classi, che preservano concetti e terminologie precedenti e che al tempo stesso portano insiti nel nome i più importanti attributi di ciascun tipo di fenomeno. Occorrerà comunque molto tempo e lo sforzo e l'accordo degli operatori del settore prima che tali nuove terminologie entrino a far parte del linguaggio comune ed universale in materia di frane.

Seguendo il lavoro di Hungr et al. (2001) le colate vengono suddivise nelle dieci classi riportate in tab.2-II. In tab. 2-III è riportata la nomenclatura proposta per i materiali.

È interessante notare come gli Autori utilizzino essenzialmente i soli termini flowslide, flow ed avalanche, differenziandoli poi in base al tipo di materiale coinvolto.

Categoria	Denominazione	Caratteristiche	Materiali
Flow Slide	Sand Flow Slide : loose granular materials on moderate slope involving excess pore- pressure or liquefaction of material from the source	high mobility, extremely rapid	Silt, sand, debris, weak rock
	Clay Flow Slide : liquefied sensitive clay	rapid to extremely rapid	Sensitive clay
Flow	Dry Sand Flow : loose dry or moist granular materials without excess pore-pressure	small in volume	Silt, sand, gravel, debris
	Peat Flow : movement of saturated peat involving high pore-pressure	slow to very rapid	Peat
	Earth Flow : transient flow-like movement of plastic clayey earth	slow to rapid, plug flow (slide)	Clay, earth
	Debris Flow : flow of saturated, non-plastic debris in a steep channel	extremely rapid rising of water content	Debris
	Mud Flow : flow of saturated, plastic debris in a channel, involving significantly greater water content relative to the source	very rapid to extremely rapid rising of water content	Mud
Flood	Debris Flood : mass transport phenomenon	extremely rapid free water present	Debris
Avalanche	Debris Avalanche : shallow flow of partially or fully saturated debris on a steep slope	extremely rapid	Debris
	Rock Avalanche : flow-life motion of fragmented rock from a large rock slide or rock fall	extremely rapid	Fragmented rock

Tab. 2-II . Classificazione delle colate proposta da Hungr et al. (2001).

		Materials
sorted	non cohesive	<i>gravel, sand, silt</i>
	cohesive	<i>clay, sensitive clay</i>
unsorted	non cohesive	<i>debris</i>
	cohesive	<i>earth, mud</i>
		<i>peat</i>
		<i>rock</i>

Tab. 2-III. Nomenclatura per i materiali proposta da Hungr et al. (2001).

1. Con il termine flowslide vengono indicati tutti quei fenomeni caratterizzati dalla liquefazione del materiale nella zona di alimentazione.

Il materiale coinvolto (sabbia, limo, loess) ha una struttura metastabile altamente porosa, che, in seguito a qualsiasi disturbo, manifesta una repentina perdita di resistenza consentendo l'evoluzione in colata.

Fenomeni di flowslide interessano anche alcuni tipi di argille sensitive: in tal caso si adotta il termine di clay flow slide. Caso tipico è quello di argille di origine marina presenti in Canada, Scandinavia e Alaska. La rottura può avvenire sotto forma di scorrimenti multipli rotazionali retrogressivi o di liquefazione spontanea (Locat, 1993). Varnes (1978) chiama tali eventi rapid earthflows.

2. Alla categoria indicata con il suffisso flow appartiene una vasta gamma di movimenti di versante: si spazia dalle colate in materiali granulari asciutti a quelle in materiali granulari saturi, fino alle colate in argilla.

In tale categoria rientrano comunque i movimenti di versante che non manifestano la liquefazione del materiale nell'area di alimentazione. La frana può presentare un innesco tipo scorrimento o crollo, che poi evolve in colata. Tipico esempio è quello delle colate di sabbia responsabili della migrazione delle dune nel deserto, indicate come dry sand flow. Di solito tali movimenti sono di velocità moderata ed interessano piccoli volumi di materiale.

Gli eventi indicati come earthflows sono colate in materiali argillosi che presentano movimenti intermittenti da rapidi a lenti lungo distinte superfici di scorrimento. Se non si ravvisa-

no significativi incrementi di pressione neutra, tali colate non raggiungono generalmente elevati valori di velocità.

I profili di velocità delle colate di argilla mostrano generalmente l'esistenza di superfici di taglio laterali ed alla base, che sono caratteristiche dei fenomeni di scorrimento. Per tale motivo, Hutchinson (1988) preferisce classificare questi eventi come mudslides, precisando che le deformazioni interne della massa in movimento sono generalmente modeste rispetto agli scorrimenti lungo la superficie di taglio presente al contorno. Tuttavia il fatto che nel continente Nord-Americano il termine mudslide sia usato in maniera diffusa, per indicare una serie di frane superficiali estremamente rapide (classificate da Varnes e Hutchinson come debris flows o debris avalanches), spinge Hungr et al. ad utilizzare il termine earthflow per non generare confusioni.

Con il termine mudflow gli Autori indicano una colata molto rapida di materiale saturo granulare in matrice fine e di consistenza plastica, che durante il deflusso lungo un canale riceve un apporto idrico capace in alcuni casi di elevare il contenuto d'acqua ad un valore superiore a quello del limite liquido. La differenza principale rispetto al debris flow consiste nel più elevato contenuto argilloso che influenza la reologia del materiale.

Può risultare interessante la fig. 2.6 (Hutchinson, 1988), in cui si nota la netta differenza in termini di distribuzione granulometrica tra i fenomeni indicati dall'Autore come mudslides e definiti in Hungr et al. come earthflows e quelli indicati come debris flows, comprendenti anche i fenomeni di mudflows (evidenziati dal fuso 3).

3. Il termine avalanches (valanghe) dovrebbe essere riferito a rigore solo a movimenti di neve o ghiaccio. Tuttavia è comunemente usato per indicare una varietà di colate di materiale granulare, la cui velocità varia da molto rapida ad estremamente rapida.

Nella classifica di Hungr et al. viene proposto di denominare debris avalanches i movimenti superficiali non incanalati di materiale granulare saturo o parzialmente saturo su pendii molto acclivi. Un debris avalanche si genera usualmente dalla rapida rottura progressiva di strati superficiali di terreno e assume poi un cinematismo tipo flusso. Si differenzia dal debris flow per l'assenza di un vero e proprio canale di deflusso. Hutchinson (1988) chiama tali eventi hillslope debris flow facendoli comunque rientrare nella categoria dei debris flows.

Alla classe delle avalanches appartengono infine i catastrofici eventi noti in letteratura come sturzstroms ed indicati da Hungr et al. con il termine rock avalanches. Si tratta di movimenti estremamente rapidi derivanti dall'evoluzione di alcune frane in roccia di notevoli dimensioni, i quali originano una corrente di detriti asciutti che può raggiungere velocità dell'ordine dei 30-50 m/s e coprire distanze dell'ordine delle decine di chilometri: è il caso della

frana di Huascarán in Perù, che, dopo aver percorso circa 14 Km, distrusse due cittadine causando la morte di 18000 persone (Varnes, 1978). I meccanismi che determinano l'elevata mobilità di questi fenomeni sono ancora poco compresi, ma esistono al proposito alcuni interessanti ipotesi (Davies e Mc Saveney, 2003).

4. Caso a parte è quello degli eventi indicati come debris floods, che in realtà consistono in fenomeni di trasporto di massa più che in frane. Si tratta infatti di ondate di flussi d'acqua con una ricca concentrazione di materiale granulare, che si muovono con velocità simili a quelle dell'acqua durante eventi di inondazione. I debris floods possono continuare a muoversi lungo pendii molto più dolci rispetto ai fenomeni indicati come flows.

2.3 MORFOLOGIA

Una colata in argilla rappresenta un movimento complesso, caratterizzato da alimentazione di materiale da monte, scorrimento di questo lungo un "canale di frana" ed accumulo a valle (fig. 2.7). In molti casi il canale di frana coincide con un impluvio preesistente. Per la sua elevata mobilità, il terreno ha la possibilità di incanalarsi e di percorrere l'impluvio anche completamente. Nel caso di pendii "piatti" non c'è canale di flusso.

La geometria della colata è caratterizzata da:

- lunghezza L (dal ciglio principale della zona d'alimentazione al piede della zona di accumulo);
- larghezza media B del canale (quando esiste);
- inclinazione media β della superficie del pendio;
- spessore medio s nel canale di frana

Una colata può essere innescata da uno scorrimento, ma può anche iniziare immediatamente come colata (Iaccarino et al., 1995). Nel primo caso, la zona di alimentazione è costituita da uno scorrimento rotazionale o traslazionale con scarpata spesso ripida ed arcuata in pianta, che delimita un bacino all'interno del quale si accumula ulteriore materiale che si distacca dalla scarpata ammorbidendosi ed alterandosi (Brunsden, 1984) (tab.2-IV e fig. 2.8).

Site	Author	Cliff height H (m)	Average width of source (m)	Length of source (m)	C/H	Slope (degrees)	Depth (m)	No.	Period	Average rate cliff retreat (m/yr)
Beltinge E	Hutchinson (1973)	31.5	56		1.78			1	1961-65	0.40
Beltinge W		31.5	69		2.19			2	1933-66	0.83
The Lees E	Hutchinson (1973)	29.0	58		2.00			3	1933-66	0.26
The Lees W		28.2	25		0.89			2	1933-66	0.32
Walton	Hutchinson (1973)	22.0	32		1.45			22	1922-55	0.52
Røsnaes	Prior (1976)	20-50	10-50	10-150	0.5-1.0	30-34	2-3			
Helgenæs	Prior (1976)	20-40	10-50	10-150	0.5-1.2	30-40		14		Localized 2-3
Røjle Flint	Prior (1976)	30-40	10-100	10-100	< 20	20-30		9	1964-74	
Minnis North II	Prior <i>et al.</i> (1968)	61	67	79	1.1			1		
I		61	49	41	0.8			1		
Vaches Noires, Normandy	Prior and Renwick (1980)	70				22-43				0.14
Stonebarrow, Dorset	Brunsdan (1973)	47-70	116	60	1.6-2.5	30-45	10	1	1966-70	
Blidisel, Ro	Balteanu (1976)	15	60	320			1.4-4.5	1		
Drumnagreagh, NI	Prior (1975)	16	8.5	20	0.55	20	1-1.5	1		

The average retreat figures given may be misleading since they mask the inherent variability of individual mudslide head zones with time.

Tab. 2-IV. Principali caratteristiche della zona di alimentazione di alcune colate (da Brunsdan, 1984).

Zona di alimentazione

Molti Autori (Hutchinson, 1968, 1973; Prior *et al.*, 1968; Brunsdan, 1974) hanno notato che i bacini di alimentazione di colate in argilla vicine tra loro possono combinarsi dando luogo ad un'unica grande scarpata (fig. 2.9). In tale caso l'apporto di materiale proveniente dalla zona d'alimentazione è legato all'entità dell'erosione al piede del movimento franoso (Hutchinson, 1968, 1973; Prior, 1977; Prior ed Eve, 1973; Quigley e Gelinas, 1976; Prior e Renwick, 1980). In questo modo le colate si "autogenerano" per arretramento della scarpata. Gli stessi Autori hanno mostrato che le zone di alimentazione possono essere situate anche lungo i lati della frana: il sistema naturale di falda preesistente viene ad essere così alterato, creando le premesse per l'erosione al piede della scarpata, cui fanno seguito ulteriori e più approfonditi scorrimenti.

In genere, sia nella zona di alimentazione che lungo il canale, sono presenti anche zone di alimentazione secondarie, le cui espansioni sono governate dall'evoluzione di scorrimenti retrogressivi.

Canale di frana

Il canale è generalmente piano o leggermente concavo e può essere affiancato da una serie di altri canali attraverso i quali il materiale scorre o fluisce dalla/e zona/e d'alimentazione a quella di accumulo (fig. 2.10). I canali minori possono essere scavati dalle acque che defluiscono superficialmente durante il periodo di inattività della colata e spesso sono cancellati durante le fasi di moto più intenso. E' possibile individuare una superficie di scorrimento alla

base del canale, superfici laterali secondarie e fratture lungo i bordi. La sezione della colata presenta un profilo semicircolare, trapezoidale o quasi rettangolare.

Quando le pendenze della zona di accumulo sono modeste, la colata assume una forma tendenzialmente lobata (fig. 2.11): tale situazione è frequente anche nei casi in cui la colata si presenta non incanalata (Hutchinson, 1988).

Quando, invece, le pendenze della zona di accumulo sono paragonabili a quella critica del pendio, la colata assume una forma allungata (fig. 2.12), caratterizzata da una serie di canali molto lunghi (600-4000 m): uno splendido esempio è fornito dalla colata dello Slumgullion (Crandell e Varnes, 1961).

I canali possono presentare larghezza, profondità e pendenza differenti al variare dei materiali coinvolti e delle condizioni del pendio. Secondo Brunsden (1984), nel caso di colate lobate, i canali hanno una larghezza media 5-20 m, una profondità media 1-5 m ed una pendenza media piuttosto bassa (3 - 4°). A tal proposito sono riportati in tab.2-V alcuni dati relativi a casi noti.

Site	Author	Length (m)	Width (m)	Depth (m)	Slope (degrees)
Røjle Flint	Prior (1977)	30-80	16-80		5-10
Røsnaes	Prior (1977)			1-2	0-34
Helgenaes Denmark	Prior (1977)	30-66	16-42		0-17
Minnis North I	Hutchinson <i>et al.</i> (1974)	30	20	1-2	10 (av) 9-40
II	Prior <i>et al.</i> (1974)	30-40	9	5 (max)	20 (av)
Stonebarrow, Dorset	Brunsdan (1973)	74.8 67.1 77.0 70.4 49.4	5.5-12.1 6.6-19.8 4.4 3.3-8.8 3.3-6.6	0.5-9.0 0.5-5.0 0.5-6.0 0.5-5.0 0.5-4.0	5-9 5-9 5-9 5-9 5-9
Beltinge, UK	Hutchinson (1970)	25-50	5-16	1-1.5	13-18
Dumnagreagh, NI	Prior (1975)	20	8.5	1.0-1.5	21
Blidisel, Ro	Balteanu (1976)	617	13-32	1.0-5.0	17-40 7-12

Tab. 2-V. Principali caratteristiche del canale di alcune frane di colata (da Brunsden, 1984).

Mediante analisi di stabilità eseguite in condizioni tridimensionali, Hutchinson (1988) mostra che, a parità di resistenza lungo la superficie di scorrimento e per bassi valori dell'inclinazione β del pendio, la lunghezza del canale è una funzione dello spessore della colata, aumentando all'aumentare di questo (fig. 2.13). Tale dipendenza diventa sempre meno

marcata nel campo delle colate allungate, nel qual caso le curve tendono asintoticamente ad un valore corrispondente all'angolo critico.

D'Elia (1975) osserva che, se il canale è rettilineo e ha un'inclinazione costante, la colata si muove come corpo rigido, scorrendo su una superficie basale ben definita, lungo la quale la resistenza al taglio è ridotta al valore residuo. Se invece il canale di frana è tortuoso, con fondo ondulato e di larghezza variabile, a partire da una data profondità esiste una zona di deformazioni viscosi e lungo la superficie di scorrimento basale la resistenza al taglio è maggiore della residua.

Zona di accumulo

La zona di accumulo può essere costituita da una o più lingue di materiale proveniente dal canale (fig. 2.14). Il profilo di tale zona si divide in due parti: una superiore quasi pianeggiante (inclinazione compresa nell'intervallo 1° - 5°) ed una inferiore convessa (piede della colata), caratterizzata da una maggiore inclinazione (10° - 25°).

In genere la zona di accumulo ha una superficie irregolare, caratterizzata da gradini formati da lingue di materiale accumulate in differenti fasi di attività e da fessure radiali.

Se si escludono gli effetti dell'erosione al piede, che può determinare scorrimenti di tipo rotazionale o traslazionale locali, la zona di accumulo è la più stabile delle tre menzionate.

Nelle figg. 2.15 e 2.16 sono riportate le principali caratteristiche di alcune colate studiate rispettivamente in Italia e all'Estero.

2.4 TERRENI INTERESSATI

Brunsdon (1984) osserva che le "mudslides" coinvolgono diversi tipi di argille consistenti: da quelle litologicamente omogenee e poco fessurate (come le argille di Londra) a quelle intensamente fessurate.

Egli mostra che in genere il contenuto di particelle con diametro inferiore ai $2\ \mu\text{m}$ supera il 50 %, e quello con diametro inferiore ai $5\ \mu\text{m}$ supera l'80 %. Il limite liquido varia fra il 50 e l'80 %, il limite plastico fra il 20 ed il 40 % (fig. 2.17).

I materiali di colata sono spesso caratterizzati da fenomeni di idratazione di minerali argillosi quali la montmorillonite: Prior e Ho (1970), Prior et al. (1971), Prior (1973), Prior e Renwich (1980) individuano questa situazione nelle colate delle Barbados, della Danimarca, della Francia e dell'Irlanda.

In genere, i terreni coinvolti sono descritti come costituiti da elementi molto consistenti ed intatti provenienti dalla formazione originaria (litorelitti) immersi in una matrice argillosa saturata di consistenza medio-bassa. Tale struttura rappresenta il risultato di fenomeni di alterazione fisico-meccanica precedenti e susseguenti il verificarsi del collasso. Le proprietà fisico-meccaniche di tali materiali variano in continuazione a causa dei processi di ammorbidimento e dei notevoli spostamenti cui sono sottoposti: l'entità di tali fenomeni condiziona inevitabilmente la forma e le dimensioni dei litorelitti, nonché la consistenza della matrice argillosa.

Vallejo (1989) classifica i terreni coinvolti in colata in funzione della loro struttura, studiando l'influenza di questa sulla resistenza mobilabile. Questa è legata a due contributi differenti: uno di tipo attritivo tra i frammenti intatti, e l'altro di tipo coesivo, dovuto alla matrice argillosa. Il rapporto tra il volume dei frammenti intatti ed il volume totale (definito "C") rappresenta, secondo l'Autore, il parametro che controlla il problema.

Vallejo inquadra tre possibili condizioni strutturali (fig. 2.18) definite come: "grain supported fabric", "grain-matrix supported fabric", "matrix supported fabric".

Nel primo caso ($C > 0.8$) predomina la "fase solida" e la colata si comporta come un corpo rigido che scorre lungo il pendio. Prior e Coleman (1978), Suhayda e Prior (1978), Prior e Suhayda (1979) e Vallejo (1979) sostengono che tale situazione caratterizza le fasi iniziali della colata, in cui l'argilla è ancora relativamente poco ammorbidita e la resistenza offerta al movimento è essenzialmente costituita dall'azione attritiva tra i frammenti.

Nel secondo caso ($0.55 < C < 0.8$), non predomina nessuna delle due fasi. La struttura definita come "grain-matrix supported fabric" si riscontra dopo che la colata ha subito spostamenti piuttosto elevati, con conseguente riduzione delle dimensioni dei frammenti. La resistenza offerta è in parte data dalle forze attrittive tra i frammenti ed in parte dalla resistenza della matrice argillosa.

Nel caso di "matrix supported fabric", ($C < 0.55$), predomina la matrice. A causa delle elevate deformazioni, la fase solida è ormai dispersa (i frammenti non sono più in contatto tra di loro) e di conseguenza la resistenza è interamente condizionata dalla "fase fluida" (la matrice ammorbidita). Brunsten (1984) riporta numerosi casi di letteratura (fig. 2.17) in cui la resistenza di picco assume valori modesti, proprio perché la matrice, meno resistente, controlla con ogni probabilità il movimento.

2.5 CARATTERI CINEMATICI

D'Elia (1979) sottolinea che la caratterizzazione di un fenomeno di colata non può prescindere dallo studio dei suoi caratteri cinematici, ed in particolare dallo studio dei principali

fattori che determinano il valore della velocità e le sue variazioni spaziale e temporale. I fattori da prendere in considerazione sono:

- caratteristiche geometriche della colata (larghezza, spessore, regolarità del canale di frana, inclinazione);
- caratteristiche reologiche del materiale costituente la colata;
- parametri di resistenza al taglio del materiale della colata;
- regime delle pressioni neutre (dipendente dalle condizioni idrauliche al contorno, dal regime delle precipitazioni meteoriche e dalle variazioni di stato tensionale totale)
- regime degli apporti di materiale a monte e dell'erosione al piede

La durata e le velocità di una colata possono essere estremamente variabili. In relazione all'evoluzione ed alla durata del fenomeno, D'Elia (1979) suddivide i movimenti in temporanei e permanenti. Vengono definite "temporanee" quelle colate che si innescano, evolvono e si stabilizzano in un intervallo ben definito e relativamente limitato (giorni, mesi, o al massimo qualche anno); sono definite "permanenti", invece, quelle colate i cui caratteri cinematici generali non subiscono sostanziali variazioni di anno in anno.

La colata di Caposele (Cotecchia e Del Prete, 1984), verificatasi a seguito del terremoto del Novembre 1980, è classificabile come temporanea. Il movimento fu innescato da un evento sismico (ebbe inizio circa quattro ore dopo la scossa sismica principale) con uno scorrimento di tipo rotazionale (fig. 2.19). Il materiale in frana alimentò successivamente un lento movimento traslazionale. Nel Maggio del 1981, la lingua estrema della colata raggiunse la zona di alimentazione, sovrascorrendo su precedenti colate non attivate dal sisma. In tale periodo si verificò anche il completo arresto della frana.

Altro esempio di colata temporanea si ebbe nella discarica di Valle al Pero (fig. 2.20) negli anni 1964-1966 (D'Elia e Tancredi, 1979). I materiali della discarica provenivano dagli scavi eseguiti nelle argille lacustri sovraconsolidate del Valdarno, costituite da frammenti di argilla ammorbidita in una matrice argillosa di bassa consistenza. Secondo gli Autori, l'innescò fu causato dagli elevati valori delle sovrappressioni neutre generatisi all'interno della discarica, per effetto dell'accumulo di materiale (Esu e D'Elia, 1971). Durante il movimento, si riscontrò una stretta correlazione tra la velocità di spostamento superficiale e gli eventi meteorici (fig. 2.21), con un aumento della velocità in corrispondenza di periodi di elevata piovosità. Il raggiungimento di una configurazione stabile nella zona di alimentazione ebbe come effetto una riduzione del quantitativo di materiale apportato nell'unità di tempo, ed una graduale diminuzione della velocità, fino al suo completo annullamento.

Dalle misure inclinometriche relative a differenti verticali appartenenti ad una stessa sezione trasversale della colata permanente della Valle del Sinni (Manfredini et al., 1981), si ricavano alcune informazioni relative all'entità ed alla distribuzione della velocità in direzione trasversale. La velocità in superficie diminuisce passando dal centro del canale ai bordi (fig. 2.22), in corrispondenza dei quali le deformazioni sembrano distribuite nell'intero spessore del corpo di frana.

La distribuzione della velocità con la profondità è funzione del meccanismo di frana, della morfologia del pendio e delle velocità massime raggiunte: Brunnsden (1984) riporta schematicamente alcuni possibili profili di velocità (fig. 2.23).

Nella maggior parte dei casi riportati in letteratura i profili inclinometrici indicano, oltre ad eventuali deformazioni del corpo di frana, la presenza di una superficie di scorrimento alla base della massa in movimento. Lo scorrimento basale dimostra, ad esempio, di essere la principale componente del movimento della colata permanente del Vallone Fossate, la cui deformata inclinometrica è mostrata in fig. 2.24 (D'Elia e Tancredi, 1979).

A questo proposito Hutchinson (2004) sottolinea che le colate in argilla sono generalmente caratterizzate da scorrimenti piuttosto che da movimenti tipo flusso. A supporto di tale tesi, i profili inclinometrici rilevati in varie colate, come quella di Sochi, sul Mar Nero (Ter-Stepanian et al., 1968), di Beltinge (Hutchinson, 1970) e di Davilla Hill, in California (Keefer e Johnson, 1983) registrano scorrimenti alla base compresi tra il 92 e il 95 % degli spostamenti in superficie. Tali risultati giustificano la preferenza che Hutchinson mostra nell'utilizzare il termine "mudslide", anzichè "earthflow", per descrivere le colate in argilla. Secondo Picarelli (1993) un ruolo ugualmente importante è svolto dalla zona di taglio, di spessore spesso non trascurabile, posta alla base del corpo di frana ed includente la superficie di scorrimento: le notevoli deformazioni distorsionali concentrate al suo interno condizionano inevitabilmente lo stile della frana.

Secondo Guida e Iaccarino (1991) una colata rappresenta un fenomeno in continua evoluzione caratterizzato da differenti stati di attività. Il modello evolutivo piuttosto semplice proposto dagli Autori, basato sull'osservazione di circa quattrocento colate della Valle del Baisento, considera quattro fasi (A, B, C, D) differenziate sulla base di elementi morfologici caratteristici, ai quali corrispondono differenti velocità di spostamento (fig. 2.25).

La "fase A" rappresenta il primo stadio del moto ed ha generalmente durata stagionale. In tale fase si osserva il distacco della nicchia di alimentazione ed il flusso del materiale nel ca-

nale di frana con velocità comprese tra 3 m/s e 1.5 m/giorno, ossia tra molto rapide e rapide (Varnes, 1978). La sagoma della colata è ben definita, essendo infatti possibile riconoscere nettamente le diverse unità morfologiche: la zona di alimentazione si presenta concava; il canale di frana stretto, allungato e delimitato lateralmente da superfici di taglio; la zona di accumulo lobata. Le tre unità sono inoltre delimitate da scarpate molto acclivi con bordi ben delineati. Il corpo di frana non è spesso percorribile a piedi, a causa della bassa consistenza dei terreni.

Durante la “fase B”, la cui durata è pluristagionale, i materiali in frana si muovono nel canale, avente sagoma morfologica definita, con velocità (da moderate a lente) comprese tra 1.5 m/giorno e 1.5 m/anno. I bordi delle scarpate della zona di alimentazione diventano più smussati. La superficie topografica della zona di accumulo si presenta notevolmente irregolare, a testimonianza dei movimenti in atto.

Nella “fase C”, di durata pluriennale, i bordi delle scarpate si fanno sempre più smussati, scarsamente riconoscibili. Si osserva una deformazione diffusa della massa in frana con ondulazioni tipiche del piano campagna. Tale fase è caratterizzata da velocità (da lente ad estremamente lente) inferiori a 1.5 m/anno. Locali fenomeni di instabilità, nonché l’erosione di eventuali corsi d’acqua laterali, possono generare un ampliamento del canale di frana, limitato da scarpate sempre più dolci.

L’ultima fase (“fase D”) è caratterizzata dall’assenza di deformazioni macroscopiche e da una superficie topografica quasi regolarizzata. Le velocità si riducono ulteriormente (da estremamente lenta a nulla), conferendo alla colata un carattere quiescente.

Il tempo necessario affinché si esauriscano completamente i movimenti è piuttosto lungo (solitamente passano decenni). Comunque il ciclo regolare ora descritto rischia di essere interrotto a causa del verificarsi di eventi eccezionali, in grado di riattivare il movimento a partire da una nuova “fase A”. Spesso l’intera vita della frana è costituita da più cicli attivi, separati da periodi di riposo. Se la colata presenta notevoli dimensioni, nuove riattivazioni possono coinvolgere anche solo una parte del corpo di frana.

2.6 LA ZONA DI TAGLIO

Le colate in argilla sono sempre caratterizzate dalla presenza di una zona di intense deformazioni plastiche di taglio (detta, appunto, “zona di taglio”), posta al di sotto del corpo di frana, all’interno della quale sono presenti le “superfici” di scorrimento (Picarelli, 1993). Pellegrino et al. (2004a) hanno notato che la componente più importante degli spostamenti di su-

perficie è dovuta alla combinazione di deformazioni concentrate nella zona di taglio e di spostamenti lungo la superficie di scorrimento.

La letteratura non fornisce molte informazioni riguardanti le zone di taglio. I motivi sono probabilmente da ricercare nel modesto spessore che esse a volte presentano e nelle difficoltà sia di accesso che di campionamento.

Come è noto, la mancanza di continuità nei profili inclinometrici impedisce un'esatta valutazione dello spessore della zona di taglio, consentendo esclusivamente una stima del suo limite superiore. Skempton e Petley (1967) riportano i risultati delle osservazioni eseguite in differenti siti interessati da movimenti di frana. Le indagini hanno consentito il rilievo di dettaglio della stratigrafia, nonché il prelievo di campioni indisturbati sia nel materiale intatto che nella zona di taglio. Uno di questi casi riguarda un pendio in arenarie tenere sovrastanti un banco di argilla. In fig. 2.26 sono riportati la sezione del pendio (fig. 2.26a), il dettaglio stratigrafico osservato in un pozzo (fig. 2.26b) ed una rappresentazione schematica di una sezione sottile della zona di taglio (fig. 2.26c). Si riconoscono una superficie principale di scorrimento, avente uno spessore di 80 μm , caratterizzata da particelle fortemente orientate nella direzione del moto, ed una più ampia zona di taglio dello spessore di 2 cm, in cui sono riconoscibili numerose superfici di taglio secondarie ("minor shears"). Tali discontinuità furono studiate attentamente negli anni '20 da Riedel, tramite prove di laboratorio su argille ricostituite e da Skempton negli anni '60. Riedel (1929) osservò che il movimento spesso non avviene lungo un'unica superficie ("slip surface"), ma si sviluppa lungo più superfici concentrate in una zona il cui spessore può variare da pochi millimetri (tipico delle prove di laboratorio) a qualche metro (tipico di alcune strutture geologiche). Tale zona, definita "shear zone", è caratterizzata dalla contemporanea presenza di più superfici di taglio, alcune delle quali sono diverse tra di loro in relazione all'orientamento che esse assumono rispetto alla direzione del moto. Tale evoluzione è stata seguita dallo stesso Riedel su provini soggetti a prove di taglio diretto in laboratorio. A tal proposito, l'Autore definisce tre classi di discontinuità (fig. 2.27):

- "Riedel shears" (superfici di tipo R) disposte a schiera, caratterizzate da un'inclinazione delle superfici, compresa tra 10° e 30° rispetto alla direzione del moto (piano ab, fig.2.27);
- "thrust shears" (superfici di tipo P), caratterizzate da un'inclinazione opposta alle precedenti e da una posizione speculare rispetto ad esse;
- "displacement shears" (superfici di tipo D), che si allineano nella direzione dello spostamento imposto.

Cinque sono gli stadi successivi nei quali si sviluppano tali discontinuità (fig. 2.28). Dopo un primo stadio caratterizzato da deformazioni omogenee, si formano le “Riedel shears”, generalmente disposte a schiera con un’inclinazione di circa $\phi/2$ rispetto alla direzione del moto. Man mano che aumenta lo spostamento, l’incompatibilità cinematica che viene a crearsi lungo le superfici di tipo R causa la formazione di nuove superfici di taglio (quelle di tipo D) parallele alla direzione del moto (perciò definite “displacement shears”). Queste si estendono al procedere dello spostamento relativo fino al quarto stadio, durante il quale si assiste sia alla formazione di una superficie di scorrimento principale continua (“principal slip surface”), inizialmente non piana poiché le “displacement shears” che la costituiscono non sono complanari tra loro, sia all’apparizione delle “thrust shears”. E’ solo in seguito ad un ulteriore incremento dello scorrimento relativo che la “principal slip surface” inizia ad assumere una conformazione piana, accompagnata da superfici di taglio minori (“minor shears”).

In sintesi, il processo deformativo di taglio causa la formazione di più discontinuità fisiche (“minor shears”) oblique rispetto alla direzione di taglio imposta: gli spostamenti lungo di esse sono quindi cinematicamente incompatibili. Se, però, tale processo deformativo è particolarmente spinto, alle “minor shears” fa seguito la formazione di una superficie di scorrimento continua (“principal shear”) e parallela alla direzione dello sforzo di taglio, che induce la separazione fisica del terreno in due corpi. Secondo alcuni Autori (Morgenstern e Tchalenko, 1967; Urciuoli, 2002) ciò avviene solo se, al procedere delle deformazioni imposte, si verifica una rotazione delle tensioni principali.

La presenza di differenti superfici all’interno di una zona di taglio è stata osservata anche da Morgenstern e Tchalenko (1967). In tutti i casi esaminati (dai depositi glacio-lacustri varvati della Cod Beck Valley alle argille sovraconsolidate di Oxford) è stato sempre possibile rilevare in laboratorio, con l’ausilio del microscopio elettronico, la presenza di una zona di spessore 10-15 μm contenente la superficie principale di taglio, in cui le particelle sono fortemente orientate nella direzione del moto.

Picarelli et al. (1997) considerano il tettonismo, l’erosione fluviale, il movimento dei ghiacciai e le frane come processi geologici potenzialmente responsabili della formazione di zone di taglio (fig. 2.29 b,c,d,e). Tutti questi fenomeni formano zone di taglio più che singole superfici di scorrimento, perché le azioni prodotte inducono spostamenti spesso cinematicamente incompatibili con le condizioni al contorno: accade, praticamente, un fenomeno analogo a quanto si riscontra nelle prove di taglio diretto (fig. 2.29 a).

Zone di taglio connesse a movimenti tettonici sono state osservate da Skempton e Petley (1967) nelle argille consistenti di Jari (Pakistan). Lo spessore della zona di taglio osservata è

di alcuni decimetri. Tale formazione è caratterizzata da un'alternanza di strati di argille e arenarie o conglomerati in blocchi: la zona di taglio studiata ricade in uno degli strati argillosi, in corrispondenza della zona caratterizzata da una percentuale di frazione fina maggiore. All'interno della zona di taglio si rileva una superficie di scorrimento principale, mentre all'estremità compaiono sia le Riedel che le thrust shears (fig. 2.30 a). Le zone di taglio generate da fenomeni tettonici hanno generalmente uno spessore maggiore di quelle prodotte dagli altri fenomeni geologici, arrivando fino a centinaia di metri, come ad esempio per il caso di Abitibi (Quebec) riportato in fig. 2.30b (Archambault et al., 1990): anche in questo caso la struttura della zona di taglio è molto simile a quella descritta da Riedel (1929).

Casi come quello del Nord Saskatchewan (Matheson e Thomson, 1973) e di Bisaccia (Picarelli e Urciuoli, 1993) forniscono utili esempi di zone di taglio indotte da fenomeni di erosione. Entrambi riguardano depositi di rocce tenere (arenarie nel primo caso, conglomerati debolmente cementati nel secondo) sovrastanti argilliti molto plastiche. L'erosione fluviale causa un fenomeno di rigonfiamento del fondo valle, nonché lo sviluppo di importanti spostamenti delle scarpate laterali. Hanno così luogo movimenti differenziali lungo la zona di contatto tra le argille e le formazioni sovrastanti, causando la formazione di una zona di taglio. A Bisaccia, in particolare, la zona di taglio è costituita da un'argillite ammorbidita e completamente destrutturata. L'intervallo di valori di contenuto d'acqua misurati all'interno della stessa lungo il pendio è riportato in fig. 2.31. Dal confronto con i contenuti d'acqua misurati su campioni prelevati dalla formazione di base, si nota per la zona di taglio un valore medio molto maggiore, a causa della dilatanza connessa alle azioni di taglio.

I movimenti dei ghiacciai sono anch'essi responsabili della formazione di zone di taglio. Tsui et al. (1988) descrivono una zona di taglio, dello spessore di 3.8 m, riscontrata nelle argilliti bentonitiche della valle interglaciale del North Saskatchewan, Alberta. La ricerca prende spunto dallo studio di alcuni fenomeni di instabilità verificatisi nella miniera di carbone di Highvale (ad Ovest di Edmonton). Nella zona di taglio è possibile individuare due parti: la prima è costituita da uno strato dello spessore di 3.4 m di argillite bentonitica fratturata sovrastata da uno strato di arenaria bentonitica; la seconda, più sottile (13-20 cm), è costituita da una bentonite compresa tra due strati di carbone dello spessore di 15-25 cm. Entrambe contengono numerose superfici di taglio principali riconoscibili ad occhio nudo. In fig. 2.32 è schematizzata la microstruttura rilevata: si notano tre differenti livelli di matrice argillosa con particelle da microscopiche a submicroscopiche a contatto con aggregati rotondeggianti o subangolari dalle dimensioni di circa 3 mm. Nella zona superiore è soprattutto la matrice argillosa a caratterizzare la struttura del materiale, mentre i noduli, prevalentemente rotondeggianti, sono disposti in maniera casuale e sono raramente in contatto tra di loro. Al contrario, nella

zona inferiore sono gli aggregati a spigoli vivi a rivestire un ruolo predominante. Il livello centrale, in cui è presente la superficie principale di scorrimento, è caratterizzato da una notevole presenza di noduli ed aggregati immersi in una matrice argillosa. Osservazioni microscopiche rivelano che in corrispondenza della superficie di scorrimento principale le particelle di argilla sono fortemente orientate. Ad una certa distanza dalla superficie principale di scorrimento si notano numerose superfici di scorrimento secondarie (minor shears). Cruden et al. (1989) mostrano che il terreno costituente la zona di taglio ha un grado di preconsolidazione molto basso (O.C.R. = 1.8-2.0), a dispetto dei valori elevati (O.C.R. = 60-90) attribuiti ai terreni da studi geologici sviluppati da diversi Autori (Nurkowski, 1984; Pearson, 1959). Indicazioni dello stesso tipo derivano dai risultati di prove di compressione triassiale consolidate non drenate (fig. 2.33), nelle quali è evidente un comportamento duttile del terreno. Pertanto, la struttura legata agli effetti della sovraconsolidazione sembra essere stata distrutta dalle intense deformazioni distorsionali subite dal terreno.

Ulteriori dati relativi a frane sono forniti da Skempton (1964), che dà informazioni riguardanti la frana di Uxbridge nelle argille sovraconsolidate di Londra. Come mostra il profilo riportato in fig. 2.34a, il contenuto d'acqua è più elevato proprio in corrispondenza della discontinuità di taglio. Tale risultato è da correlare all'effetto della dilatanza. Al contrario, nei casi descritti da Lefebvre (1981), riguardanti due frane nelle argille sensitive canadesi, in corrispondenza della superficie di scorrimento si registra un contenuto d'acqua inferiore, come conseguenza della natura contraente delle "quick clays" (fig. 2.34b).

Le osservazioni sulle zone di taglio sono sempre effettuate a posteriori. Esiste, infatti, un'oggettiva difficoltà nel riconoscere prima dell'innesco del moto eventuali alterazioni della struttura del terreno provocate da deformazioni in atto. L'uso del piezocono ha dato la possibilità di rilevare la presenza di zone plasticizzate prima della rottura in alcuni pendii in argille sensitive, soggetti a fenomeni di instabilità improvvisa (Demers et al., 1993). L'area indagata da Demers et al. (1993) è situata lungo il fiume Maskinongé, 90 Km a Nord-Est da Montréal, in una zona quasi pianeggiante occupata dalle argille post-glaciali debolmente preconsolidate (O.C.R. = 1.35) di Champlain. Come indicato in fig. 2.35, i profili di resistenza alla punta, ricavati con il piezocono, mostrano, fino ad una profondità di 5 m al di sotto del fondo fluviale, valori inferiori del 10-20 % rispetto alla formazione sottostante: sembra quindi che tale massa di terreno sia soggetta a disturbi connessi a deformazioni distorsionali in atto.

È importante precisare che le caratteristiche della zona di taglio che si ritrova al di sotto dei corpi di colata sono piuttosto differenti rispetto a quelle descritte nei casi precedentemente e-

saminati. Per questi la zona di taglio rappresenta, infatti, la parte di sottosuolo soggetta a rottura per taglio, sulla quale semplicemente “scorre” il corpo di frana.

La “shear zone” tipica delle colate è, invece, la parte inferiore di una massa ammorbidita, che, durante il suo moto, si espande su di una superficie che non è coinvolta in alcun movimento. Durante il movimento della colata, la superficie sottostante subisce azioni di erosione, finendo spesso per incorporare la massa sovrastante (Corominas, 1996): in molti casi, gli scavi effettuati al di sotto della base del corpo di colata mostrano la totale rimozione dello strato organico superiore (Pellegrino et al., 2004a).

Come si vedrà nel seguito, le zone di taglio poste alla base delle colate presentano delle caratteristiche peculiari legate all’entità delle deformazioni che le caratterizzano. Tale argomento verrà trattato nei capp. 3 e 4.



Fig. 2.1. Crolli (da Hutchinson, 1988)

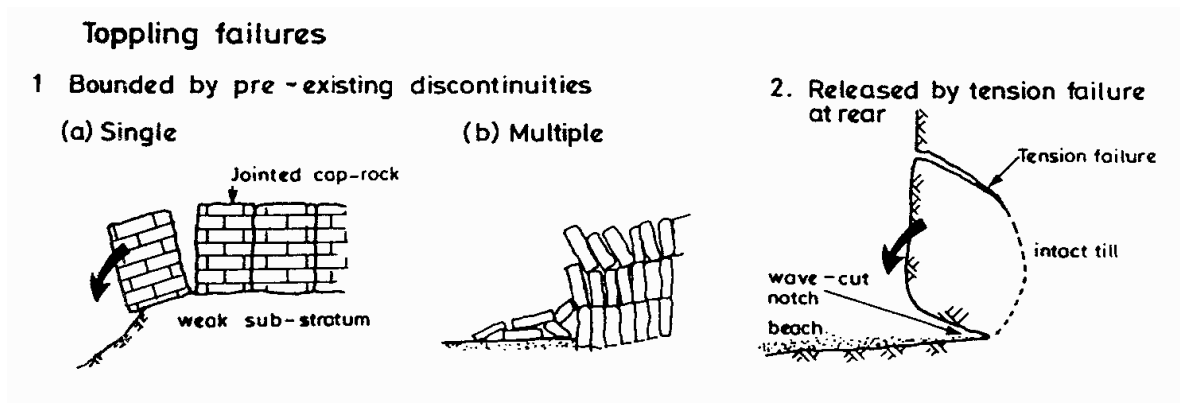


Fig. 2.2. Ribaltamenti (da Hutchinson, 1988)

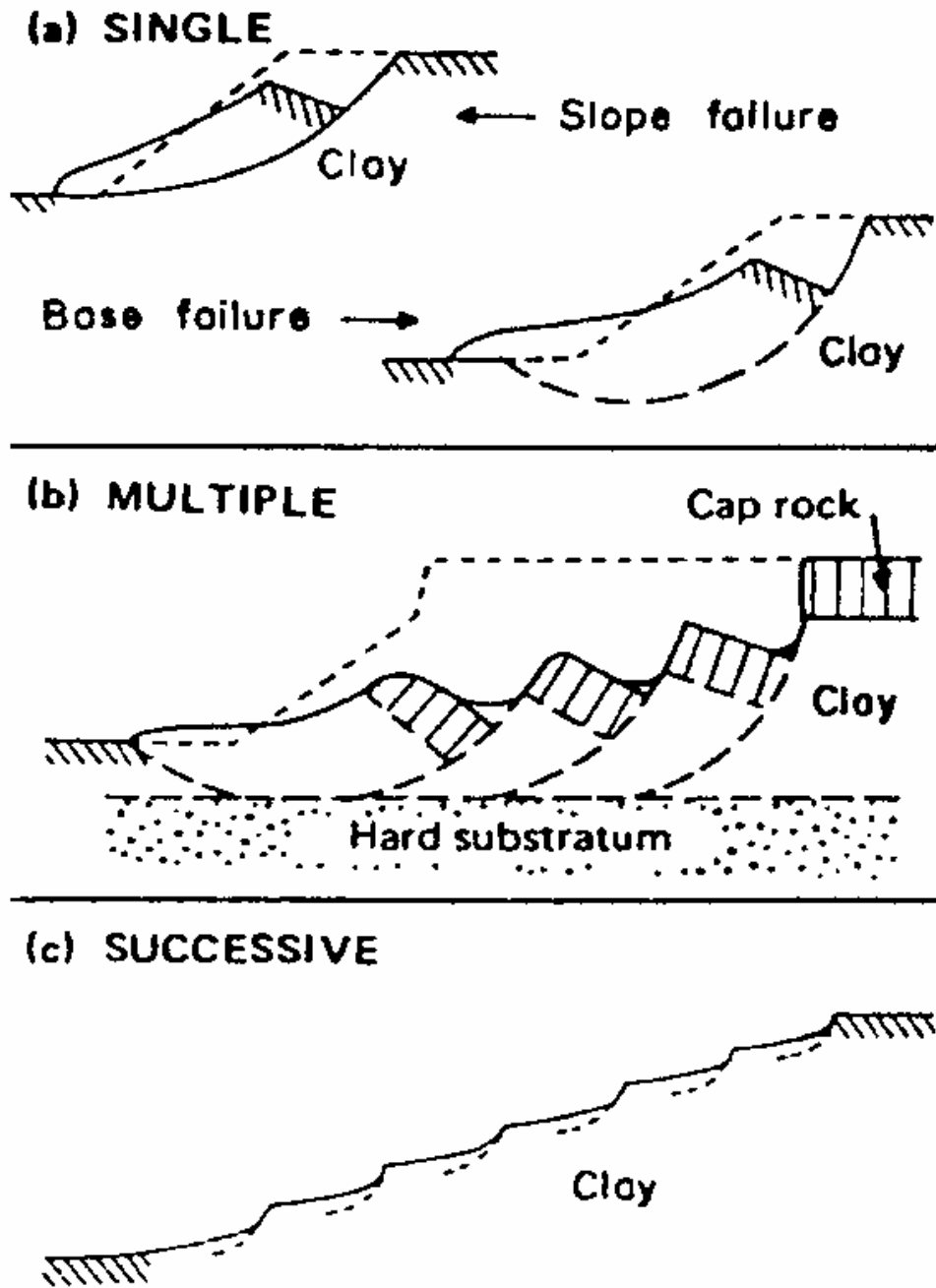


Fig. 2.3. Principali tipologie di scorrimenti rotazionali (da Varnes, 1978)

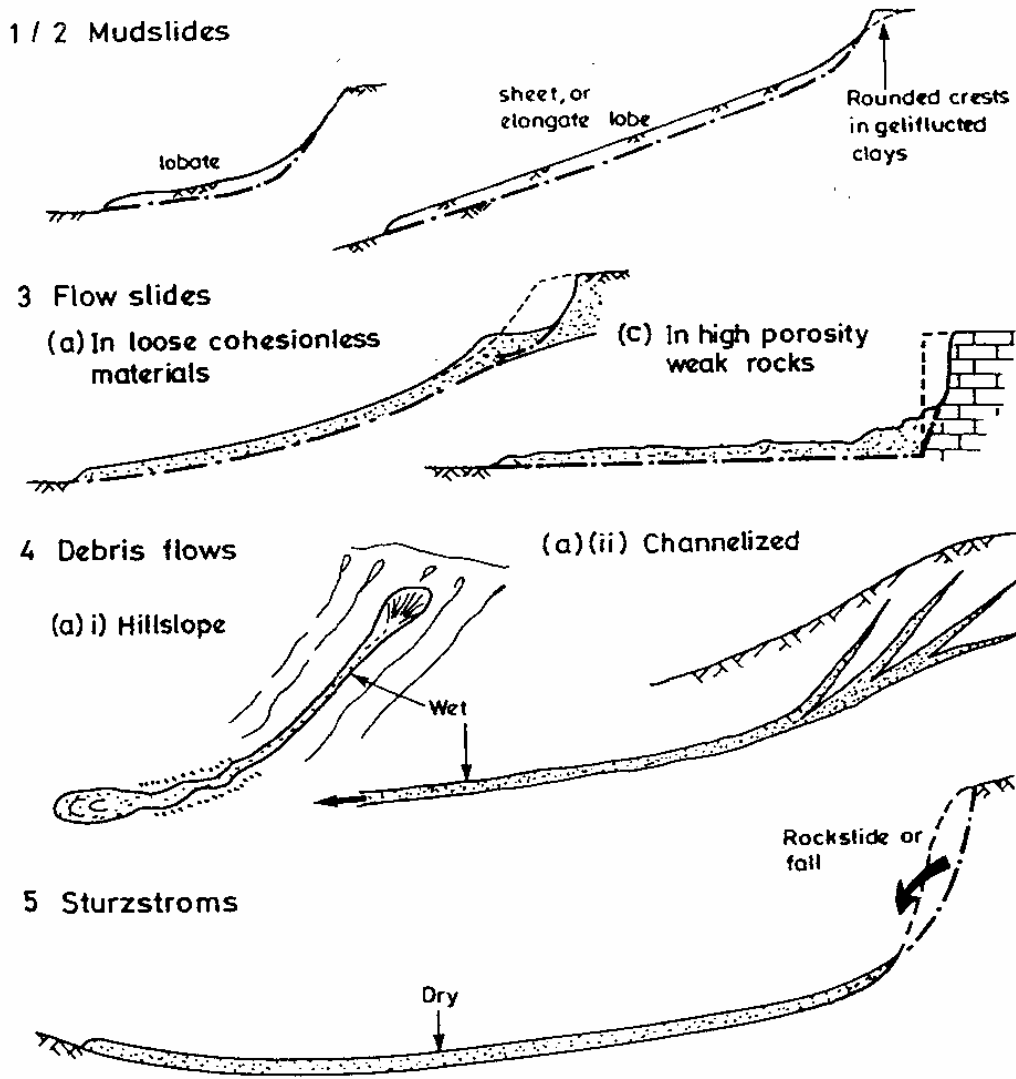


Fig. 2.4. Principali tipologie di colate (da Hutchinson, 1988)

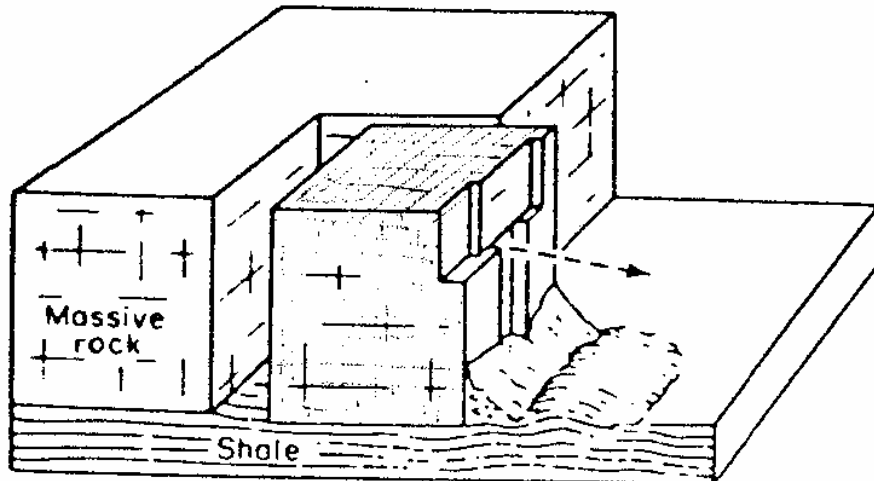


Fig. 2.5. Espansione laterale (da Varnes, 1978)

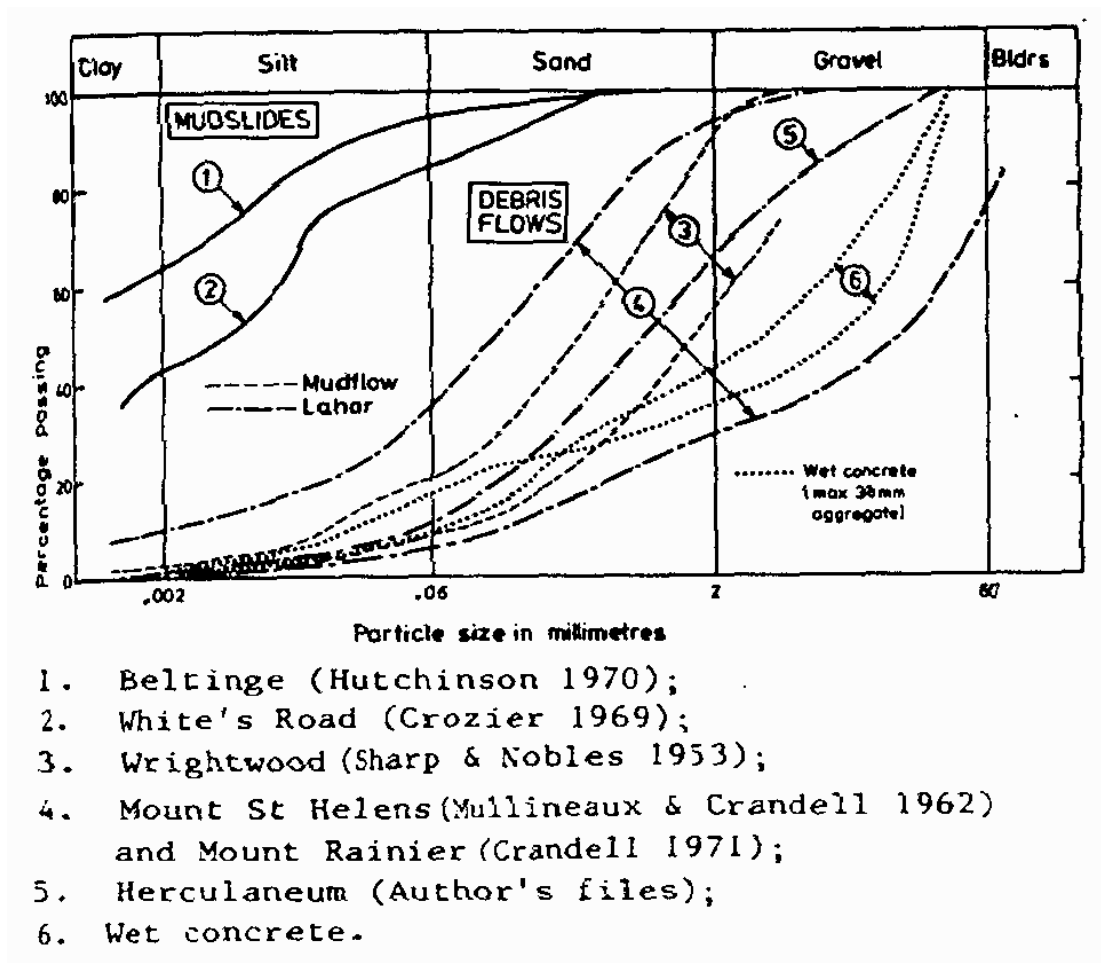


Fig. 2.6. Distribuzioni granulometriche tipiche di colate (da Hutchinson, 1988)

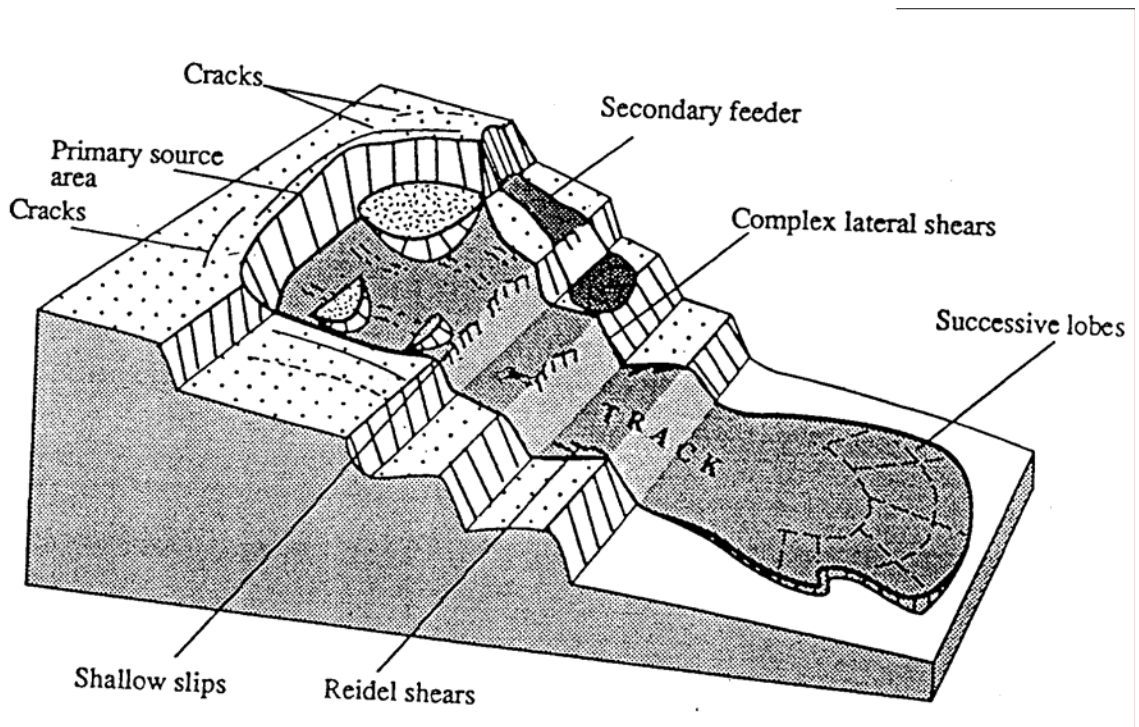


Fig. 2.7. Rappresentazione schematica di una colata (da Brunsten e Ibsen, 1996)

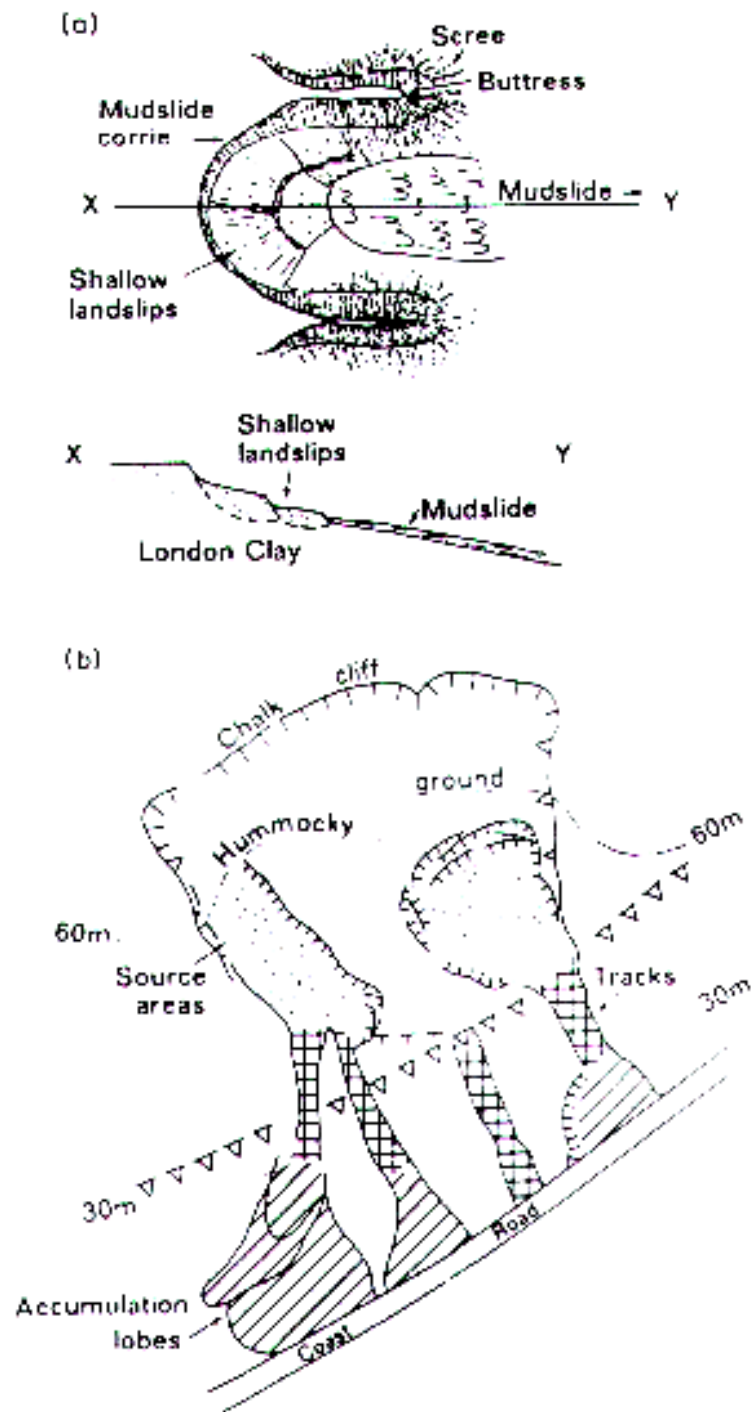


Fig. 2.8. Geometria della zona di alimentazione di una colata (da Brunsden, 1984)

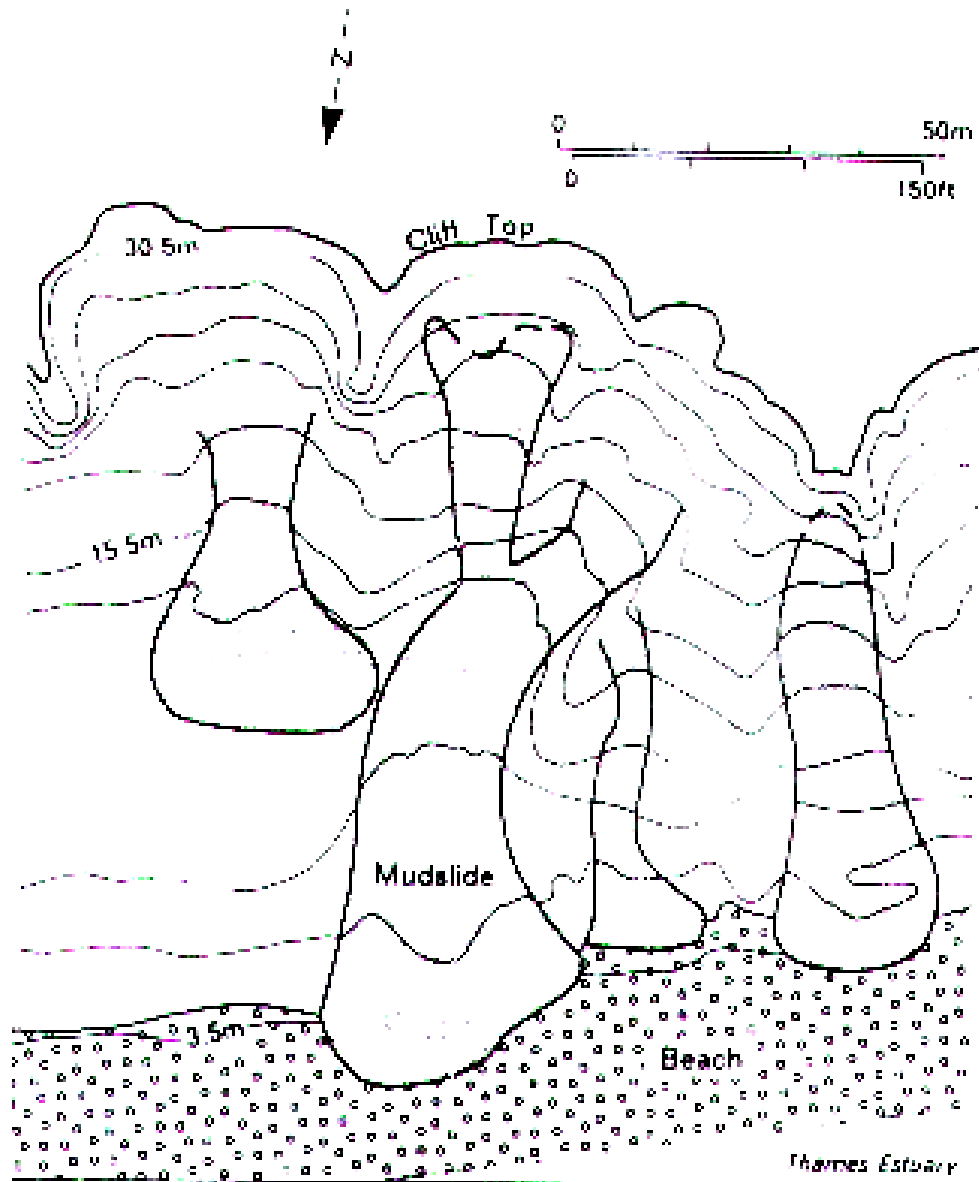


Fig. 2.9. Colate del Kent in Gran Bretagna (da Brunnsden, 1984)

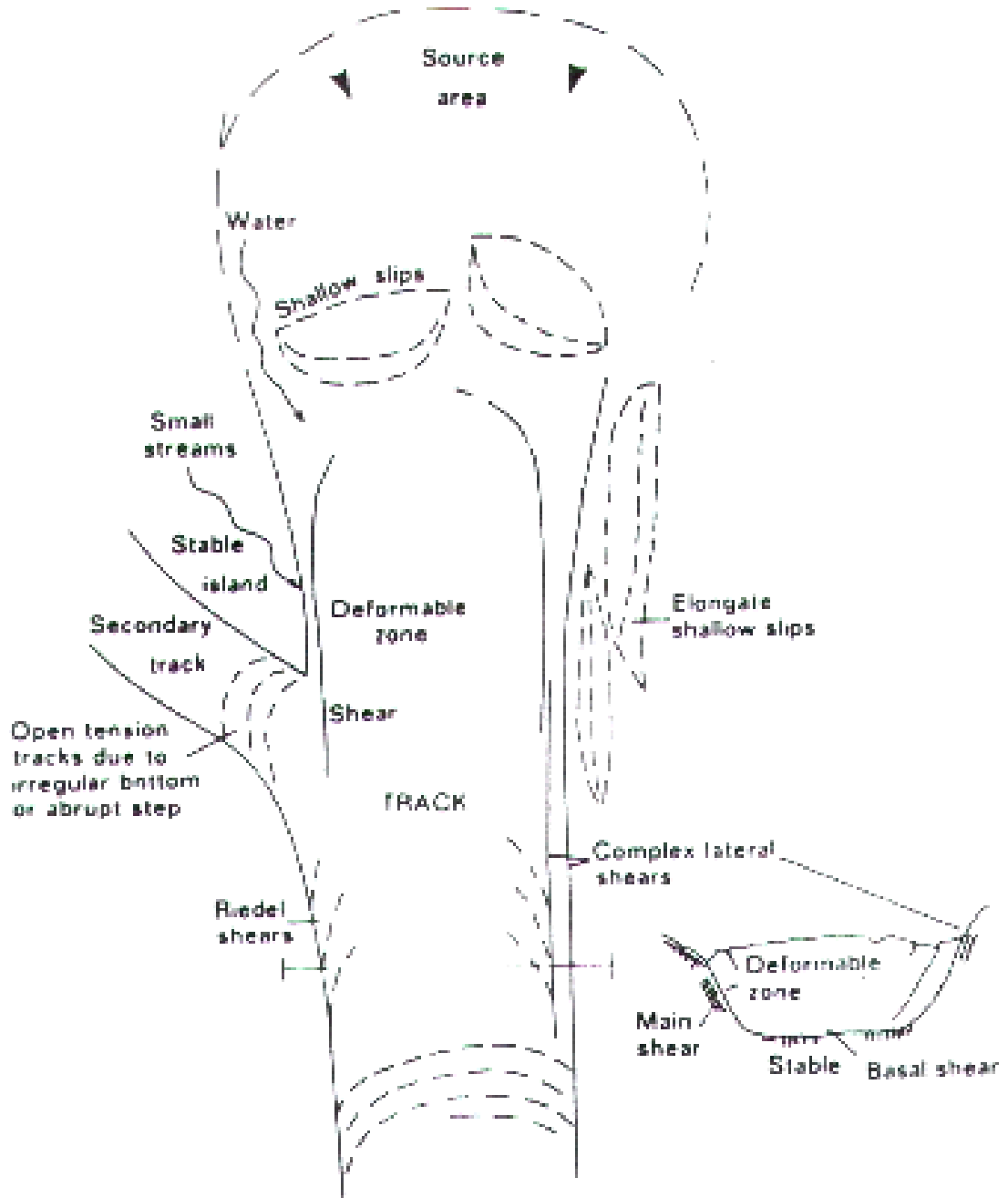


Fig. 2.10. Geometria del canale di una colata (da Brunsten, 1984)

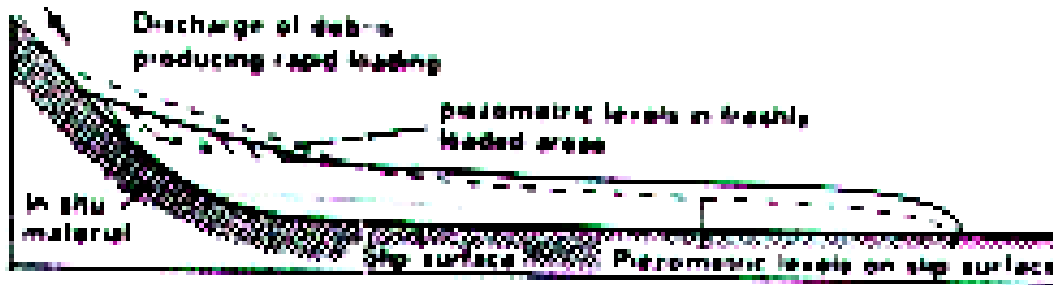


Fig.2.11. Profilo longitudinale schematico di una colata di forma lobata (da Brunsten, 1984)

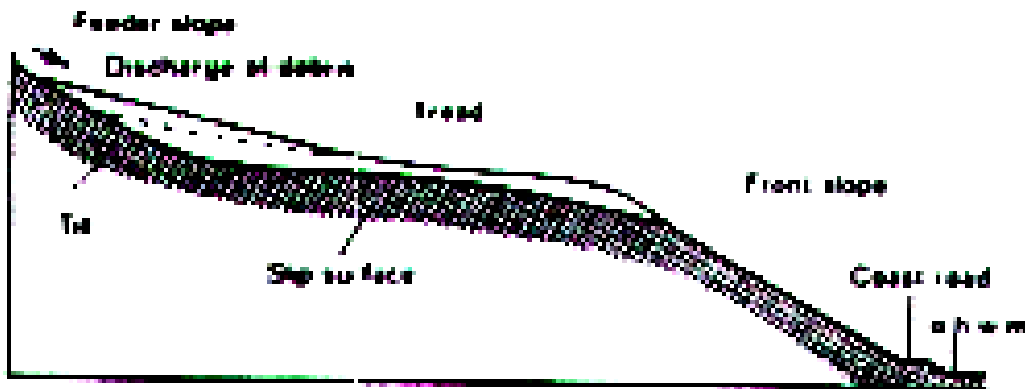


Fig.2.12. Profilo longitudinale schematico di una colata di forma allungata (da Brunsten, 1984)

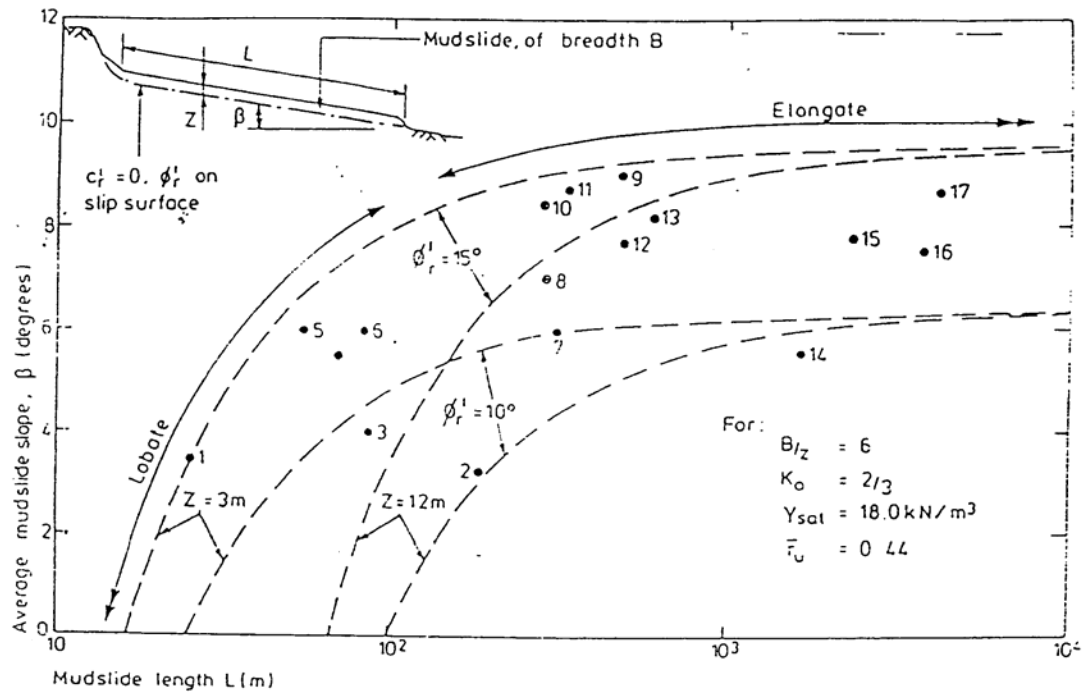


Fig.2.13. Lunghezza ed inclinazione del canale di flusso di alcune frane di colata (da Hutchinson, 1988)

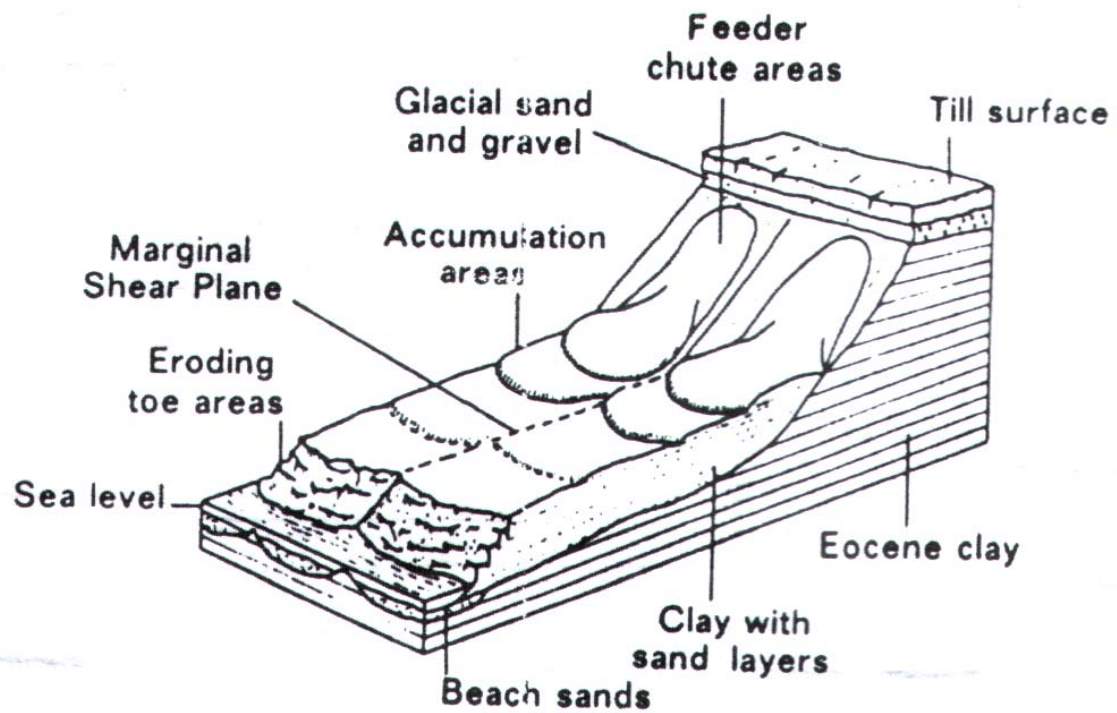


Fig. 2.14. Esempio di zona di accumulo a Rosnaes in Danimarca (da Prior et al., 1977)

Autori	Località	Formazione originaria	Materiali di colata	Contenuto naturale d'acqua e propr. indici				Geometria					Velocità		Durata anni
				w %	W _L %	W _P %	IP %	β °	L m	b m	s m	V m ³ · 10 ⁵	v med m/anno	v max	
D'Elia (1975)	Valone Fossate	Argille Varicolori	argilla satura di media consistenza con rare tracce di struttura a scaglie					7	300	50	8	120	0.1		>25
D'Elia e Tancredi (1979)	Valle del Pero	Argille lacustri OC del Valdarno	frammenti di argilla del Valdarno ammonioidi in una matrice argillosa di bassa consistenza					10	0.14	45	15	2.00E-03	1 m/h		2
Cotecchia e Melidoro (1966)	Termini-Nerano	Arenarie ed argille	zolle non completamente disgregate di argille varicolori e blocchi lapidei in matrice argillosa					10	1500	10		1000	27 m/h		6 giorni
Turrini, Fiorani e Galvani (1986)	Belluno	Strati limo-argillosi e arenarie		9.78 28.43	17.5 34.5	12.5 19.5	5 15	17				8.00E-02			
Angeli, Gasparetto, Pasulo e Silvano, Menotti (1996)	Alverà Staulin	Alleanza di unità calcaree, dolomitiche, pelitiche e marnose			48	32	16	8	1150	30	20		0.18		
	Rio Concalto				72	39	33	9.3	3000	30	10.5		2.55		
Scarpelli e Calabresi (1984)	Todi	Depositi argillosi sovraconsolidati Plio-pleistocenici		20	50	22	28	10	140		3		0.15		
Canuti, Casagli e Garzonio (1984)	Chiusi della Verna	Argille scagliose		9 17	33 46	19 23	14 23	6.5 9	1900 4750	50 750	25 80	81 718			
Manfredini et al. (1981)	Valle dei Sinni	Crete Nere	formazione originaria alterata	15.75 21.4	37 43	20 19	17 24	10 12	300	80	5.5		1.2	4.5 cm/g	
Cotecchia et al. (1984)	Bindisi di Montagna	Flysch Rosso dell'Unità Lagonegrese	blocchi di argilla (litorelliti) con caratteristiche prossime a quelle della formazione in sede, immersi in una matrice limo-argillosa ad elevato contenuto d'acqua.	25	71	33	38	5.5 10.5	700	40 260	4 15		60 cm/g		8
Giusti et al. (1996)	Alta Valle del Miscano	Argilliti intensamente fessurate	blocchi di argilla (litorelliti) con caratteristiche prossime a quelle della formazione in sede, immersi in una matrice limo-argillosa ad elevato contenuto d'acqua.	28	69	29	40	9.5	1000	100	3				
Iaccarino et al. (1995); Guerrero (1995); Picarelli et al. (1995); Giusti et al. (1996); Pellegriano et al. (2000); Pellegriano et al. (2004a)	Masseria Marino Masseria De Nicola Acqua di Luca	Argille Varicolori scagliose intensamente fessurate	blocchi di argilla (litorelliti) con caratteristiche prossime a quelle della formazione in sede, immersi in una matrice limo-argillosa ad elevato contenuto d'acqua.	19	51	26	25	10.5	370	30	6				
Guida et al. (1996); Picarelli (2001); Picarelli e Napoli (2003)	Covatta	Flysch di San Bartolomeo e Argille Varicolori	Argilliti intensamente fessurate, con inclusi lapidei	22	56	29	27	10.5	750	30	3.5				
Picarelli (2001)	Lama del Gallo	Argille Varicolori ed Unità Iipine	Argilliti intensamente fessurate, con inclusi lapidei	17 36	54 92	24 42	30 50	12	850	240	12	7.5	70 cm/h	si muove dal 1996	
Di Nocera et al. (1995)	Bisaccia	Argilliti		29 36	59 93	20 34	30 70	8.5	600	90	12		2 cm/mese	si muove dal 1997	
D'Elia et al. (1986)	Andretta	Formazioni argillose sovraconsolidate e strutturalmente complesse		15 25	80 200										
	Caposele			14.2 18.1	41 45	22 24	19 21	6.5 8.5	1300	400	50 (max)	300			
Cotecchia e Del Prete (1984)	Calitri	Argille Varicolori	formazione originaria alterata					6.5	2950	500 (max)	38 (max)	250			
	Senerchia							10	500	375 (max)	12 (max)	20			
Pellegriano et al. (2004b)	Contursi							8.5	2475	500 (max)	40 (max)	280			
Di Piacido et al. (2004)	Quaglietta							9 10.5	500 170	70 200	6 15				

Fig. 2.15. Caratteristiche geometriche di alcune colate verificatesi in Italia e proprietà dei terreni coinvolti

Autori	Località	Formazione originaria	Materiali di colata	Contenuto naturale d'acqua e propr. indici				Geometria					Velocità		Durata anni
				w %	W _L %	W _p %	IP %	β °	L m	b m	s m	V m ³ · 10 ⁵	v med m/anno	v max m/g	
Hutchinson (1970)	Beltinge, UK	London Clay	frammenti malamente assottiti di argilla OC ammorbide in una matrice argillosa satura	38	85	30		7	65	20	5.5	2.5 e-3	13.3	0.25 m/g	>70
Skempton e Hutchinson (1969)	Stonebarrow			49											
Hutchinson e Bandhari (1971)	Isle of Wight	Stiff fissured			66	28								18	0.5 m/g
Prior e Stevens (1972)	Minnis North	Liassic Clay and till		41	56	22									
Prior (1974)	Drummagreagh	Soft Clay		43	63	24									
Prior e Renwick (1980)	Normandy	Jurassic Clay		40	43	27									
Prior e Renwick (1980)	Denmark	Eocene soft-plastic Clay		55	58	23	35								
Prior (1973)	Denmark	Eocene		12	60	33	27								
Suhauda e Prior (1978)	Mississippi Delta	Deltaic Clays		28	63	25									
Gostelov (1977)	Blaina: frana di Bournville	Arenarie, siltiti e argilliti	materiale limoso saturo di bassa plasticità	70					140	190	10	15	0.6		83
Van Moos (1953)	Stoss (Svizzera)	Depositi terziari cong. aren. marni	deritto saturo di mana alterata, contenente frammenti di arenaria e materiali minerali	50					10	1900	115	35	2500	6.6	1.2 m/mese
Zaruba e Mencil (1969)	Handlova	Flysch del Paleogene	deritto saturo di rocce vulcaniche e di terreni limo-argillosi						6.5	1800	100	22		0.25 m/h	8 mesi
Smith (1996)	Slumgillion (Colorado, USA)	Rocce vulcaniche del Terziario		38	62	23	39		11	6800	280	40	1700		>300
Dapena, Uriel e Garcia- Yague, Giron (1996)	Olivares (Granada, Spagna)	Depositi di argilliti, marni, limi marnosi, dolomiti	materiale argilloso e marnoso ad alto contenuto naturale d'acqua	56	95	49	46		32	1100	60	10	17.3	1.8 m/h	15 giorni
Evans e Brooks (1994)	Lemieux (Ontario, Canada)	Argille sensitive di origine marina		12	16	8	8		18	680	100	35	28	680 m/h	
Bovis (1985)	Interior Plateau (British Columbia, Canada)	Formazioni sedimentarie		37	31.4	19.9	11.5		5.3	1100	75			0.5 m/anno	
Weber (2000)	Alpi (Super-Sauze)	Terres Noires		59	56.2	27.8	28.4		17.4	6100	2300				
Bandhari (1999)	Sri Lanka (Watawala)	Terre residuali e rocce alterate		215		37	178		18	700	200	20	6.75	30	
Vulliet e Bonnard (1996)	Fall-Hohli (Svizzera)	Debris e Flysch		30	30	25	5		30	300	20	25	3.23	2m/giorno	
Koleva-Rekalova, Dobrev e Ivanov (1996)	Area baltica (Bulgaria nord- orientale)	White marls		50		32	18		18	2300		22	400	6m/giorno	
Yamagishi, Miura, Ishii (1999)	Hokkaido (Giappone)	Clay debris		40	43	28	12		7	100	40	5	150		
				43		30	13		15	300	60	5	3	10Km/ora	

Fig. 2.16. Caratteristiche geometriche di alcune colate verificatesi all'Estero e proprietà dei terreni coinvolti

Author	Location	Lithology	Clay minerals	CF (%) < 2µm < 5µm	W (%)	LL (%)	PL (%)	Pf (%)	Lf (%)	c' (kN/m ²)	c _v ' (kN/m ²)	φ' (degrees)	φ _v ' (degrees)	Undrained strength (kN/m ²)	Af	Unit W _t (kN/m ³)		
Hutchinson (1970)	Beltinge, UK	London Clay	—	67-71	38-49	85	30	0.15						4.8-7.2	0.8	16.7-17.6 (SG = 2.74)		
Skempton and Hutchinson (1979)	Sevenoaks, UK	Soft Atherfield Clay	—	55	31	72	29	0.35		0		12-15						
Prior and Stevens (1972)	Minnis North	Weald Clay Gouge (soft)	—	60	25	65	26	0.02		0		15.5-16.5						
				58	34	71	31	0.44		0		16						
Prior <i>et al.</i> (1971)	Antrim, NI	Liassic clay and till	Montmorillonite	50-56	41-43	56-63	22-24	0.38		0-2		24-27		0.5	0.73-0.77	17.5-17.6		
Prior and Ho (1970)				Illite														
Hutchinson <i>et al.</i> (1974)	Drumnaireagh	Soft	—	67	40	43	27	0.62		2.1		24				2.0 g/cm ³		
Hutchinson and Bhandari (1971)	Isle of Wight	Stiff fissured Oligocene clay, Hamstead beds	—	32-55	32-55	67-80	27-33	0.41		0		14.0					1.78-1.81 t/m ³	
				50	50	66	28	0.42		0		0-1.6 t/m ² 0-0.8 t/m ²		13.5				
Prior and Renwick (1980)	Normandy, France	Jurassic clay Shales-mudstones	Illite Kaolinite	50	55-60	58	23	0.40		0		14.0		Remoulded 0.05-4.0 t/m ²		1.85 g/cm ³		
Prior and Renwick (1980)	Denmark	Eocene soft plastic clay and silt	Montmorillonite Kaolinite	65-76	Crust 12 60	60	33	0.55		0.097 kg/cm ²		12		0.02-7.0 t/m ²		1.86 g/cm ³		
Prior (1973), Prior and Eve (1975) Hansen and Mize (1964)	Denmark Røsnaes Helgenæs Kølle Flint	Eocene	Chlorite Chlorite	59	65-80	63-(273)	25-(55)	0.40		0.097 kg/cm ²							2.09	
				52		61	36	0.59										1.71
				63		58	31	0.53										
Suhayda and Prior (1978)	Mississippi Delta	Subaqueous deltaic clays	—		70 surface 30-60 depth				0.00- 3.35-9.58		20-24		4.8-23.9 KPA		14.00-16.00			

Fig. 2.17. Proprietà tipiche dei materiali di colata (da Brunsten, 1984)

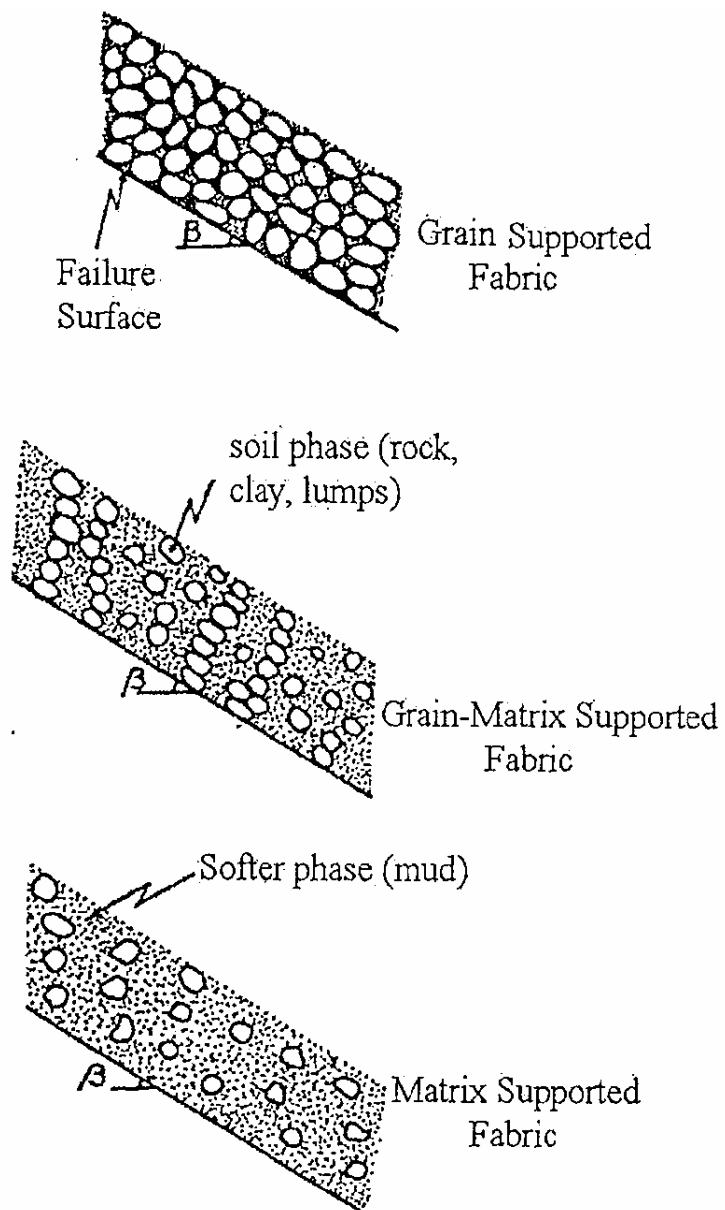


Fig. 2.18. Struttura dei materiali coinvolti in colate argillose (da Vallejo, 1989)

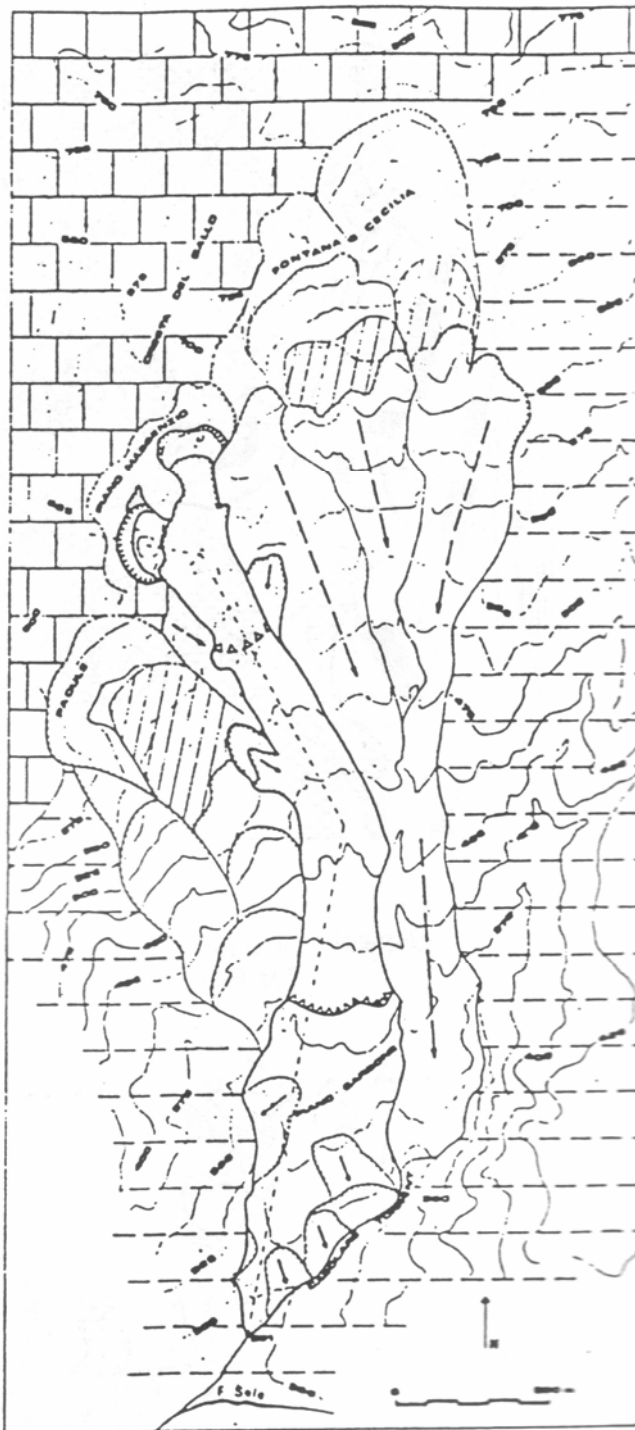


Fig. 2.19. Planimetria della colata di Caposele (da Cotecchia e Del Prete, 1984)

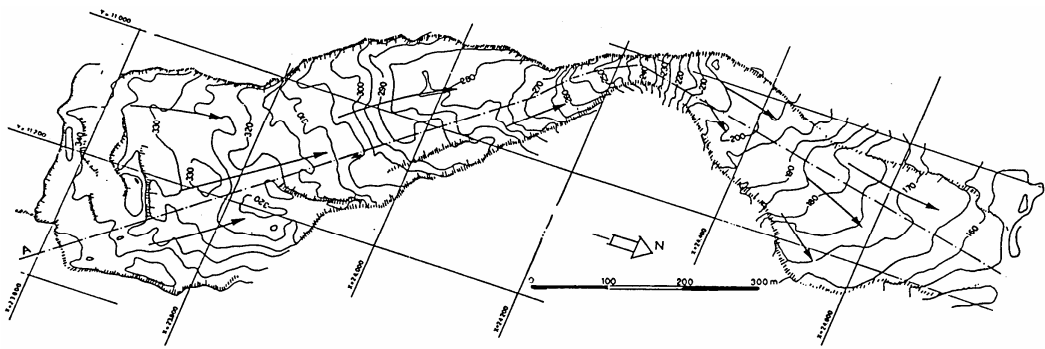


Fig. 2.20. Planimetria della colata di Valle al Pero (da D'Elia e Tancredi, 1979)

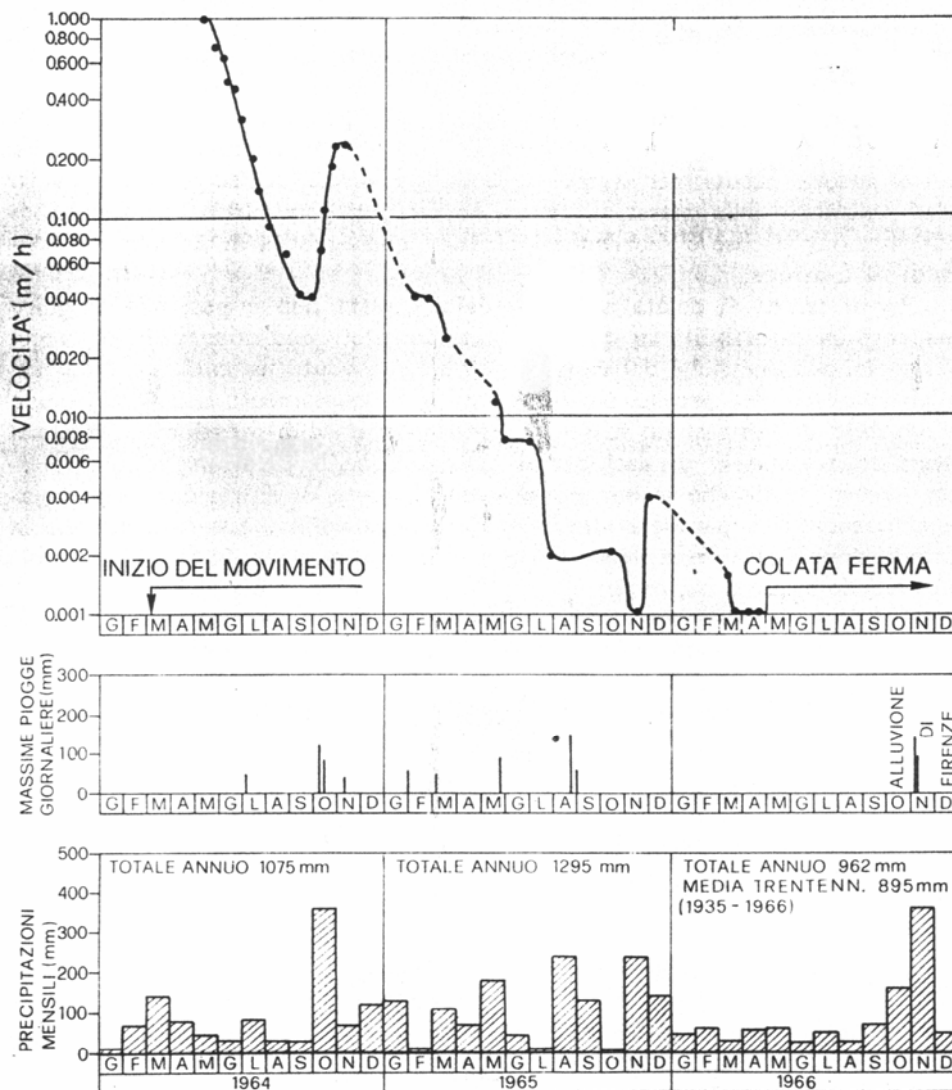


Fig. 2.21. Colata di Valle al Pero: relazione tra velocità di spostamento in superficie ed eventi meteorici (da D'Elia e Tancredi, 1979)

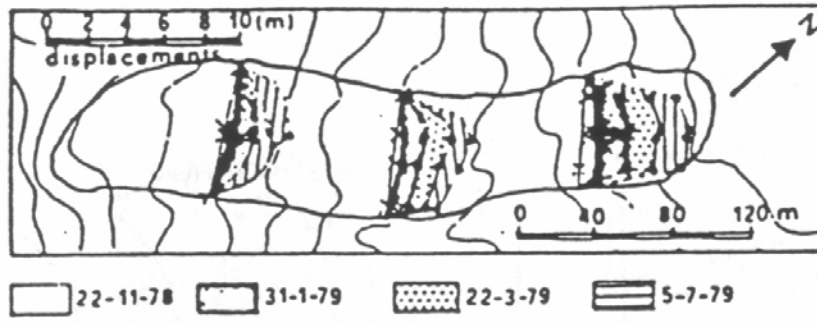


Fig. 2.22. Spostamenti in superficie della colata della Valle del Sinni (da Manfredini et al., 1981)

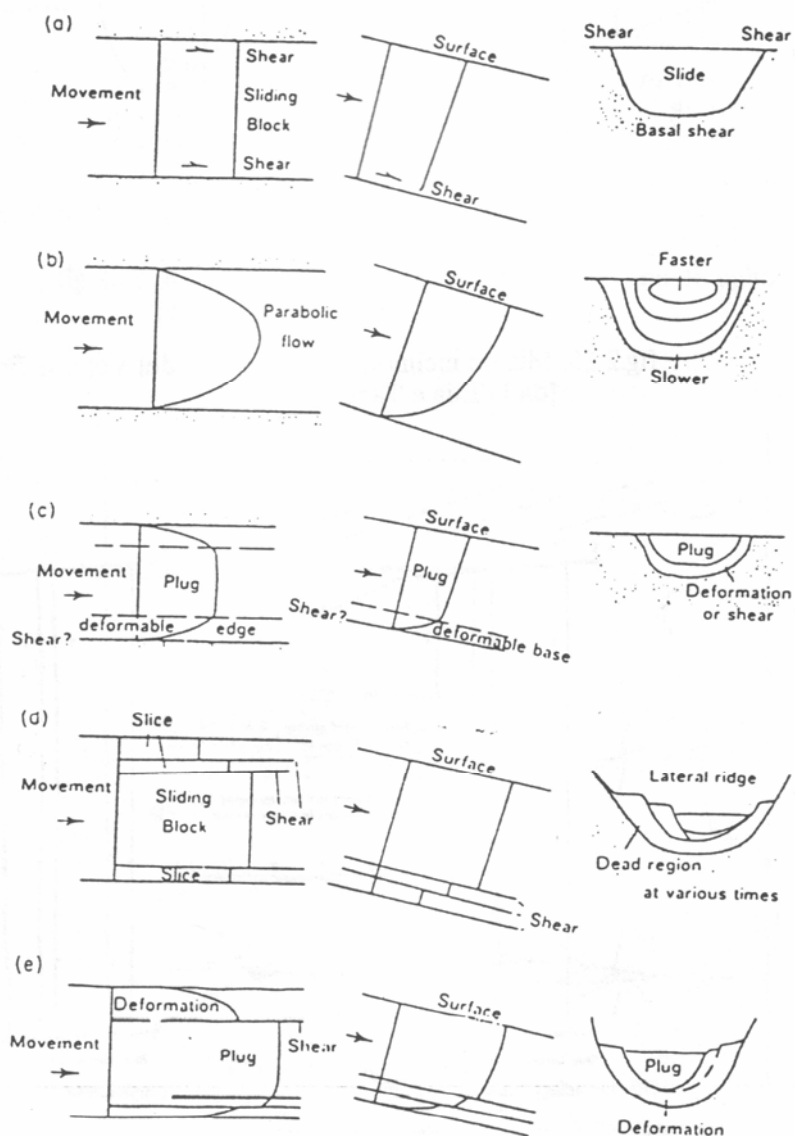


Fig. 2.23. Esempi schematici di profili di velocità (da Brunsten, 1984)

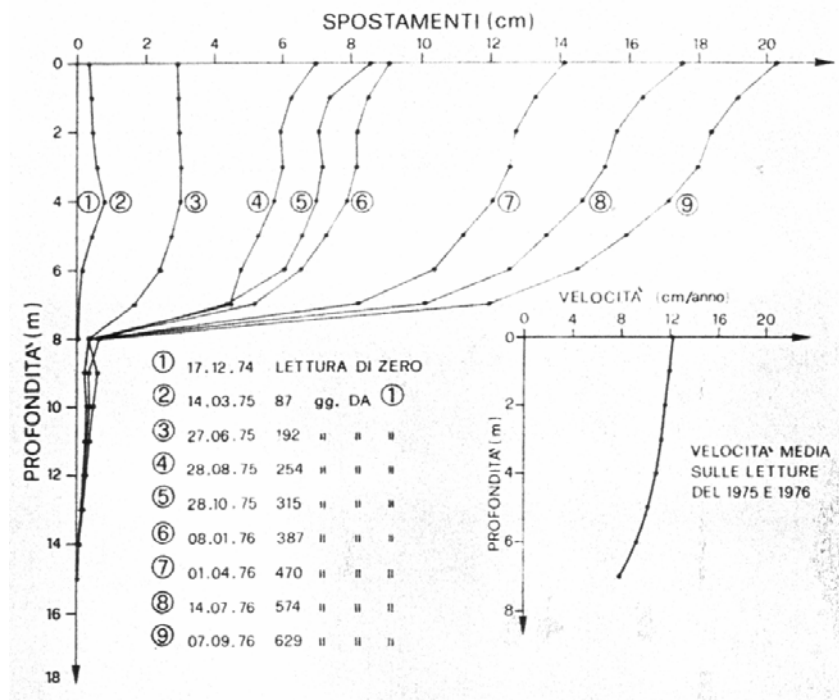


Fig. 2.24. Colata di Vallone Fossate: misure inclinometriche (da D'Elia e Tancredi, 1979)

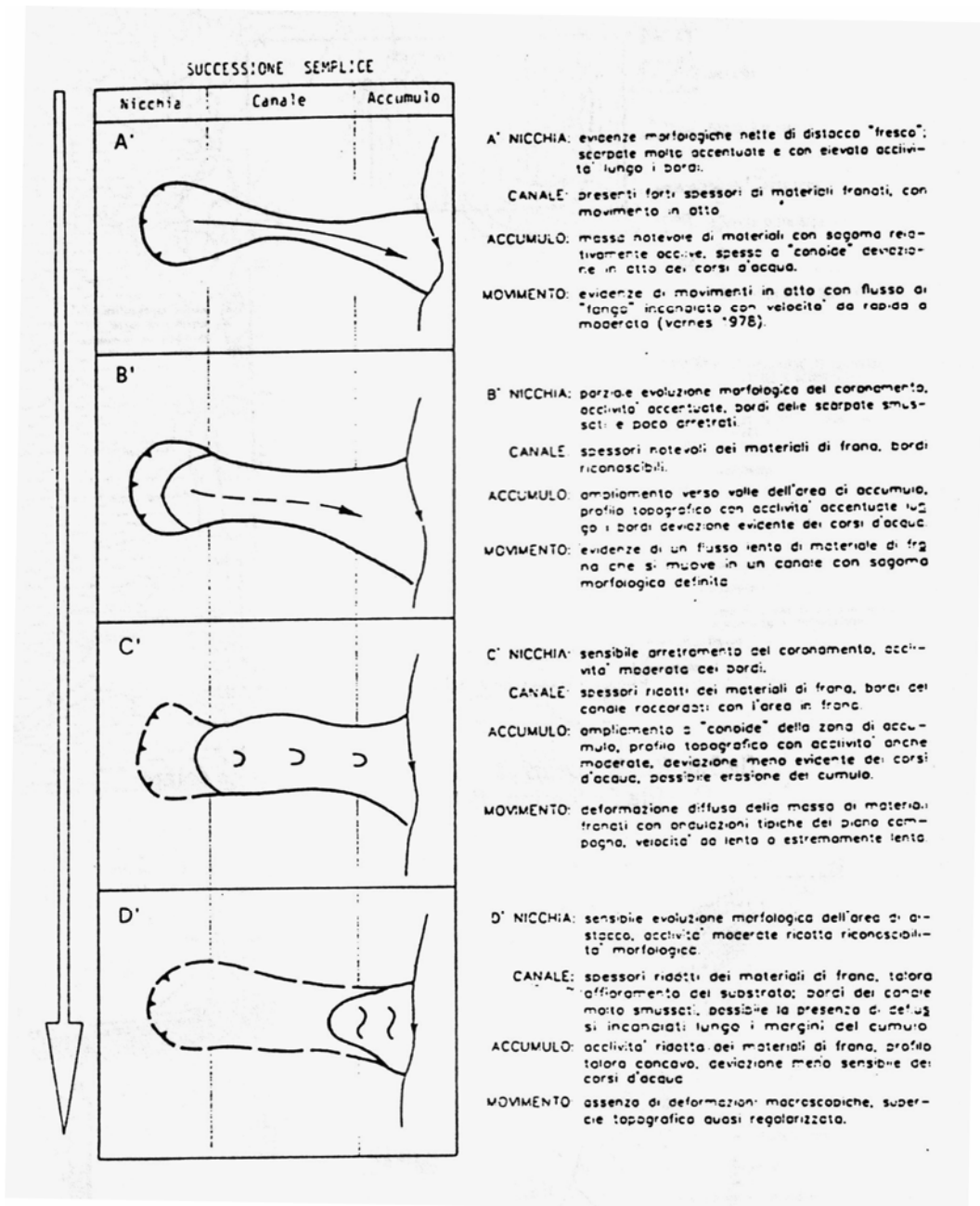


Fig. 2.25. Modello evolutivo delle colate in argilla (da Guida e Iaccarino, 1991)

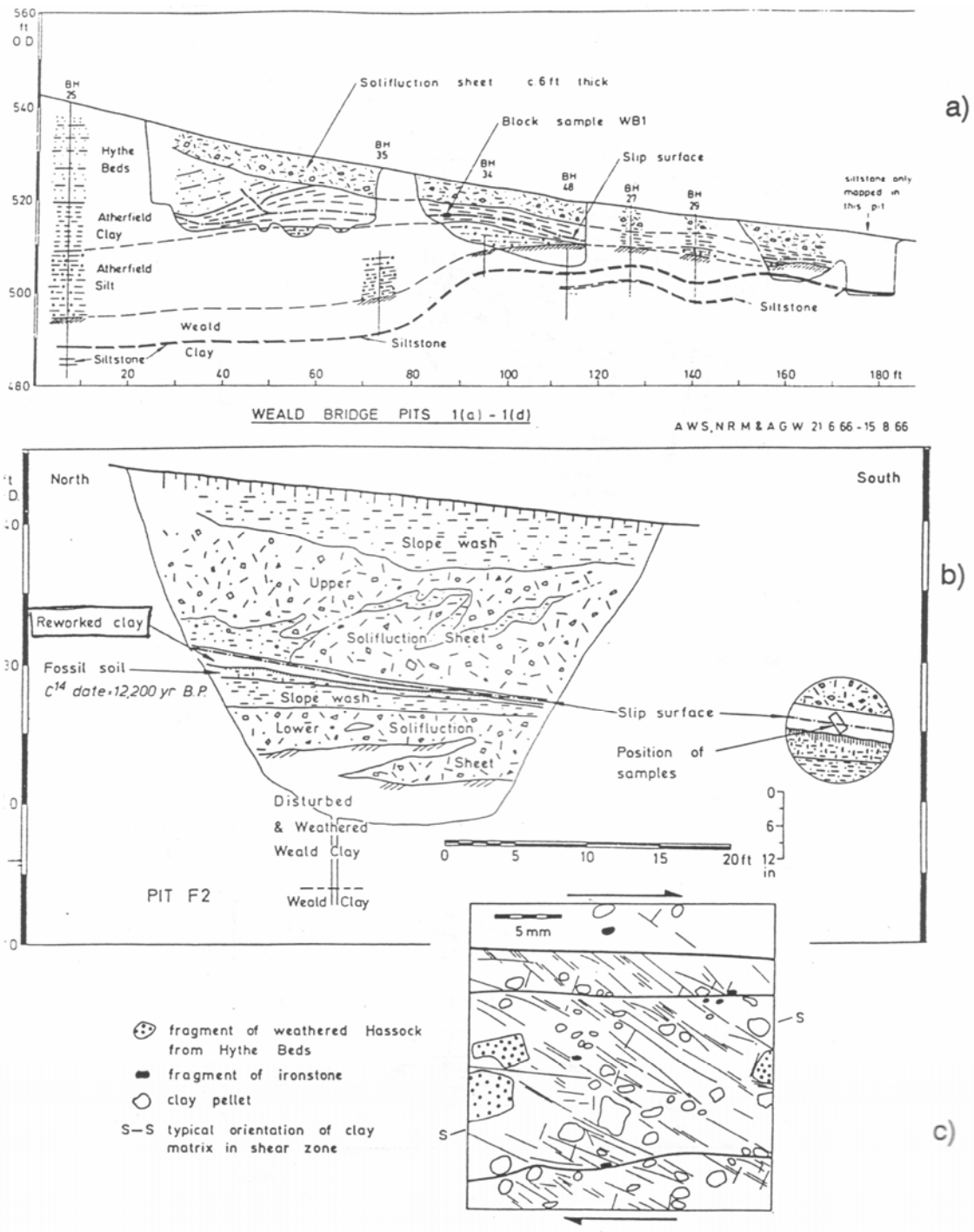


Fig. 2.26. Osservazione di una zona di taglio nelle argille del Kent, Inghilterra: a) sezione longitudinale; b) sezione di un pozzo; c) schema di una sezione sottile (da Skempton e Petley, 1967)

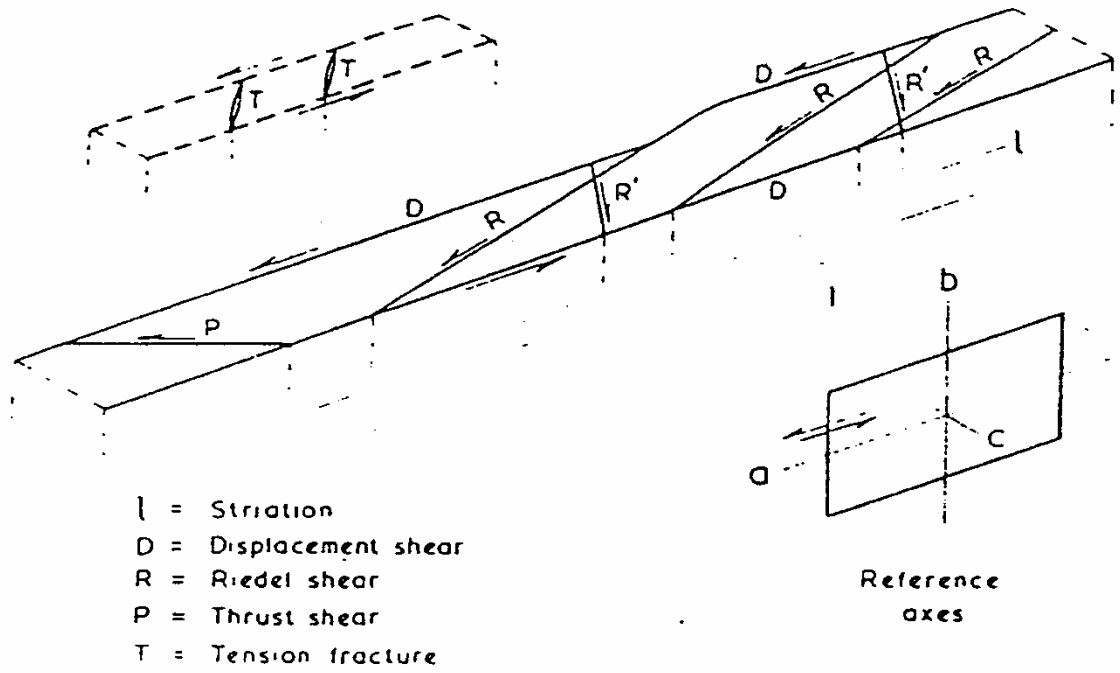


Fig. 2.27. Rappresentazione schematica di una zona di taglio (da Skempton, 1966)

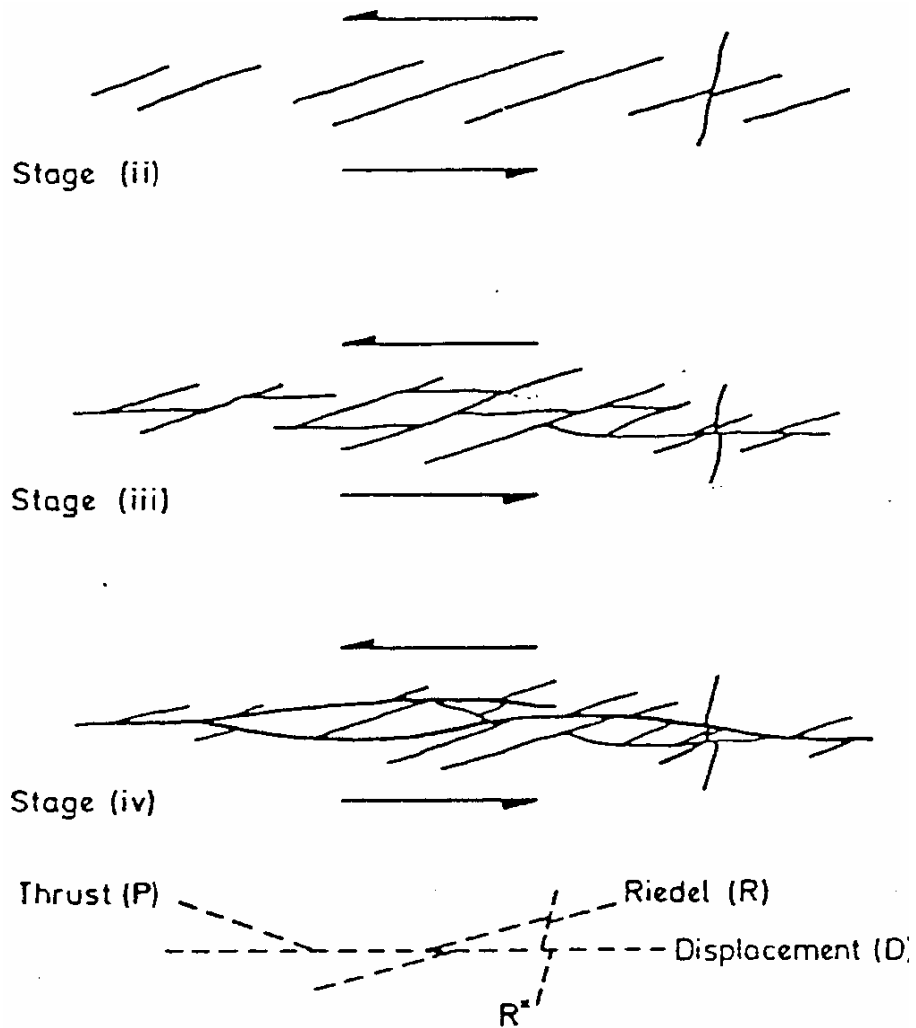


Fig. 2.28. Stadi successivi della formazione di una zona di taglio in una prova di laboratorio (da Skempton, 1966)

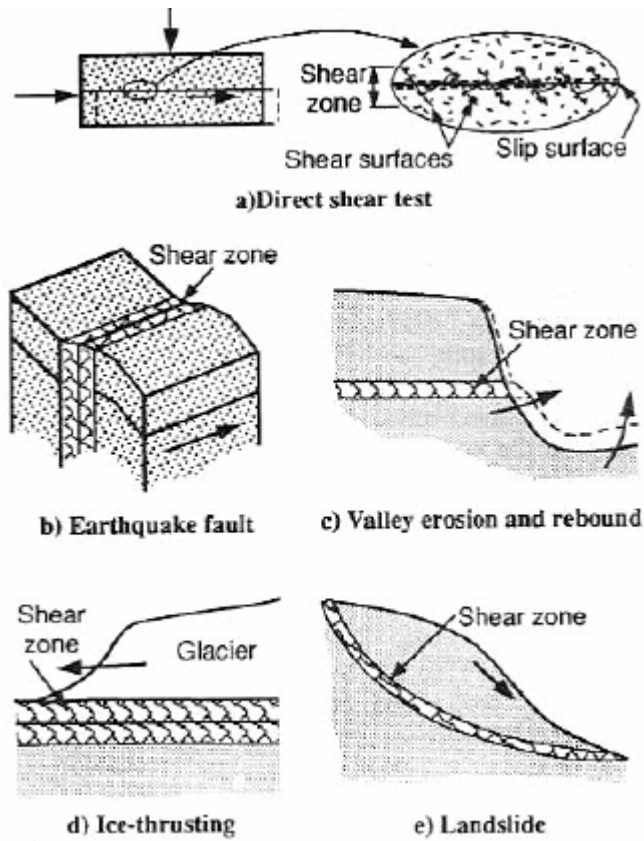


Fig. 2.29. Formazione delle zone di taglio (da Picarelli et al., 1997)

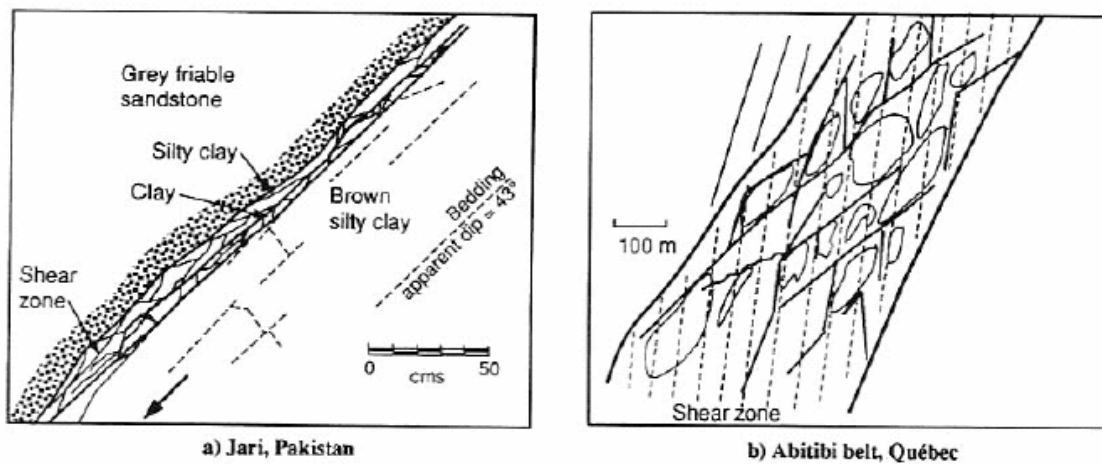


Fig. 2.30. Zone di taglio indotte da fenomeni tettonici: a) caso di Jari, Pakistan (da Skempton e Petley, 1967); b) caso di Abitibi, Quebec (da Archambault et al., 1990)

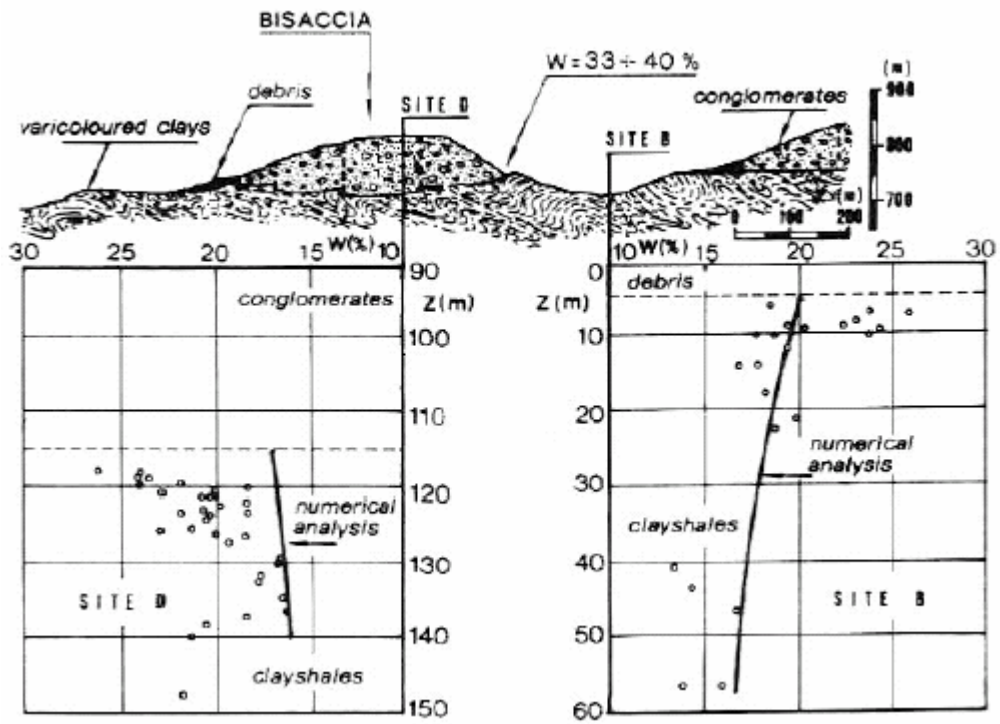


Fig. 2.31. Profili di contenuto d'acqua nel sottosuolo di Bisaccia (modificato da Picarelli e Urciuoli, 1993)

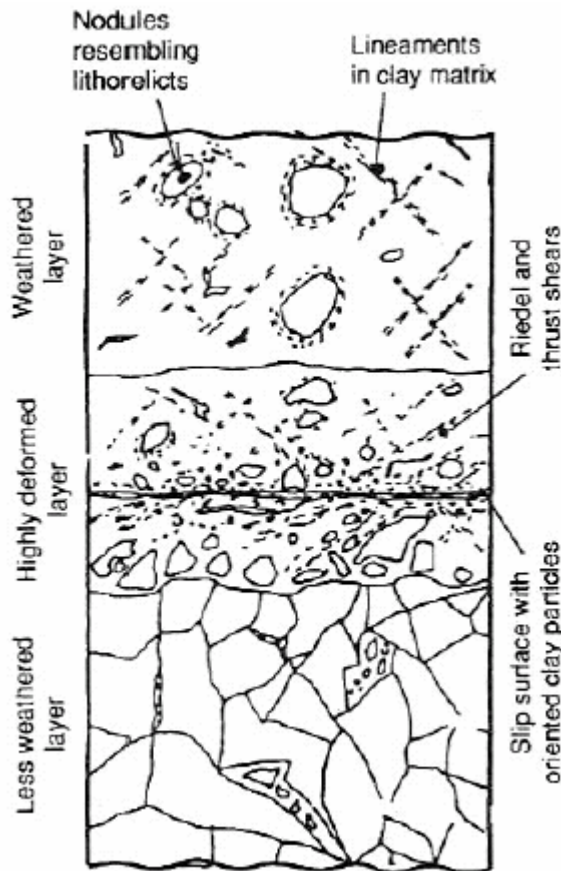


Fig. 2.32. Struttura generale di un'argilla bentonitica della valle interglaciale del North Saskatchewan, Alberta (da Tsui et al., 1988)

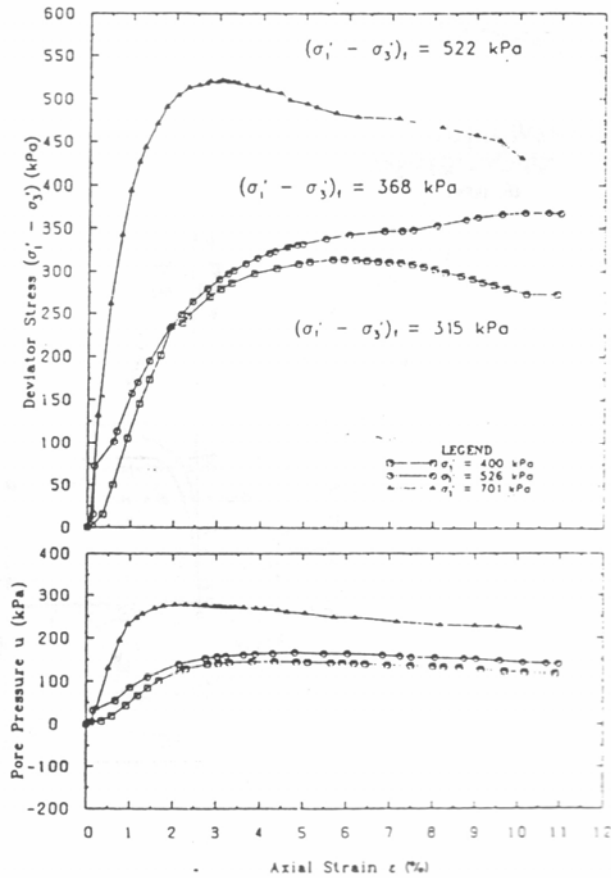


Fig. 2.33. Prove CIU sull'argillite bentonitica della valle interglaciale del North Saskatchewan, Alberta (da Cruden et al., 1988)

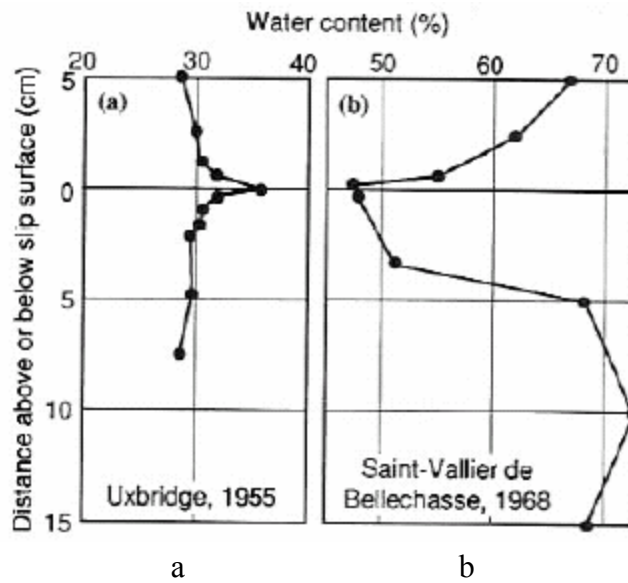


Fig. 2.34. Variazione del contenuto d'acqua in corrispondenza di una superficie di scorrimento: a) in argille sovraconsolidate (da Skempton, 1964); b) in argille sensitive (da Lefebvre, 1981)

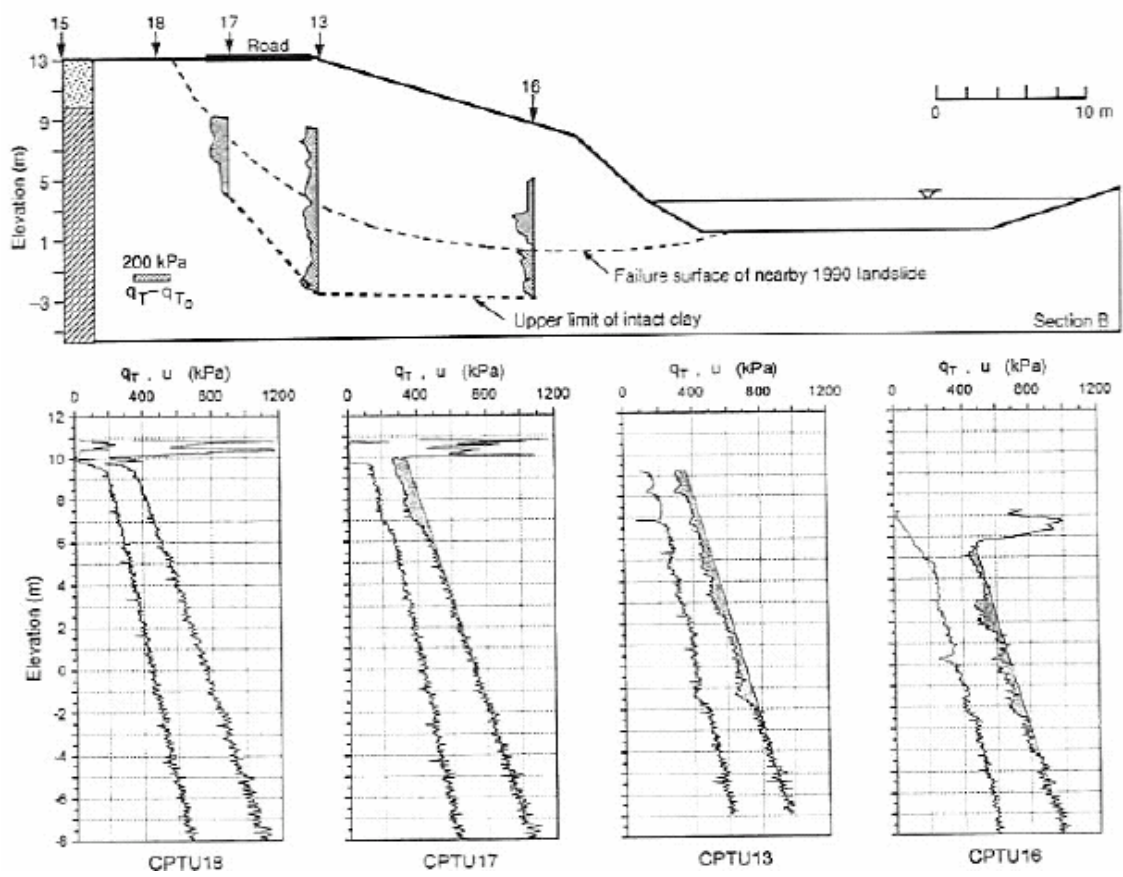


Fig. 2.35. Riduzione della resistenza in un pendio di precaria stabilità a Maskinongé (da Demers et al., 1993; Delisle, 1997)

3. CARATTERISTICHE DELLE COLATE NELLE ARGILLITI TETTONIZZATE DELL'APPENNINO

3.1 PREMESSA

L'esperienza mostra che in Italia i terreni di gran lunga più frequentemente coinvolti nelle colate di argilla sono le argilliti tettonizzate (argille a scaglie) di origine marina (Urciuoli, 1990). Esu (1977) include tali formazioni tra le cosiddette "formazioni strutturalmente complesse". Con questo termine si indicano quei terreni i cui caratteri litologici e strutturali sono tali da rendere insufficiente uno studio basato sui classici modelli meccanici della Geotecnica ("mezzo rigido discontinuo" e "mezzo continuo deformabile").

Le dimensioni delle colate in argilla nel nostro Paese variano di solito tra le decine e le centinaia di migliaia di metri cubi, ma possono arrivare anche ad alcuni milioni di metri cubi. La massima velocità raggiunta è di alcune decine di metri/ora. A causa di tali caratteristiche, le colate possono distruggere insediamenti urbani, viadotti, importanti nodi stradali, tubazioni, rappresentando una minaccia costante per le attività economiche e sociali.

In questo capitolo saranno illustrate le caratteristiche di alcune colate, sulle quali da diversi anni sono state avviate ricerche che vedono tuttora coinvolte l'Università di Napoli Federico II e la Seconda Università degli Studi di Napoli.

Quattro di esse sono ubicate nella Valle del Basento, due nella Valle del Biferno ed una nella Valle del Miscano. La tab. 3-I riporta, per ciascun sito, le caratteristiche geometriche più significative ed i principali riferimenti bibliografici.

Nella prima parte del capitolo vengono fornite alcune informazioni sulle formazioni strutturalmente complesse e nella seconda vengono descritte le principali caratteristiche delle colate precedentemente menzionate.

N.	Colata	Sito	L [m]	B [m]	D [m]	α [°]	Bibliografia
1	Brindisi di Montagna	Valle del Basento	700	40	5	10.0	Cotecchia et al., 1984;1986 Picarelli, 1988
2	Masseria Marino	Valle del Basento	370	30	6	10.5	Guerriero, 1995 Picarelli et al., 1995 Giusti et al., 1996; Pellegrino et al., 2000
3	Masseria De Nicola	Valle del Basento	1000	20	5	10.0	Guerriero, 1995 Giusti et al., 1996 Pellegrino et al., 2004b
4	Acqua di Luca	Valle del Basento	750	30	3.5	10.5	Giusti et al., 1996 Pellegrino et al., 2004b
5	Miscano	Valle del Miscano	1000	100	3	9.5	Picarelli et al., 1999
6	Covatta	Valle del Biferno	850	240	12	12	Picarelli, 2001 Picarelli e Napoli, 2003
7	Lama del Gallo	Valle del Biferno	600	90	12	8.5	Picarelli, 2001

Tab. 3-I. Caratteristiche geometriche di colate in argilliti tettonizzate: L = lunghezza; B = larghezza media all'interno del canale principale; D = spessore della colata all'interno del canale principale; α = pendenza media

3.2 LE FORMAZIONI STRUTTURALMENTE COMPLESSE

Una classificazione delle formazioni strutturalmente complesse venne proposta da Esu nel 1977, in occasione del Simposio Internazionale di Capri sulla "Geotecnica delle Formazioni Strutturalmente Complesse".

Esu individua tre gruppi di terreni (definiti con le lettere A, B e C), distinti in base ai caratteri litologici: ciascun gruppo è suddiviso in ulteriori classi in funzione dell'assetto strutturale (fig. 3.1).

Il "gruppo A" comprende materiali a grana fina litologicamente omogenei, caratterizzati dalla presenza di discontinuità strutturali. Si suddivide, a sua volta, nelle classi A1 e A2.

Alla classe A1 appartengono ammassi poco disturbati, che si contraddistinguono per la loro struttura generale piuttosto ordinata: le discontinuità più significative (superfici di stratifi-

cazione e giunti) sono infatti raggruppabili in famiglie. Le argille lacustri preconsolidate del Valdarno (Esu, 1966; Esu et al. 1971) e le “argille azzurre” della costa adriatica (Esu, 1967; Esu et al., 1971) rappresentano alcuni esempi.

Ad A2 appartengono invece ammassi suddivisibili in scaglie centimetriche, a causa delle intense sollecitazioni di taglio prodotte dal tettonismo: le Argille Varicolori ricadono in questa classe.

Il “gruppo B” comprende formazioni originariamente costituite da alternanze di terreni litologicamente eterogenei (flysch solitamente costituiti da rocce lapidee ed argille consistenti o argilliti): la maggiore o minore regolarità dell'assetto strutturale determina la suddivisione nelle classi B1, B2 e B3.

La classe B1 comprende terreni poco disturbati con struttura regolare ed ordinata.

I terreni del tipo B2 sono caratterizzati da una struttura disarticolata, a causa delle azioni tettoniche o di fenomeni di frana: un tipico esempio è dato dal Flysch Rosso di Brindisi di Montagna (Cotecchia et al., 1984).

Alla classe B3 appartengono formazioni con struttura estremamente caotica, come i Flysch intensamente tettonizzati.

Il “gruppo C” include terreni litologicamente eterogenei, costituiti da elementi lapidei immersi in una matrice limo-argillosa: tipicamente i terreni residuali e le coltri di alterazione o di frana.

Tutti questi terreni sono discontinui e fessurati. Le fessure trovano origine da svariati fenomeni: preconsolidazione, diagenesi, tettonismo, alterazione. Nelle formazioni delle classi A1 e B1, le discontinuità sono associate al tettonismo: le superfici di strato ed i giunti hanno un peso importante e le fessure dovute alla preconsolidazione, al tettonismo ed alla alterazione giocano un ruolo minore. Nelle formazioni A2, B2 e B3, le fessure, prevalentemente di origine tettonica e dovute a sforzi di taglio, hanno un ruolo preponderante. Esse si presentano sotto forma di minute superfici molto ravvicinate che suddividono la matrice in frammenti e possono conferire ai terreni un comportamento fortemente anisotropo: l'involuppo di resistenza dipende notevolmente dall'orientazione delle fessure. Fenelli et al. (1982) osservano che, comunque, anche se le fessure sono parallele al piano di taglio la resistenza misurata risulta sempre superiore a quella residua.

Altro aspetto che contraddistingue i terreni appartenenti alle formazioni strutturalmente complesse è l'eterogeneità conferita dalla presenza di inclusioni lapidee.

3.3 LE COLATE DELLA VALLE DEL BASENTO

Il bacino del Basento ha forma all'incirca quadrangolare ed un'estensione di circa 68 Km².

Uno studio di Guida e Iaccarino (1991) individua nell'area di studio 484 fenomeni franosi singoli, di cui le colate rappresentano la netta maggioranza (88 %).

All'interno del bacino sono state individuate quattro aree campione (Brindisi di Montagna, Masseria Marino, Masseria De Nicola ed Acqua di Luca). Su queste frane sono tuttora in corso alcune campagne di indagine per lo studio delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni coinvolti e per il monitoraggio delle piogge, del regime delle acque sotterranee, dei movimenti superficiali e profondi. La presente Tesi fornisce un ulteriore contributo alla caratterizzazione geotecnica dei terreni della colata di Masseria Marino.

3.3.1 Inquadramento geologico

L'area in studio è occupata da successioni sedimentarie appartenenti a differenti formazioni: Argille Varicolori, Flysch Galestrino, Flysch Rosso.

In base ai dati riportati da Pellegrino (1992), le Argille Varicolori ed il Flysch Galestrino sono nettamente preponderanti in termini percentuali (rispettivamente 42.7% e 34.7 %).

La formazione delle Argille Varicolori è costituita da banchi argillitici compatti e consistenti con intercalazioni di calcari in blocchi ed in strati di spessore inferiore ai 30 cm ed in percentuale generalmente modesta (minore del 20 %) rispetto alla frazione argillitica. Gli strati si presentano deformati e piegati e sono costituiti da calcari marnosi e calcareniti. La frazione fina è costituita da argille a scaglie ed il colore è variabile (grigio, rossastro, verdastro). La plasticità è medio-alta (figg. 3.2 e 3.3).

Il Flysch Galestrino è costituito da un'alternanza regolare di rocce lapidee e di rocce sciolte. Le prime possono ritrovarsi in strati piegati e interrotti, a causa delle intense sollecitazioni tettoniche subite. La frazione lapidea, presente in percentuale variabile tra il 20 ed il 50 %, è costituita da calcari marnosi. Gli strati hanno spessori mediamente modesti (5-40 cm).

La componente fina è costituita da argilliti di colore grigio e si presenta di solito sotto forma di sottili lamelle di spessore millimetrico. Come mostrato nelle figg. 3.2, 3.3, questi terreni presentano un fuso granulometrico piuttosto ampio ed una plasticità elevata (Guerriero, 1995).

Il Flysch Rosso è anch'esso costituito da un'alternanza di sottili strati di rocce lapidee e rocce sciolte. La frazione lapidea è presente in percentuali molto variabili. Le rocce lapidee sono rappresentate da calcari marnosi intensamente fratturati. La frazione fina è costituita da argille di colore variabile (dal rossastro al verdastro) con struttura a scaglie di dimensioni al più millimetriche. Tali argille sono mediamente attive.

I movimenti franosi si sviluppano soprattutto nelle Argille Varicolori e nel Flysch Galestrino, ossia in quelle unità che sono caratterizzate da una percentuale maggiore di rocce sciolte.

3.3.2 Caratteri morfologici

Tipicamente le colate nelle formazioni strutturalmente complesse sono del tipo scorrimento rotazionale-colata (Varnes, 1978) ed includono: una zona di alimentazione, costituita dal terrazzo dello scorrimento; uno o più canali; una zona di accumulo.

La colata di Brindisi di Montagna ha una lunghezza complessiva di circa 700 m (fig. 3.4). La zona di alimentazione è costituita da uno scorrimento rotazionale, che si sviluppa all'interno della formazione del Flysch Rosso ed ha uno spessore di circa 15 m.

L'evoluzione in colata ha fatto sì che il materiale ricoprisse nel tratto del canale e nella zona di accumulo la formazione del Flysch Galestrino e le alluvioni del Basento (fig. 3.5). Il canale è caratterizzato da numerosi accumuli secondari, corrispondenti a successive fasi di alimentazione: si riconoscono, infatti, numerose "lingue" dalla caratteristica forma lobata. Anche all'interno del terrazzo di alimentazione sono presenti alcune lingue di colata che traggono alimentazione da modesti scoscendimenti in corrispondenza della retrostante scarpata principale. Nel canale, il corpo di frana presenta uno spessore di circa 5 m. In un pozzo appositamente scavato in prossimità della base della colata, sono state osservate varie superfici di scorrimento racchiuse in una fascia di circa 40 cm (Cotecchia et al., 1986). I bordi del canale sono delimitati da superfici di taglio lisce e striate.

La zona di accumulo ha una pendenza piuttosto dolce. Lo spessore del corpo di frana è dello stesso ordine di grandezza di quello rilevato all'interno della zona di alimentazione.

Nel sito di Masseria Marino (fig. 3.6) la colata ha forma essenzialmente lobata. Il movimento si sviluppa in Argille Varicolori e la parte attiva insiste sulla copertura della stessa formazione di base.

La zona di alimentazione è caratterizzata da un cinematismo di tipo rotazionale, che causa lo spostamento di grosse zolle di argilla. All'interno dell'anfiteatro di monte, si verificano piccoli scorrimenti rotazionali che originano un'alimentazione secondaria.

Gli spessori della colata sono compresi tra i 4 e gli 8 m all'interno del canale di frana (fig. 3.7). In periodi di notevole attività il canale è soggetto a fenomeni di abbassamento (fig. 3.8), probabilmente causato da fenomeni di erosione della sommità della formazione stabile (posta immediatamente al di sotto del corpo di frana) dovuta ai movimenti del materiale (Corominas, 1996). Tali fenomeni mettono a nudo le "lateral shears", presenti lungo i lati del canale.

Nella zona di accumulo, il corpo di colata ha ricoperto le alluvioni del Basento.

La colata in località Masseria De Nicola presenta una forma particolarmente allungata (fig. 3.9), con spessori mediamente più modesti di quelli nelle altre due frane. Anche in questo caso il movimento ha coinvolto la coltre di alterazione delle Argille Varicolori.

A differenza del caso precedente si osservano differenti zone di alimentazione.

È possibile distinguere più “lingue” appartenenti a diverse colate attive in periodi diversi, che convergono tutte verso la stessa zona di accumulo (fig. 3.10): tale zona è caratterizzata ancora da spessori modesti e da dimensioni contenute in pianta.

La colata di Acqua di Luca (fig. 3.11) è caratterizzata da un'ampia zona di distacco, in cui il cinematismo è di tipo rotazionale. Il materiale, dislocato per effetto dello scorrimento rotazionale, evolve successivamente in colata. I terreni coinvolti fanno parte della formazione delle Argille Varicolori; solo il coronamento della zona di alimentazione è costituito dalla porzione calcareo marnosa della formazione di Corleto Perticara. Il corpo di colata è costituito da materiali provenienti da entrambe le formazioni.

Oltre all'area di alimentazione principale, esistono numerose aree di alimentazione secondaria lungo il canale di frana, costituite da piccoli scorrimenti rotazionali .

Gli spessori sono mediamente più modesti che negli altri casi ed aumentano solo nella zona di accumulo.

3.3.3 Caratteristiche principali dei terreni coinvolti

I terreni costituenti le colate della Valle del Basento presentano caratteristiche molto simili tra di loro.

La macrostruttura è caratterizzata da una matrice limo-argillosa mediamente consistente e destrutturata, in cui sono immersi elementi lapidei e litorelitti di dimensioni variabili provenienti dalla formazione originaria.

Tale struttura è una conseguenza dei processi di rimaneggiamento e di ammorbidimento (o “softening”) successivi al collasso. Il softening causa variazioni strutturali che comportano la progressiva “cancellazione” delle fessure e, a lungo termine, è in grado di trasformare il terreno in un'argilla omogenea apparentemente non fessurata (Picarelli et al., 1998; 2002). Tale fenomeno è generalmente associato a notevoli deformazioni volumetriche, favorite dall'alta plasticità del terreno e dall'apertura delle fessure.

Di Maio (1996) mostra che la natura del liquido interstiziale condiziona notevolmente il comportamento del terreno a seguito di fenomeni di scarico tensionale. Le deformazioni vo-

lumetriche, misurate nelle prove edometriche, risultano molto maggiori se il terreno è esposto ad acqua distillata, anziché a soluzioni saline. Tale risultato spinge Picarelli et al. (1998) a ritenere che il softening delle argilliti di origine marina possa essere una conseguenza dell'assorbimento di acqua povera di sali (come l'acqua di pioggia) da parte del terreno.

Un elevato numero di misure locali (figg. 3.12, 3.13) mostra che il contenuto naturale d'acqua "w" dei terreni del corpo di frana è sempre maggiore di quello della formazione stabile in sede. In particolare, nelle zone di taglio, si evidenzia un picco a causa dei fenomeni di dilatanza, indotti dalle intense azioni taglianti cui è sottoposto il terreno. Come mostrato in fig. 3.14, la zona di taglio è completamente destrutturata e costituita da piccoli litorelitti isolati, immersi in una matrice argillosa ammorbidita: Vallejo (1989) definirebbe tale struttura come "matrix supported fabric".

Mentre è sempre presente una superficie di taglio principale (la superficie di scorrimento), ad occhio nudo non sono sempre individuabili le "minor shears".

La presenza dei litorelitti condiziona la misura del contenuto d'acqua. Non a caso, Hutchinson (1988) distingue il contenuto naturale d'acqua riferito al terreno visto nella sua "globalità", da quelli attribuibili ai litorelitti e alla "matrice generale" (ossia contenente i litorelitti di dimensioni minori). Numerose misure (fig. 3.15) confermano tale osservazione: la matrice generale è molto meno consistente del terreno nella sua globalità

Prove di laboratorio effettuate da Guerriero (1995) confermano, per tutti i siti della Valle del Basento, una riduzione di consistenza nel passare dalla formazione in sede, al corpo di colata e quindi alla zona di taglio (tab. 3-II).

Un'indagine sulla permeabilità delle argilliti di Masseria Marino e di Masseria De Nicola è stata effettuata da Urciuoli (1994), mediante prove di laboratorio (su materiale naturale e ricostituito) e prove in sito (tab. 3-III). Tenuto conto dell'indice dei vuoti, in tutti i casi, i valori relativi al materiale naturale sono nettamente superiori a quelli del ricostituito. Tale risultato è da attribuire all'influenza esercitata dalla presenza di discontinuità aperte.

La resistenza dei terreni di Brindisi di Montagna è stata investigata da Cotecchia et al. (1986) mediante prove di compressione triassiale e di taglio diretto. Alcuni risultati sono mostrati in fig. 3.16: interessanti sono le prove effettuate su zolle di terreno indisturbato ancora presenti in colata. La resistenza ($c' = 22$ kPa; $\phi' = 25^\circ$) è paragonabile a quella della formazione di base in prove di taglio diretto con piano di scorrimento ortogonale alla direzione delle scaglie ($c' = 8$ kPa; $\phi' = 25^\circ$), mentre quella della matrice ($c' = 18$ kPa; $\phi' = 16^\circ$) è paragonabile alla resistenza attinta in direzione parallela alle scaglie ($c' = 17$ kPa; $\phi' = 16^\circ$). Tali risultati

danno un'ulteriore conferma delle difficoltà che si incontrano nel caratterizzare un complesso così eterogeneo.

Sito	Terreno	w			wl			Ip		
		media [%]	n. dati	s _c [%]	media [%]	n. dati	s _c [%]	media [%]	n. dati	s _c [%]
A	AV colata	19.46	45	2.68	46.88	39	4.84	21.99	39	3.77
	AV z.taglio	23.84	74	2.41	51.64	16	6.57	26.83	16	4.90
	AV sede	16.87	28	4.96	53.16	32	8.24	27.08	32	5.92
B	AV colata	21.60	69	4.33	53.25	29	7.81	28.99	29	7.31
	AV z.taglio	27.12	84	5.42	49.83	3	10.0	26.87	3	9.46
	AV sede	18.37	53	2.84	52.01	16	5.75	28.20	16	5.07
C	AV colata	22.28	47	3.74	55.98	24	9.64	26.76	24	6.07
	AV z.taglio	27.20	17	6.34	56.30	1	---	30.30	1	---
	AV sede	20.35	10	5.36	62.33	7	17.0	33.19	7	12.3
D	FRcol.-z.taglio	24.80	27	7.19	76.42	19	16.6	45.63	19	14.2
	FR sede	18.69	51	5.30	77.15	28	17.1	43.77	28	14.6

Tab. 3-II. Proprietà indice dei corpi di colata, delle zone di taglio e delle formazioni in sede della Valle del Basento (valori medi, n° di determinazioni e scarto quadratico medio): A) Masseria Marino; B) Masseria De Nicola; C) Acqua di Luca; D) Brindisi di Montagna (da Guerriero, 1995).

Sito	Corpo di colata			Zona di Taglio			Sede		
	e ₀	K _{nat} (*)	K _{ric}	e ₀	K _{nat}	K _{ric}	e ₀	K _{nat} (*)	K _{ric}
M. Marino	0.51	8	0.07	0.65	0.3	0.2	0.32	4	0.02
M. De Nicola	0.59	20	0.1	0.74	2	0.2	0.50	10	0.07

(*) prove in sito

Tab. 3-III. Permeabilità misurata sui terreni di Masseria Marino e di Masseria De Nicola: e₀= indice dei vuoti naturale; K_{nat}= permeabilità del terreno naturale (m/s · 10¹⁰); K_{ric}= permeabilità del terreno ricostituito all'indice dei vuoti naturali (m/s · 10¹⁰) (da Iaccarino et al., 1995).

I parametri di resistenza dei materiali della colata di Masseria Marino (c' = 16 kPa; φ' = 22°), riportati da Guerriero (1995), non sembrano molto differenti da quelli della zona di taglio (c' = 16 kPa; φ' = 21°). Analoghe osservazioni possono essere fatte confrontando il corpo di colata di Masseria De Nicola (c' = 0; φ' = 21°) con la rispettiva zona di taglio (c' = 0.15 kPa; φ' = 20°).

Per ulteriori approfondimenti sulle proprietà dei terreni della colata di Masseria Marino si rimanda al capitolo 4.

3.3.4 Regime idrico e cinematismi

La colata di Brindisi di Montagna fu tenuta sotto osservazione dal 1979 al 1988. Nel 1985 e nel 1987 furono installati numerosi piezometri Casagrande. Inoltre, nella seconda campagna furono avviati sia il monitoraggio degli spostamenti superficiali per mezzo di picchetti topografici (fig. 3.17), che il rilievo delle piogge direttamente nell'area in frana, grazie all'installazione di un pluviografo.

Lo studio dell'evoluzione morfologica (Pellegrino, 1992) ha mostrato, anche grazie all'ausilio di foto aeree (fig. 3.18), una sequenza ciclica di fasi caratterizzate da improvvise accelerazioni, cui fanno seguito lente decelerazioni, che perdurano fino ad un rinnovato collasso: tale andamento è in accordo col modello evolutivo proposto da Guida e Iaccarino (1991) e descritto nel par. 2.5.

Le misure nel canale di frana hanno permesso di rilevare spostamenti di circa 45 m nel 1980, che si sono ridotti negli anni, passando dai 7 m, registrati nel 1982, ai 35 cm nel 1987 (fig. 3.19). La direzione dei vettori spostamento (fig. 3.20) risulta praticamente parallela alla superficie topografica nella zona medio-alta del canale, mentre si presenta meno inclinata più a valle del pendio, evidenziando il processo di formazione della zona di accumulo (Cotecchia et al., 1986).

La fig. 3.21 mostra gli andamenti delle pressioni neutre all'interno del canale di flusso e nella zona di accumulo, gli spostamenti misurati lungo l'allineamento interno a quest'ultima zona e le altezze di pioggia nel periodo 1987-1988. Durante i 10 mesi circa di osservazione, si è osservata una certa corrispondenza tra le velocità di spostamento e le precipitazioni medie (Picarelli, 1988).

Un andamento decrescente delle quote piezometriche con la verticale è stato rilevato in corrispondenza della verticale R15 (fig. 3.22), attrezzata con tre celle piezometriche ubicate a profondità comprese tra 3 e 14 m: al moto di filtrazione dotato di componente verticale, connesso con tale regime idraulico, potrebbe corrispondere uno stato tensionale efficace di entità non trascurabile, capace di influenzare i caratteri cinematici della colata.

Il monitoraggio della colata di Masseria Marino (fig. 3.23) è stato realizzato in quattro fasi differenti.

Nel Luglio del 1991 furono effettuate perforazioni di sondaggio a carotaggio continuo (indicate con le sigle da SM1 a SM6), con prelievo di campioni indisturbati. Nei fori di sondag-

gio furono installati piezometri Casagrande, tubi inclinometrici e tubi spia. Parte della strumentazione andò fuori uso a seguito dei movimenti della frana: in una seconda fase d'indagini (Settembre del 1992) furono eseguite nuove perforazioni (da SMI a SMVI). Anche quella volta i fori di sondaggio furono attrezzati con piezometri Casagrande e con tubi inclinometrici.

Nella terza fase (Ottobre 1994) furono eseguite quattro perforazioni SA, SB, SC, SD, in cui furono collocati piezometri elettrici a corda vibrante ed inclinometri fissi (elettrolivelle) con acquisizione dei dati in continuo. Alcuni di questi strumenti sono ancora funzionanti.

L'ultima fase, risalente al Dicembre 1997, ha riguardato l'installazione di piezometri in corrispondenza della verticale SN.

Le numerose misure piezometriche disponibili (figg. 3.24-3.42) sono di interpretazione piuttosto ardua. Le fluttuazioni medie annue del livello di falda all'interno del corpo di frana sono di 2-3 metri: tale variazione è abbastanza significativa se si pensa che lo spessore medio del corpo di frana all'interno del canale è piuttosto modesto (4-8 m). Le celle poste all'interno della formazione in sede registrano fluttuazioni meno marcate.

La ricostruzione della rete idrodinamica ha mostrato nel periodo invernale compreso tra il 1992 ed il 1993 un'importante componente del flusso idraulico verso il basso (Giusti et al., 1996), come mostrato in fig. 3.7.

Per ottenere un confronto diretto tra piogge e variazione del livello di falda, fu installato un pluviografo registratore. Generalmente la falda si "ricarica" durante le stagioni piovose, mentre le pressioni neutre tendono a ridursi durante le stagioni secche e calde.

I piezometri ubicati all'interno del corpo di frana hanno una sensibilità alle precipitazioni maggiore di quelli posti all'esterno: probabilmente questo è dovuto alla presenza di fratture nel terreno.

I massimi di quota piezometrica rilevati alle celle inferiori si presentano con un ritardo rispetto alle celle superiori, appartenenti alla stessa verticale, che varia tra 15 giorni ed un mese: tale fenomeno è legato alle modalità di propagazione con la profondità degli effetti conseguenti ad una variazione di condizione idraulica al contorno (Kenney e Lau, 1977).

Nella fig. 3.43 si riportano i diagrammi degli spostamenti cumulati, tra il 1994 ed il 1998, alla testa delle elettrolivelle SA e SC e nella fig. 3.44 l'andamento piezometrico, registrato in corrispondenza del piezometro elettrico a corda vibrante installato nella piazzola C. Il comportamento cinematico della frana segue l'andamento delle variazioni piezometriche delle celle superiori interne al corpo di frana. L'attivazione degli spostamenti avviene nei mesi autunnali e invernali ed i picchi massimi di velocità si raggiungono nei mesi primaverili. Durante questi mesi la superficie del terreno resta permanentemente ricoperta da un velo d'acqua, che

consente la ricarica diretta della falda. Al contrario, nei mesi estivi, il pelo libero della falda subisce un graduale e costante abbassamento, a causa dell'evapotraspirazione.

I movimenti del pendio hanno un carattere intermittente, caratterizzato da un'alternanza di movimenti lenti (o nulli) ed eventi rapidi e improvvisi.

Le misure inclinometriche (figg. 3.45-3.49) mostrano che l'influenza esercitata dalla zona di taglio sulla forma e le dimensioni degli spostamenti è importante: si notano, infatti, deformazioni distorsionali molto più forti all'interno di questa, che nel corpo di frana. Se si tiene conto della presenza della superficie di scorrimento e del fatto che la rigidità del tubo inclinometrico impedisce la misura dello spostamento lungo di essa, il reale profilo inclinometrico potrebbe essere schematizzato come in fig. 3.50. Secondo tale schema, la maggior parte dello spostamento registrato in superficie è, pertanto, dato dalla somma di uno scorrimento basale e di spostamenti conseguenti alle deformazioni interne alla zona di taglio. Una conferma di tale fenomenologia è fornita dai danni riportati da una parte della strumentazione utilizzata per il monitoraggio della colata (Lirer, 2002). Alcune foto scattate nel Novembre del 2003 e riportate nelle figg. 3.51, 3.52 mostrano, infatti, che il tubo spia in acciaio ha subito intense deformazioni distorsionali alla base del corpo di frana, in corrispondenza della zona di taglio, e, contemporaneamente, che un palo strumentato è stato tranciato in corrispondenza della superficie di scorrimento.

Ulteriori dati riguardanti il monitoraggio della colata di Masseria De Nicola, riportati in fig. 3.53, mostrano, per gran parte dell'anno, valori piezometrici coincidenti col piano di campagna (massimo livello rilevabile dai piezometri Casagrande).

La fig. 3.54 mostra le fluttuazioni stagionali piezometriche misurate in un periodo di circa dieci anni all'interno della colata di Acqua di Luca: l'andamento si presenta molto regolare e ripetitivo.

Anche in questo caso, le quote piezometriche maggiori all'interno del corpo di frana (celle superiori) rispetto alle celle poste a profondità maggiori rivelano un'importante componente del flusso verso il basso.

Man mano che si scende in profondità si registrano oscillazioni di ampiezza inferiore, riconducibili alle modalità di propagazione degli effetti connessi ad una variazione di condizione al contorno idraulico (Kenney e Lau, 1977).

La colata di Acqua di Luca è nella "fase D" del modello evolutivo proposto da Guida e Iaccarino (1991): mancando ormai ogni alimentazione da monte, i movimenti, con uno stile

tipo “scorrimento”, caratterizzato da spostamenti prevalenti lungo la superficie di taglio, ormai governati dalle fluttuazioni piezometriche stagionali.

3.4 LE COLATE DELLA VALLE DEL BIFERNO

Il 12 Aprile 1996, a chiusura della stagione piovosa, un'enorme colata si attivò improvvisamente nel sito di Covatta, località del comune di Ripalimosani, in provincia di Campobasso (fig. 3.55).

La massa mobilizzata invase il letto del Biferno, fino a raggiungere la riva opposta. La conseguenza del fenomeno fu la completa distruzione del viadotto Pozzillo II, ubicato lungo la S.S. 647 “Fondovalle Biferno” al piede della colata: l'impatto fu tale che alcune travi furono rinvenute ad una distanza di centinaia di metri dalla posizione originaria.

Lo sbarramento del fiume produsse la formazione di un vero e proprio invaso, il cui volume si aggirava intorno ai 2 milioni di metri cubi (fig. 3.56). Al fine di scongiurare le conseguenze che si sarebbero generate dalla rottura del bacino, furono effettuati diversi interventi. In particolare, per agevolare il deflusso in alveo, si realizzò l'apertura di un varco nel cumulo di frana, cui fece seguito la realizzazione di una piattaforma della larghezza di 6-8 m, nella quale furono posizionate tre tubazioni affiancate del diametro di 120 cm e lunghezza di 500 m, per garantire il deflusso delle acque. La fig. 3.57 mostra la deformazione del tubo di destra causata dalla spinta della frana. Inoltre fu creato rapidamente un by-pass stradale per consentire il flusso veicolare.

Nei mesi seguenti l'evento, la velocità della frana rimase piuttosto elevata: un'importante accelerazione fu ravvisata nel Maggio del 1997, ad un anno dal collasso. A questo fecero seguito un nuovo sbarramento del fiume e significativi cambiamenti delle caratteristiche morfologiche della frana con formazione di numerose fratture (“thrust zones” e “cracks”) nella zona di accumulo.

Negli anni a seguire la velocità dei movimenti si è progressivamente ridotta, consentendo l'esecuzione di indagini geotecniche e la realizzazione di interventi necessari per la mitigazione del rischio.

La colata in località Lama del Gallo (fig. 3.58) è ubicata nella medesima zona della Valle del Biferno dove si verificò la colata di Covatta, a 1.5 km da Ripalimosani (CB) all'interno di un bacino idrografico secondario del Vallone Ingotte.

L'evento si verificò nell'Inverno del 1997 a causa della riattivazione di un vecchio sistema di frane nella formazione delle Argille Varicolori e del Flysch di San Bartolomeo (De Pari, 2001).

La conseguenza di tale riattivazione fu lo sbarramento del torrente Ingotte. La colata determinò una notevole deformazione del piede del versante, causando ingenti danni al viadotto della Strada Statale 647 "Fondovalle del Biferno", causandone la chiusura al traffico. Poiché alcune pile risultavano vistosamente deformate (fig. 3.59a) e fratturate (fig. 3.59b), furono demoliti due tratti pericolanti (fig. 3.59c). I collegamenti con Campobasso furono garantiti da una bretella provvisoria.

3.4.1 Inquadramento geologico e morfologico

La Valle del Biferno è occupata dalle formazioni delle Unità Sicilidi, delle Unità Irpine e della Serie Evaporitica Messiniana. I terreni coinvolti sono costituiti dalle Argille Varicolori, dal Flysch di San Bartolomeo e da gessi e calcari evaporitici, argille sabbiose e sabbie. Le prime due formazioni rappresentano i principali terreni coinvolti (Pescatore, 1985).

Nell'area occupata dalla frana di Lama del Gallo sono presenti le Unità Irpine ed il complesso caotico delle Argille Varicolori.

La formazione delle Unità Irpine è rappresentata dai terreni della Formazione di San Bartolomeo. In particolare a ridosso della SS 647, immediatamente a Nord del piede di frana, affiora il membro inferiore del Flysch di San Bartolomeo nella facies arenacea, che appare piuttosto ordinato, anche se interessato da più famiglie di discontinuità.

Dallo studio di aerofoto scattate in epoche diverse (1987, 1992, 1996) si è potuto constatare che la colata di Covatta si sviluppò all'interno di un sistema franoso molto complesso (Guida e al., 1996). L'innesco della colata fu generato dalla mobilitazione di una serie di frane di dimensioni differenti. Il 12 aprile del 1996 il collasso di vari corpi di frana preesistenti svuotò gran parte del bacino d'alimentazione, innescando fenomeni retrogressivi nella parte alta del pendio con riattivazione di colate quiescenti, che si unirono poi a formare un'unica colata.

Questa aveva una forma allungata e lobata, caratterizzata da una lunghezza di 1200-1400 m e coinvolgeva circa due milioni di metri cubi di terreno. La zona d'alimentazione, situata intorno alle quote 570-580 m, si estese per circa 450-500 m, presentando un coronamento frastagliato ed a ventaglio (fig. 3.55).

A partire da quota 410-420 m si svilupparono dei movimenti traslativi, nei quali la frana assunse le caratteristiche di una colata, che prendevano alimentazione da monte.

La zona d'accumulo, situata nel fondo valle a quota 310 m circa, fu caratterizzata da una apertura a ventaglio molto più ampia rispetto alla parte alta, con una corda pari a 450-460 m.

Nelle zone di alimentazione e di accumulo il profilo longitudinale del pendio presentava differenti pendenze, 20.1° e 6.7° per la prima, e 7.1° e 11.9° per la seconda. Nel canale di collegamento la pendenza non superava i 15.5°.

Per una visione più completa del complesso evento, in fig. 3.60 sono riportati i diversi fenomeni franosi nella fase di innesco, le loro tipologie e forme significative.

Successivamente al maggio del 1997, un'indagine morfologica ha consentito di delimitare in modo accurato le diverse zone della frana (Guida e al., 1996) (fig. 3.61), distinguendole in:

- Zona d'alimentazione superiore;
- Zona di flusso intermedia;
- Zona di traslazione intermedia;
- Zona d'alimentazione, di transito, e d'accumulo centrale;
- Zona di flusso (a) e d'accumulo (b);

Oggi la colata è in continua evoluzione e tende ad uniformarsi assumendo sempre più i caratteri di una colata ad alimentazione differenziata. Inoltre i fianchi tendono ad ampliarsi mediante meccanismi di rottura diversi.

Le indagini hanno incluso la realizzazione di due modelli digitali tridimensionali della superficie topografica (DTM, Digital Terrain Models), che hanno consentito di confrontare la situazione prima e dopo la frana. Dalla comparazione dei rilievi è stato possibile costruire la carta delle isopache, da cui si è ricavato lo spessore degli strati coinvolti (fig. 3.62): sembra che il volume accumulato sia maggiore di quello denudato a monte, a causa del rimaneggiamento e dell'aumento di porosità causati dal movimento.

Il rilievo della profondità di rottura dei tubi-spia di plastica, installati all'interno di alcuni fori di sondaggio, ed i risultati delle misure inclinometriche hanno fornito informazioni riguardanti lo spessore della frana: questo oscilla tra gli 8 ed i 12 m nel canale di colata. All'interno della zona di accumulo, lo spessore dei detriti di frana raggiunge anche i 17 m. Questi poggiano su un deposito alluvionale dello spessore di circa 15 m.

Ovviamente, i notevoli movimenti ancora in corso determinano una continua variazione delle condizioni geomorfologiche.

La colata di Lama del Gallo è un fenomeno complesso, con innesco per scorrimento rotazionale ed evoluzione in colamento. Lo sviluppo totale del corpo di frana supera il chilometro (fig. 3.58b).

Nella parte alta il movimento avviene in direzione Ovest Nord Ovest – Est Sud Est, ma verso valle subisce un brusco cambiamento in direzione Nord Est, fino al Vallone Ingotte.

La parte alta della colata è caratterizzata da una scarpata alta 10 m.

A valle delle zona d'alimentazione è presente un canale di flusso con sezione molto stretta. Questa zona è caratterizzata da apporti laterali, tipo scorrimenti rotazionali, ancora oggi attivi. Qui la colata subisce dei salti morfologici, caratterizzati da ampie zone di svuotamento e da zone di ristagno delle acque. Da quota 535 m, il corpo di frana comincia ad espandersi, fino a raggiungere il Vallone Ingotte.

Fori di sondaggio, misure inclinometriche e tubi-spia mostrano che lo spessore della frana supera localmente i 12 m, raggiungendo anche i 18 m nella zona di accumulo

3.4.2 Caratteristiche principali dei terreni coinvolti

Il materiale coinvolto nella colata di Covatta è costituito da argilliti a scaglie, includenti anche strati, blocchi e frammenti della roccia originaria. Tuttavia, il comportamento meccanico globale è controllato dalla componente argillosa.

Il contenuto in argilla è compreso tra il 40 ed il 70 %, con un Indice di Plasticità interno all'intervallo 30 – 50 %. Tale variabilità potrebbe essere dovuta alla contemporanea presenza delle due principali formazioni, non facilmente distinguibili (Argille Varicolori e Flysch di S.Bartolomeo), oltre che alla naturale variabilità delle proprietà dei terreni.

I campioni presi dal corpo di frana, completamente saturi, sono caratterizzati da una porosità e da un contenuto d'acqua significativamente più grandi di quello della formazione in sede. In particolare, la porosità dei materiali di colata è compresa tra il 40 ed il 45 %, mentre quella della formazione di base è solo del 30- 40 %.

L'Indice di Liquidità misurato su campioni provenienti dal corpo di frana è compreso tra i valori -0.2 e 0.2, mentre quello dei campioni della sede è decisamente inferiore, essendo compreso tra -0.4 e -0.1 (fig. 3.63). Come discusso precedentemente, si può ritenere che l'Indice di Liquidità della matrice argillosa sia notevolmente più grande.

Altre informazioni sulle proprietà dei materiali del corpo di frana sono fornite dalla resistenza offerta all'avanzamento del penetrometro tascabile. La resistenza non drenata deducibile da tali misure cresce da un valore di circa 50 kPa, in prossimità del piano di campagna, fino a circa 300 kPa nel corpo di colata, ad una profondità di 10 m. Immediatamente al di sotto di

questa, in corrispondenza della zona di taglio, si registra un crollo della resistenza, che torna ad assumere un valore prossimo ai 50 kPa (fig. 3.64).

I parametri di resistenza al taglio sono stati ricavati in laboratorio attraverso sia prove di compressione triassiale consolidate non drenate, che di taglio diretto. Queste ultime hanno fornito anche l'involuppo della resistenza residua. Per i materiali costituenti il corpo di frana è stata valutata una coesione $c' = 4.6$ kPa ed un angolo d'attrito $\phi' = 24^\circ$; per la formazione in sede una coesione $c' = 12.3$ kPa ed un angolo d'attrito $\phi' = 17^\circ$. Come si può notare, i parametri di resistenza sono piuttosto bassi a causa della struttura fessurata dei materiali (Picarelli e Napoli, 2003).

Sia per il corpo di frana che per la formazione in sede, l'angolo d'attrito residuo ϕ'_r è compreso tra 11° e 19° : i risultati sono riportati in fig. 3.65 in funzione dell'Indice di Plasticità. È importante sottolineare che ciascun punto sperimentale è riferito ad una specifica tensione normale.

Il corpo di frana della colata di Lama del Gallo presenta un contenuto in argilla tra il 20 ed il 60 % ed un Indice di Plasticità tra il 30 ed il 70 %.

La porosità dei materiali in frana, compresa tra il 40 ed il 50 %, è maggiore di quella rilevata per la formazione stabile sottostante (35 – 45 %).

L'Indice di Liquidità del corpo di frana è maggiore di 0, mentre nella formazione di base ha raggiunto -0.5 al massimo.

All'interno del corpo di colata, la coesione non drenata è stata stimata con l'ausilio di un penetrometro tascabile. I suoi valori sono piuttosto dispersi: oscillano tra 20 e 50 kPa a valori maggiori (200 kPa). La coesione non drenata rappresentativa dell'affioramento stabile è, invece, decisamente maggiore, arrivando anche a 600 kPa (fig. 3.66).

La coesione di picco e l'angolo d'attrito dell'argilla in frana sono rispettivamente pari a 21.8 kPa e 20° . Assumendo una coesione nulla, l'angolo d'attrito diventa pari a 24.5° , pari al valore dell'angolo d'attrito della formazione stabile.

3.4.3 Regime idrico e cinematismi

Esposito Acanfora (2001) ha effettuato uno studio finalizzato a ricostruire le precipitazioni atmosferiche dell'ultimo ventennio (dal 1/1/1980 al 31/12/1999) nell'area interessata dalle due colate.

I dati sono stati forniti dall'Istituto Idrografico di Pescara, e riguardano la stazione di Castropignano, situata ad una quota 610 m s.l.m e ad una distanza di circa 9 km dal comune di Ripalimosani (fig. 3.67): essendo tale quota confrontabile con quella della zona

d'alimentazione della frana di Covatta (560 m), i dati di Castropignano sono stati ritenuti attendibili anche per la zona di interesse.

Nella fig. 3.68 vengono riportate le piogge annuali cumulate dal 1980 al 1999: l'ultimo decennio è stato caratterizzato da piogge più uniformi del precedente, con valore medio relativamente elevato (681mm).

Il 1996, anno d'insacco della colata Covatta, è risultato tra i più piovosi del ventennio con un'altezza di pioggia di 777 mm, contro un massimo assoluto di 875 mm (1993).

Un'analisi di maggior dettaglio è riportata nella fig. 3.69, dove sono indicate le piogge giornaliere che precedettero l'evento del 12 Aprile 1996 a partire dal 1° Settembre 1995: come si può notare, i giorni immediatamente precedenti l'evento non furono particolarmente piovosi. La fig. 3.70 confronta le altezze di pioggia cumulate, nel ventennio, nei primi dodici giorni del mese di Aprile. Da essa si evince che la frana del 1996 non fu certamente innescata dalle piogge cadute in quel mese. Infatti, il totale del 1996 è superato dalle piogge cadute, nello stesso periodo, nel 1981, 1984, 1990, 1991, 1992, 1993, 1994, 1998.

La situazione cambia, se vengono esaminati i dati relativi a periodi più lunghi. Infatti, le piogge cumulate nei tre mesi precedenti l'evento (da Febbraio ad Aprile) sono state tra le più gravose del ventennio (superate solo dal 1984 e dal 1987). Tali elementi vengono riassunti nella fig. 3.71, in cui si riportano le piogge cumulate in un periodo di mesi variabile (fino ad un massimo di sei mesi, e cioè a partire da Novembre) precedenti la data del 12 Aprile: sembra pertanto che la colata sia stata "preparata" da una situazione meteorologica più sfavorevole che in altri anni.

I movimenti successivi alla mobilitazione della frana furono talmente rapidi da distruggere quasi tutti i piezometri che erano stati installati all'interno del corpo di frana senza fornire alcuna misura. I dati ricavabili dai pochi piezometri Casagrande esistenti mostrano un livello idrico molto elevato all'interno del corpo di frana, con valori prossimi al piano campagna in corrispondenza della zona di accumulo.

Durante le ore immediatamente seguenti il collasso, la velocità della colata di Covatta risultò molto elevata. È probabile che la velocità del piede della frana raggiunse un picco almeno pari ad alcuni metri all'ora (Picarelli e Napoli, 2003). Negli anni seguenti il collasso, la velocità di spostamento si ridusse progressivamente, pur mantenendo un valore piuttosto alto, fino alla riattivazione del Maggio del 1997.

Per poter conoscere le caratteristiche cinematiche, furono installati alcuni picchetti e tubi inclinometrici. A causa della velocità della frana, tali strumenti ebbero una vita molto breve (dai due ai quattro mesi).

I rilievi geomorfologici hanno evidenziato l'esistenza di svariati singoli flussi, spesso costituiti da lingue molto sottili di terreno sovrascorrenti sul corpo di frana, con velocità, rispetto a quest'ultimo, molto maggiori. Anche se affetti da inevitabili errori dovuti alla continua perdita dei picchetti installati sulla superficie della frana, i dati topografici indicano che nei primi mesi del 1998 alcune zone si mossero con velocità di molte decine di centimetri all'ora, misurate ad intervalli settimanali, attingendo un picco di 70 cm/h nel mese di Marzo. Durante la seconda parte dell'anno, si osservò una progressiva riduzione degli spostamenti; ciononostante, sono state ancora rilevate velocità di alcuni cm/ora.

Misure inclinometriche attendibili sono state ottenute nella parte della zona di accumulo esterna all'area invasa dalle lingue di colata precedentemente richiamate. Nella prima parte del 1999, tali misurazioni rivelarono velocità di più di 2 cm/mese. Pertanto, a distanza di tre anni dal collasso del 1996 e di due anni dalla riattivazione del 1997, la zona di accumulo è rimasta attiva.

La colata di Lama del Gallo è oggi caratterizzata da velocità molto inferiori rispetto a quelle evidenziate dalla frana di Covatta. Probabilmente tale differenza di comportamento è da ricondurre al fatto che l'evento del 1997 è stato causato dallo sviluppo di un singolo fenomeno franoso, che, originatosi in corrispondenza del lato sinistro, ha riattivato la preesistente zona di accumulo. La lentezza dei movimenti ha evitato che gli strumenti potessero essere messi fuori uso.

I piezometri Casagrande hanno mostrato livelli idrici posti ad una profondità di pochi metri al di sotto del piano campagna; in particolare, in prossimità della zona di accumulo i livelli idrici sono coincidenti con il piano campagna.

I dati disponibili sulle caratteristiche cinematiche della frana sono relativi alla sola zona di accumulo, in cui alla fine del 1999, due anni dopo la riattivazione, furono installati quattro tubi inclinometrici. Tre inclinometri hanno registrato spostamenti compresi tra 5 e 7 cm in un anno, corrispondenti ad una velocità media di 0.5 cm/mese. Il quarto inclinometro, ubicato più a monte, in corrispondenza dell'area sottoposta alle spinte delle masse di terreno provenienti da monte, ha misurato una velocità media di 2 cm/mese.

3.5 LA COLATA DEL TORRENTE MISCANO

La colata studiata da Picarelli et al. (1999) è uno dei tanti fenomeni analoghi che si sono sviluppati nella Valle del Torrente Miscano.

Le indagini su tale fenomeno franoso ebbero inizio nel 1993, nell'ambito di una convenzione per lo studio dell'interazione tra la frana ed un metanodotto.

Negli undici anni successivi la frana, già allora quasi stabilizzata, si è evoluta con velocità estremamente basse, che non hanno mai consentito di definire chiaramente i contorni del fenomeno originario (stadio D).

3.5.1 Inquadramento geologico e morfologico

L'area è caratterizzata dall'affioramento di una successione argilloso-marnosa con intercalazioni ed inclusioni lapidee di natura calcarea, marnoso-calcarea e localmente arenacea, riferibile alla formazione delle Argille Varicolori dell'Unità del Fortore, di età Cretacico-Miocenica Inferiore (D'Azzaro et al., 1988).

L'area in frana ricade in località Malvizza, lungo un vallone allineato in direzione Nord-Sud. Il versante, sviluppato tra quota 460 m s.l.m. ed il fondovalle, raccorda la spianata morfologica sommitale e l'attuale fondovalle (circa quota 370 m s.l.m.), con pendenze medie del 20%.

I contorni della frana (lunga circa 1 Km e con pendenza media di 9.5°) non sono più facilmente riconoscibili. Probabilmente essa è costituita da due colate: una più piccola ed un'altra più grande, la prima delle quali costituisce un'area di alimentazione per la seconda (fig. 3.72).

3.5.2 Caratteristiche principali dei terreni coinvolti

La colata coinvolge argilliti a scaglie di alta plasticità.

Il contenuto in argilla è compreso tra il 35 ed il 50 %, mentre l'Indice di Plasticità presenta valori interni all'intervallo 25-45 %.

Il corpo di frana è costituito da terreni disomogenei piuttosto ammorbiditi, il cui contenuto d'acqua, compreso tra il 20 ed il 35 %, è maggiore rispetto a quello evidenziato dalla formazione stabile sottostante (circa il 20 %).

La resistenza di picco è stata ottenuta attraverso prove di compressione triassiale drenata, effettuate su un notevole numero di campioni indisturbati. Gli inviluppi di resistenza lineari hanno fornito un valore di coesione compresa tra 13 e 58 kPa ed un angolo d'attrito compreso tra 18° e 23° .

Dati riguardanti la resistenza residua sono stati ottenuti attraverso prove di taglio diretto: queste hanno fornito un angolo d'attrito residuo molto modesto, compreso tra 5° e 8° .

3.5.3 Regime idrico e cinematismi

In fig. 3.73 sono evidenziati gli spostamenti superficiali della frana. Nella zona di accumulo gli spostamenti decrescono progressivamente verso valle (come rilevato dagli inclinometri I3, I2, I1), probabilmente come effetto di fenomeni di compressione subiti dal corpo di frana, la cui mobilità si riduce al decrescere della pendenza della superficie di scorrimento. L'inclinometro I6 esibisce spostamenti decisamente inferiori, in quanto probabilmente ubicato in una zona più stabile, corrispondente ad un'area compresa tra i due corpi di frana.

La fig. 3.74 mostra una sezione longitudinale con profili inclinometrici misurati tra il Luglio del 1996 e l'Aprile del 1997. Si può notare che la superficie di scorrimento è poco profonda (3-4 m) nella zona superiore del pendio, mentre si approfondisce verso valle, in corrispondenza della zona di accumulo (13-14 m). L'inclinometro I3 mostra, inoltre, che nella zona di accumulo esiste una frana superficiale che si muove al di sopra del corpo di frana principale.

Un'attenta analisi dei terreni provenienti dai fori di sondaggio, ha permesso di notare, in corrispondenza della superficie di scorrimento, la presenza di una zona di taglio, costituita da uno strato di materiale estremamente ammorbidito e rimaneggiato.

In fig. 3.75 sono riassunti i principali risultati del monitoraggio (Picarelli et al., 1999). Nel periodo compreso tra il 1985 ed il 1995, l'area è stata soggetta a precipitazioni piuttosto modeste con piogge annuali cumulate comprese fra 631 e 788 mm. Si osserva una maggiore concentrazione nei mesi compresi tra Novembre ed Aprile, con un'altezza massima mensile di circa 250 mm.

La fig. 3.75b mostra l'andamento piezometrico misurato nel periodo compreso tra il Marzo del 1993 e l'Aprile del 1999, ottenuto con piezometri Casagrande installati all'interno del corpo di frana. In particolare la cella C8 è rappresentativa dell'andamento piezometrico dell'area di monte, mentre la cella C1 di quella di valle. La fluttuazione delle pressioni neutre segue un andamento stagionale, riportando dei picchi tra Gennaio e Marzo e dei minimi tra Ottobre e Gennaio. Come osservato da Urciuoli (1998), durante le stagioni invernali il ritardo esistente tra le precipitazioni e la risalita della falda è molto breve. I dati indicano uno sfasamento nella crescita delle pressioni neutre tra le differenti zone: in particolare tale fenomeno sembra esplicarsi prima in corrispondenza della zona di monte (cella C8). Durante le stagioni secche, il livello idrico tende a ridursi molto lentamente, senza mostrare alcuna significativa ripresa in corrispondenza di isolati eventi piovosi, neanche di quelli più intensi.

Il massimo livello piezometrico è molto prossimo al piano campagna (0.2-0.5 metri da questo), mentre il minimo è posto ad una profondità di 2-2.5 metri. In entrambi i casi, i livelli misurati sembrano essere influenzati dal regime delle piogge: ad esempio i picchi sono mag-

giori all'inizio del 1994 e del 1996, che nel 1995. L'unica eccezione a tale comportamento è fornita dal piezometro C1, che registra livelli costantemente inferiori rispetto agli altri. Tale constatazione è riconducibile al fatto che il piezometro C1 è ubicato all'interno della zona di accumulo (fig. 3.72), la quale ricopre una formazione alluvionale, individuata ad una profondità di 7.4 m e costituita da terreni depositati negli anni dal Miscano: la presenza di tale materiale più permeabile comporta un flusso idraulico verso il basso, e quindi una riduzione delle pressioni neutre all'interno del materiale argilloso sovrastante.

La fig. 3.75c mostra gli spostamenti cumulati annui ad una profondità di 2 m dal piano campagna. Questi si presentano piuttosto variabili nel tempo e nello spazio, evidenziando velocità comprese tra 0.5 e 8 cm/anno: la frana è quindi classificabile come "lenta - estremamente lenta" (Cruden e Varnes, 1996).

L'influenza delle piogge è chiaramente mostrata nella fig. 3.75d, che riporta una crescita significativa e sistematica della velocità in seguito a stagioni piovose: l'elevata velocità di spostamento evidenziata nei primi mesi del 1994 e del 1996 è, ad esempio, in chiara relazione con le piogge cumulate precedenti. La variabilità di spostamenti induce a ritenere il corpo di frana come un mezzo deformabile, il cui comportamento è influenzato dal campo deformativo locale.

Come già mostrato da Bertini et al. (1986), le frane lente sono caratterizzate da un valore di soglia delle pressioni neutre, al di sopra del quale i movimenti sono ciclicamente riattivati. Il solo inclinometro in funzione dal 1993 (I3), mostra, per esempio, un sistematico arresto annuale dei movimenti tra Maggio e Settembre, come immediata risposta alla riduzione delle pressioni neutre (figg. 3.75 b,d), ed una ripresa durante la stagione invernale: il valore di soglia sembra corrispondere ad una posizione della falda compresa tra 1 e 1.5 metri dal piano campagna (Picarelli et al., 1999).

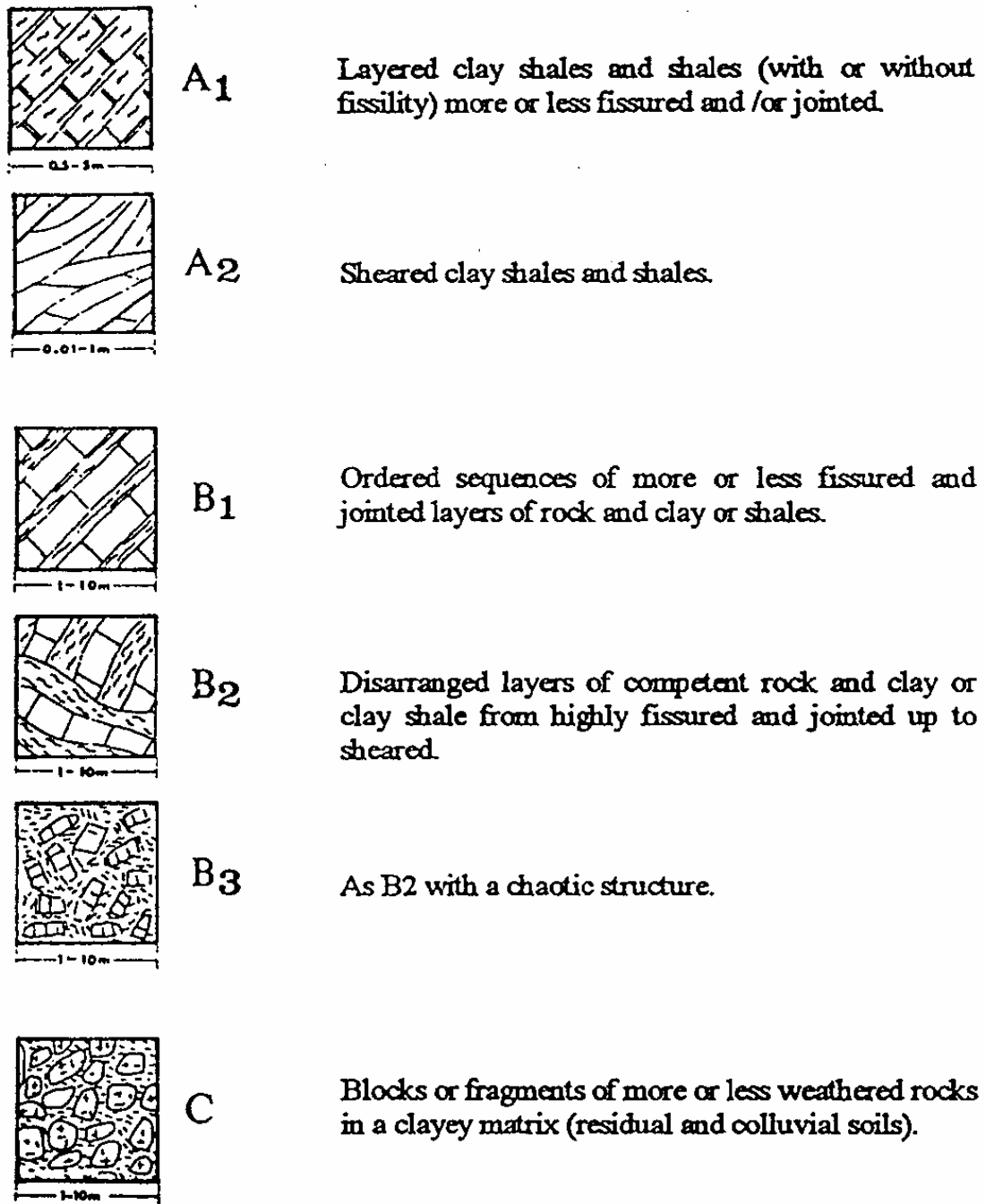


Fig. 3.1. Classificazione delle "formazioni strutturalmente complesse" (da Esu, 1977)

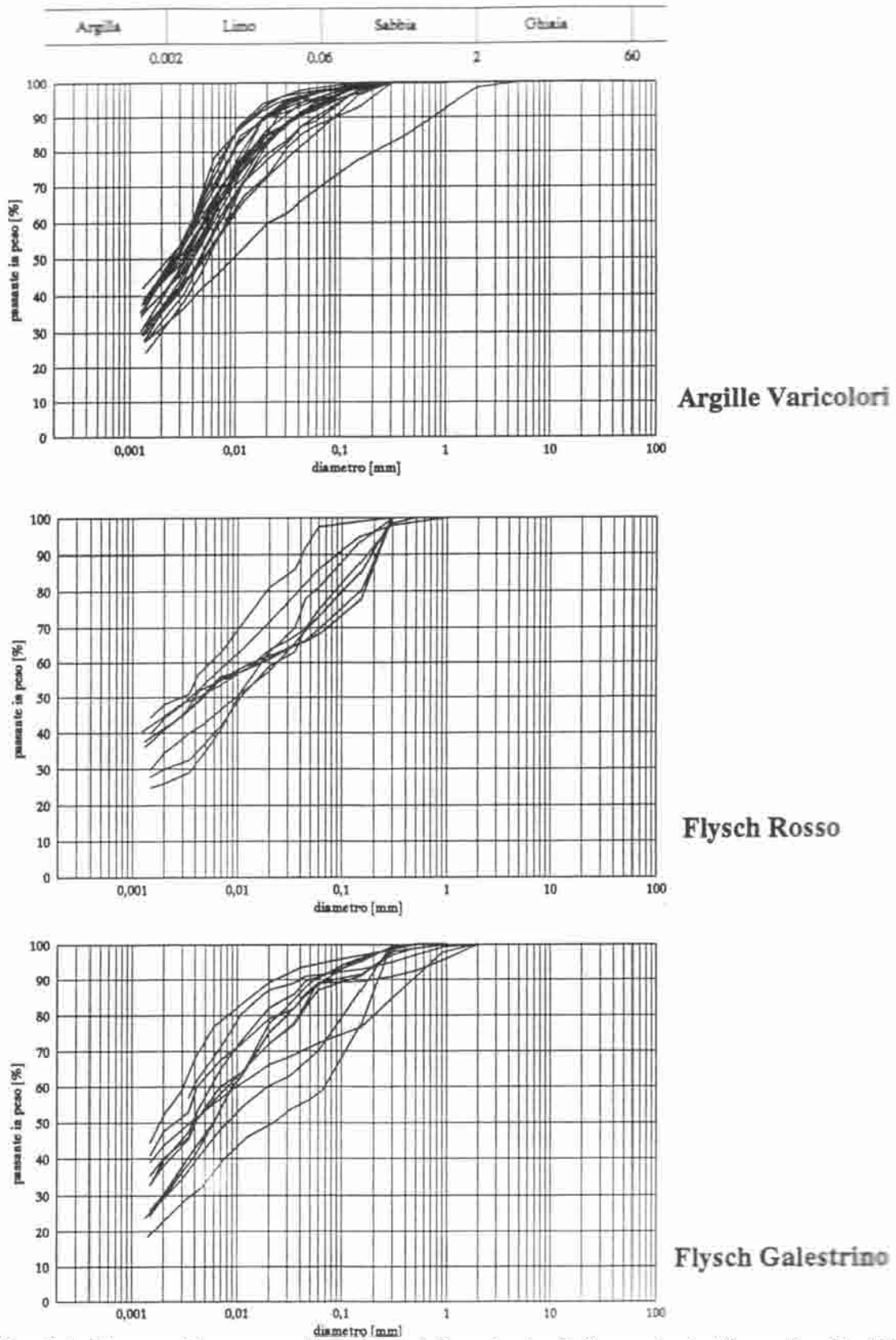


Fig. 3.2. Composizione granulometrica delle principali formazioni affioranti nella Valle del Basento (da Guerriero, 1995)

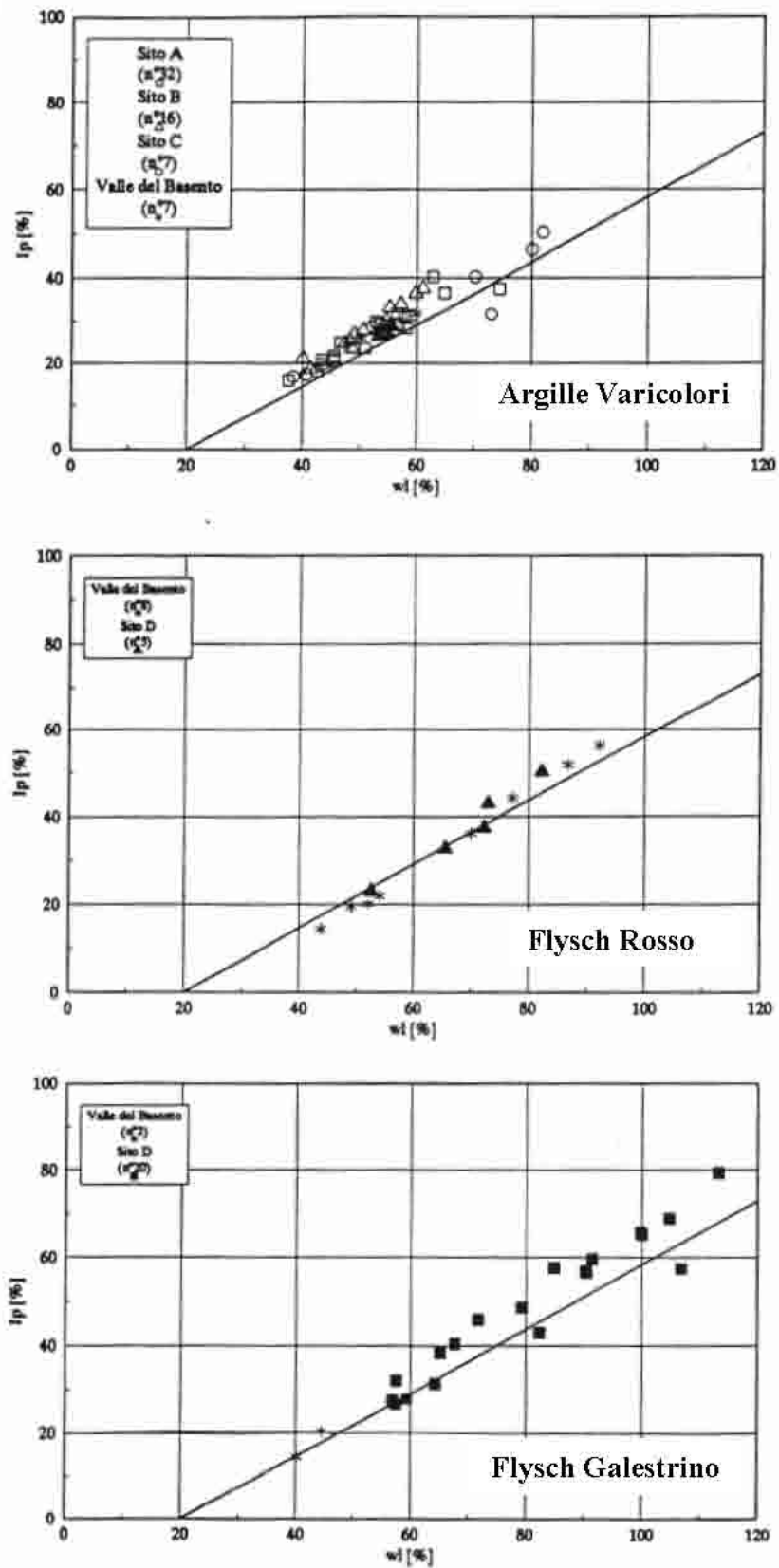


Fig. 3.3. Carta di plasticità delle principali formazioni a grana fine affioranti nella Valle del Basento (da Guerriero, 1995)

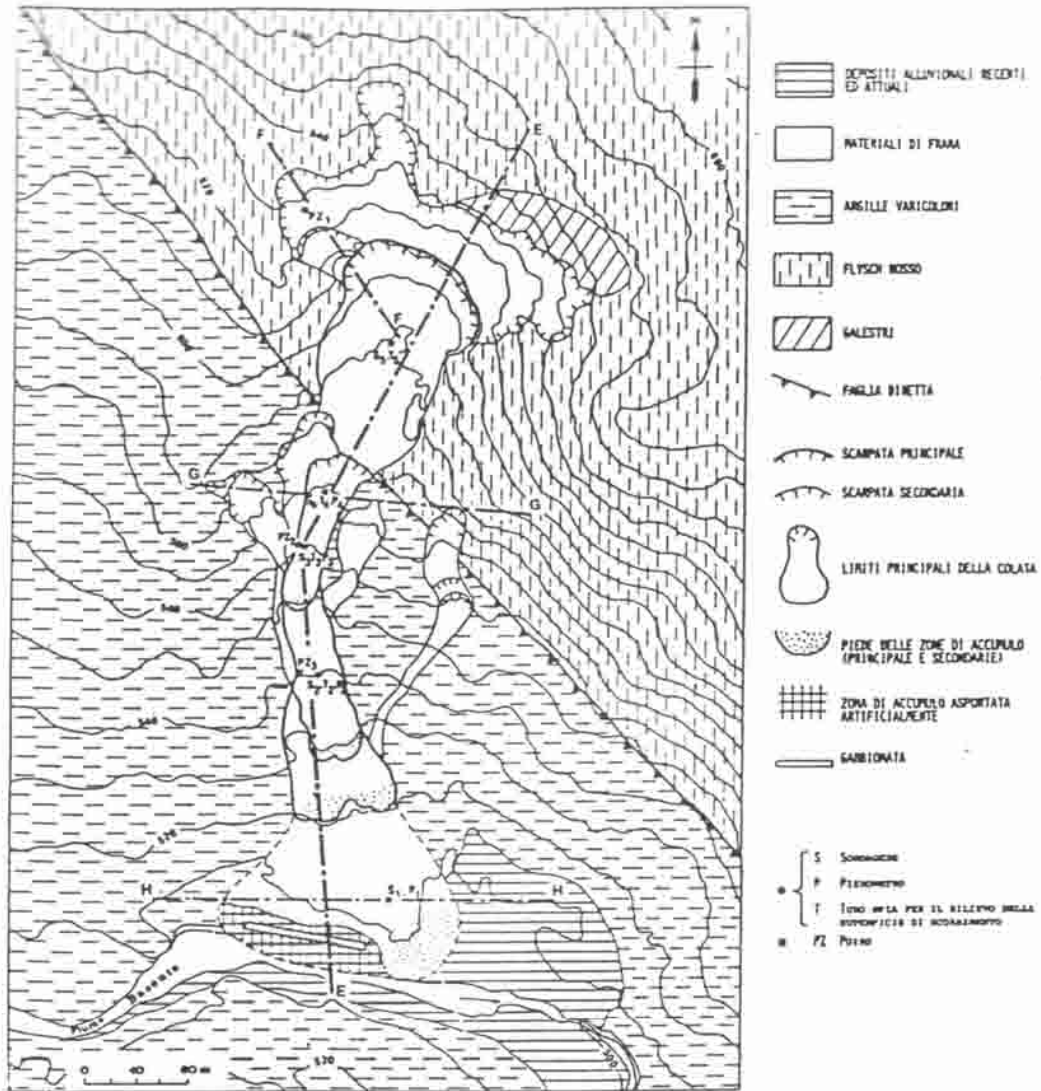


Fig. 3.4. Brindisi di Montagna: planimetria

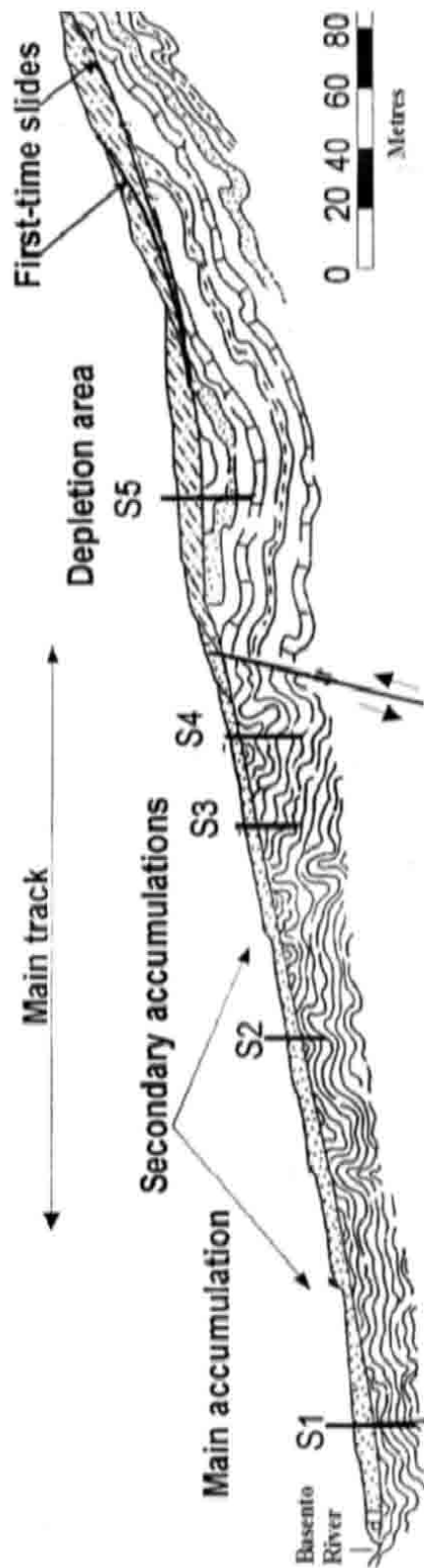


Fig. 3.5. Brindisi di Montagna: sezione longitudinale (da Cotecchia et al., 1986)

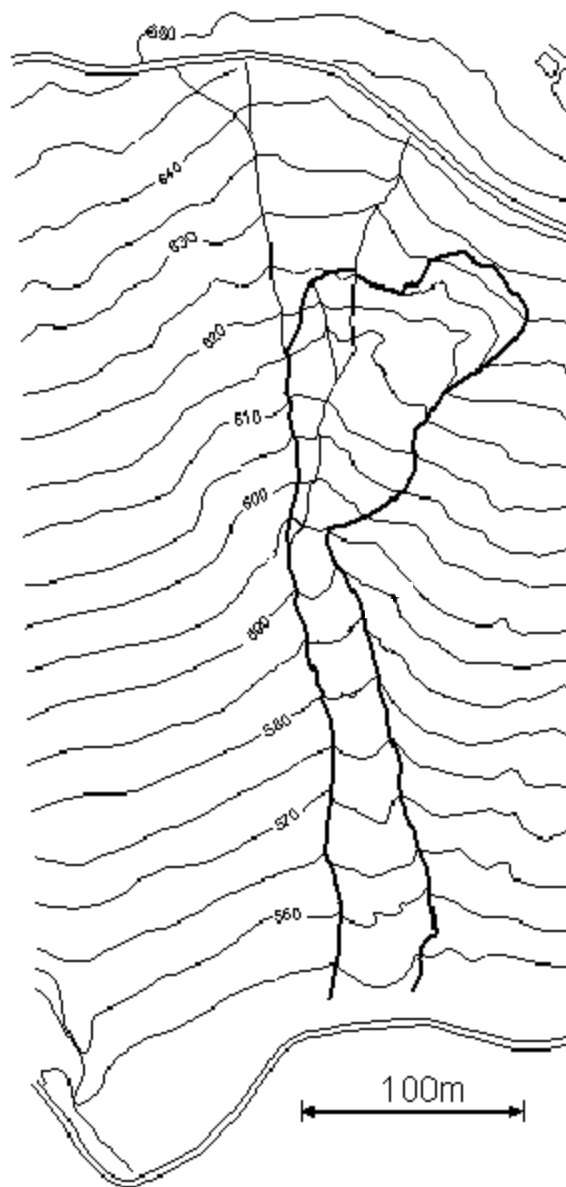


Fig. 3.6. Masseria Marino: planimetria

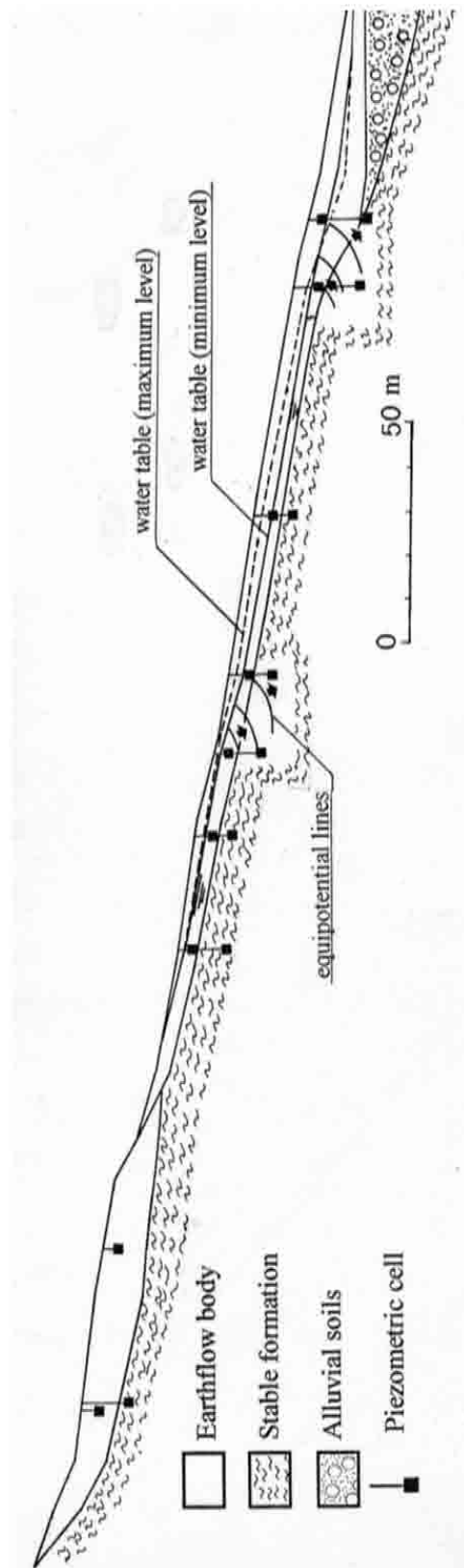


Fig. 3.7. Masseria Marino: sezione longitudinale (da Giusti et al., 1996)



Fig. 3.8. Masseria Marino: superfici di taglio laterali (“lateral shears”) messe a nudo dai fenomeni di abbassamento che caratterizzano il canale di frana (da Picarelli et al., 2005)

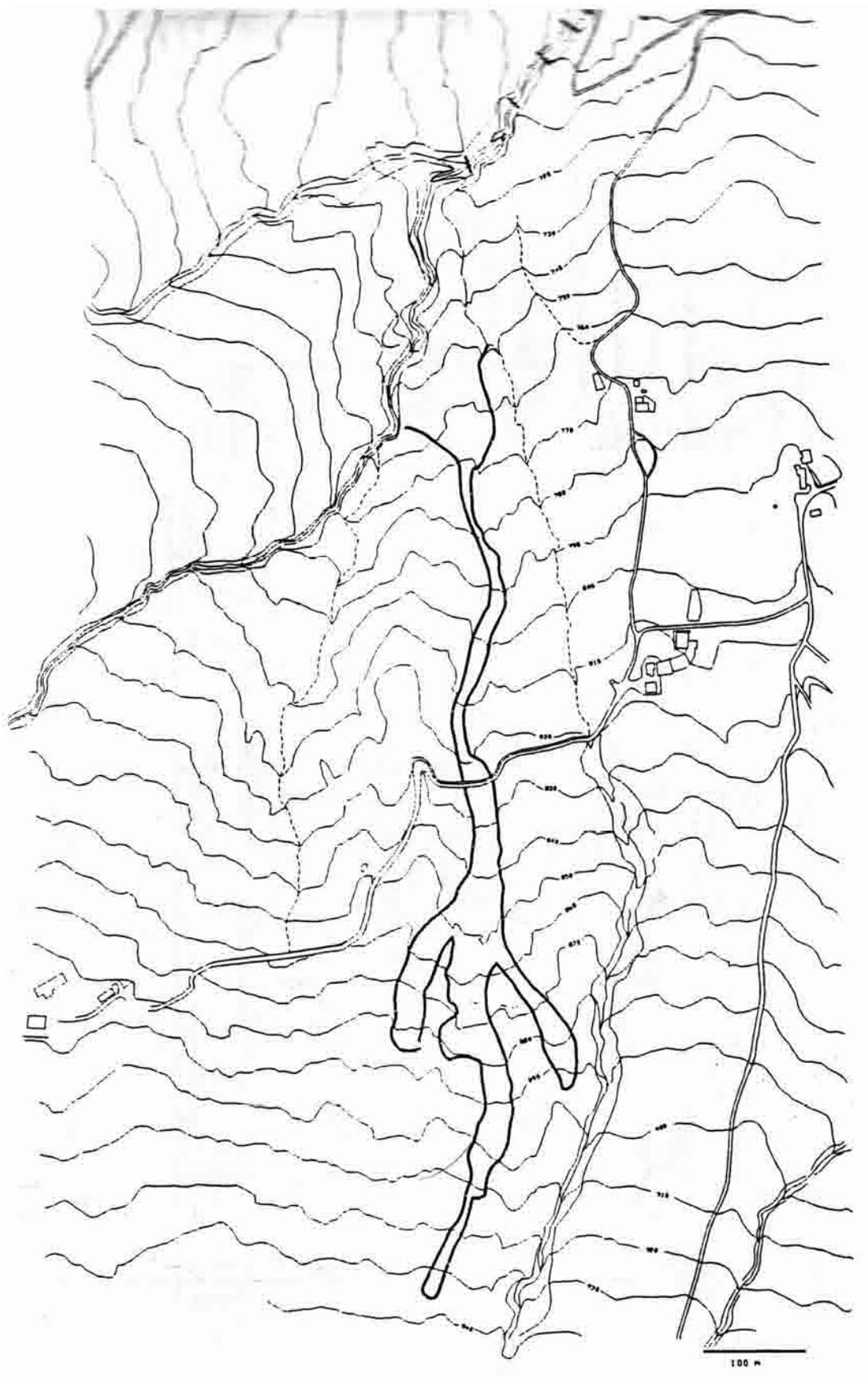


Fig. 3.9. Masseria De Nicola: planimetria

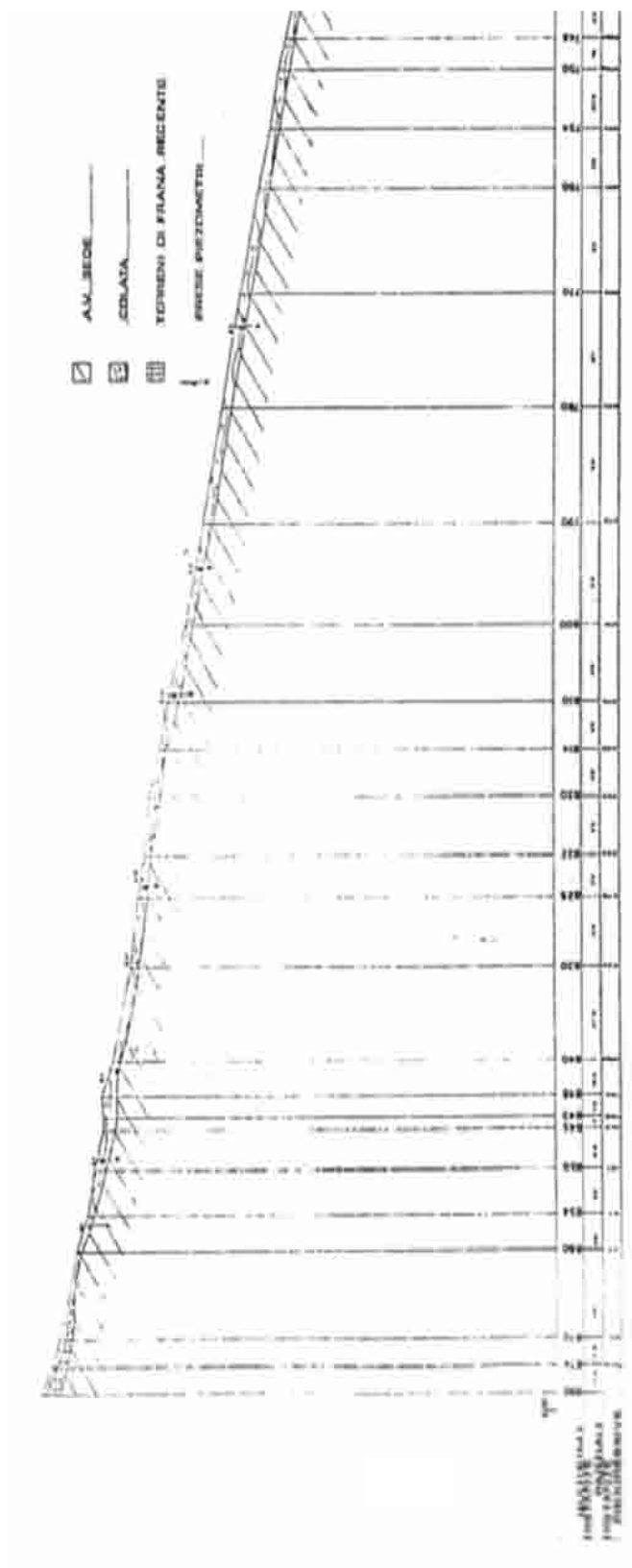


Fig. 3.10. Masseria de Nicola: sezione longitudinale

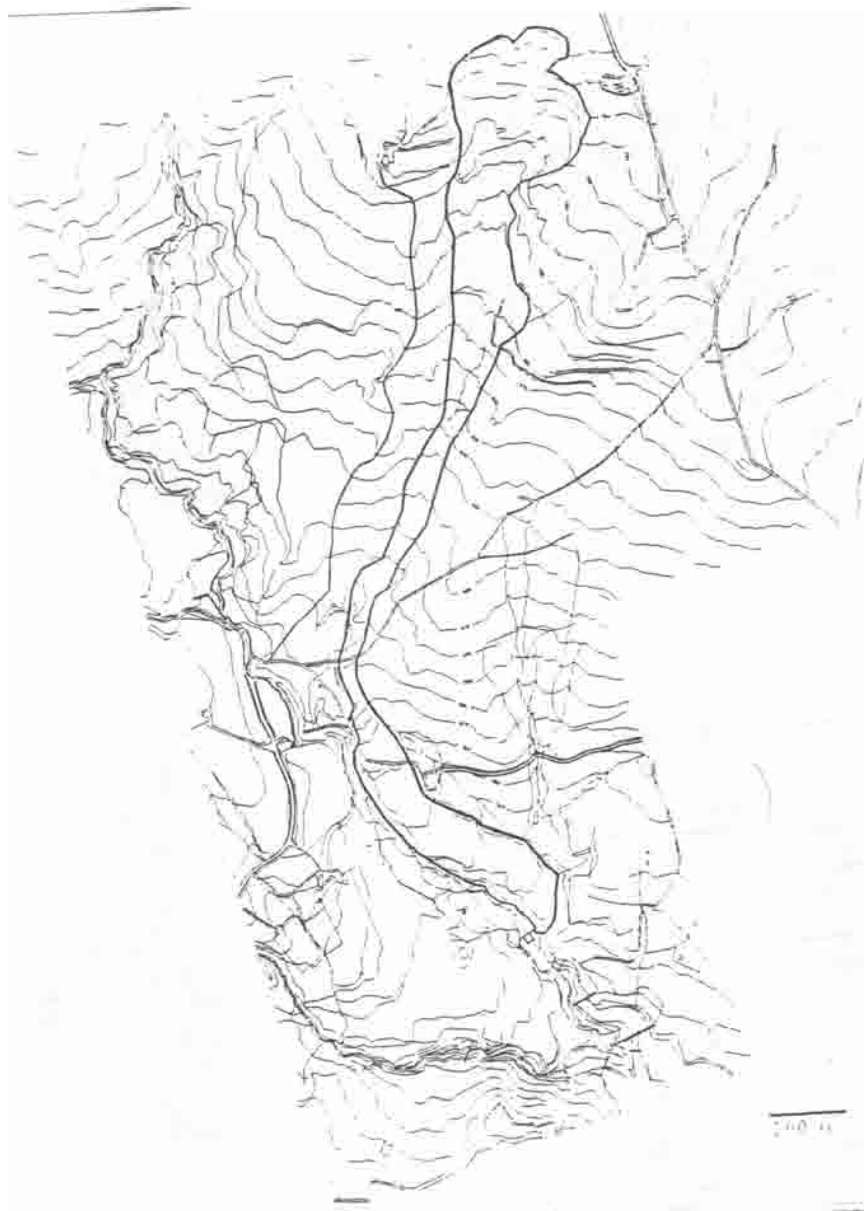


Fig. 3.11. Acqua di Luca: planimetria

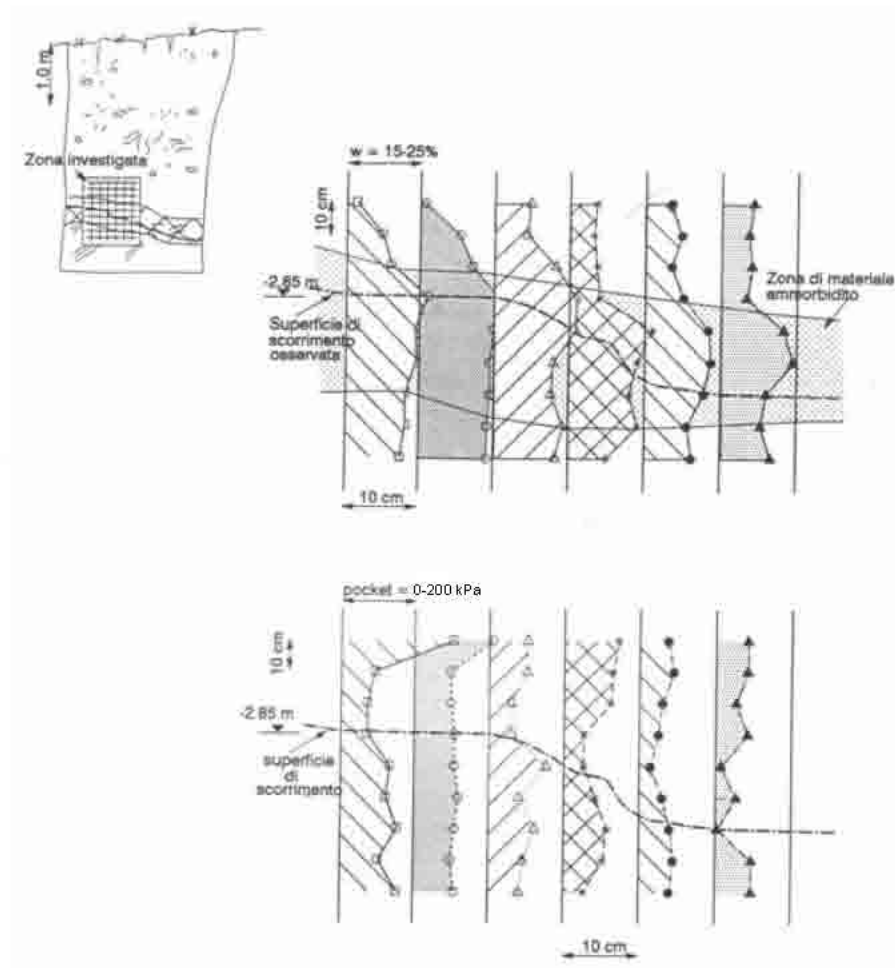


Fig. 3.12. Masseria Marino: misure di contenuto d'acqua e di resistenza all'avanzamento di un penetrometro tascabile (da Guerriero, 1995)

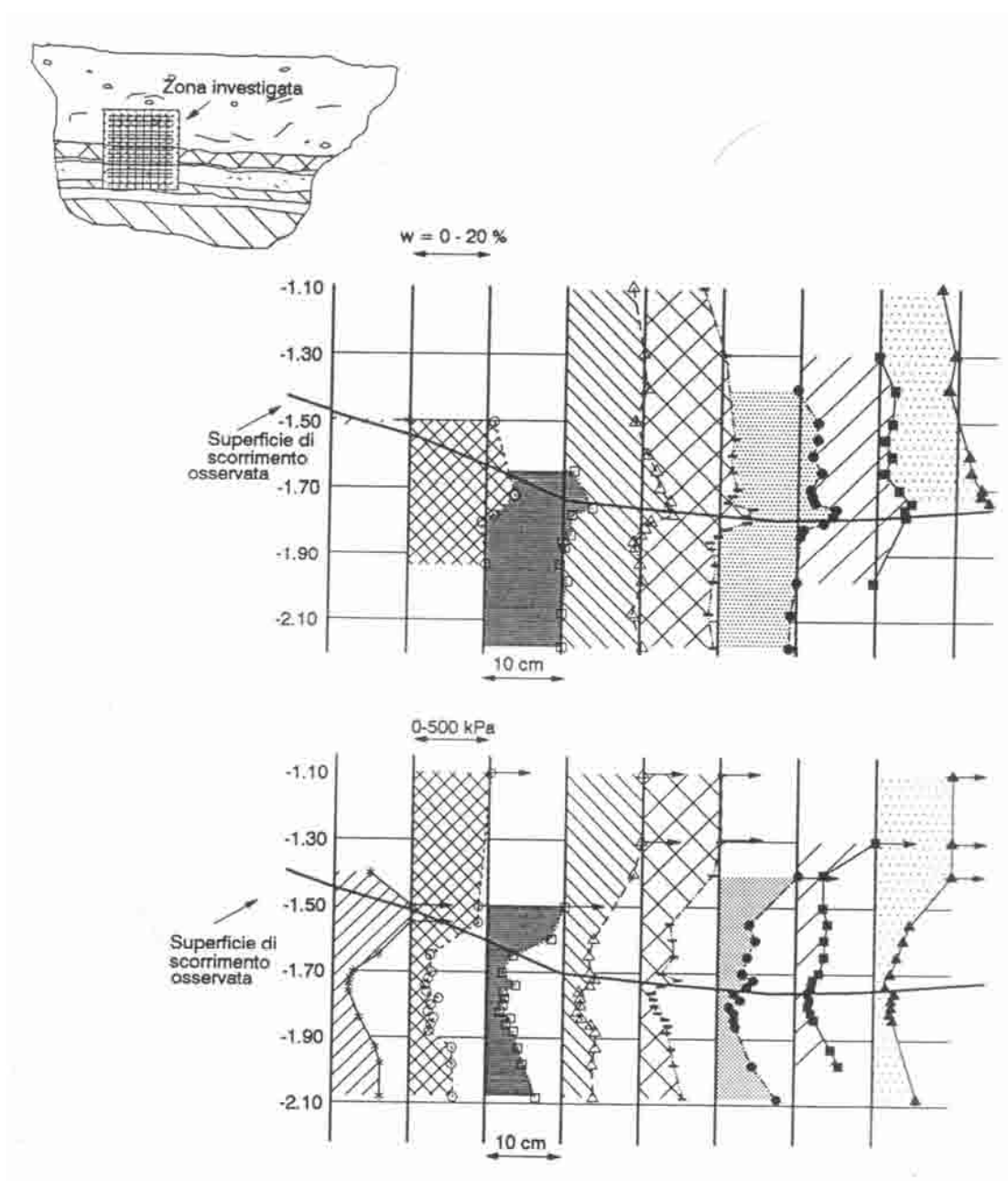


Fig. 3.13. Masseria De Nicola: misure di contenuto d'acqua e di resistenza all'avanzamento di un penetrometro tascabile (da Guerriero, 1995)

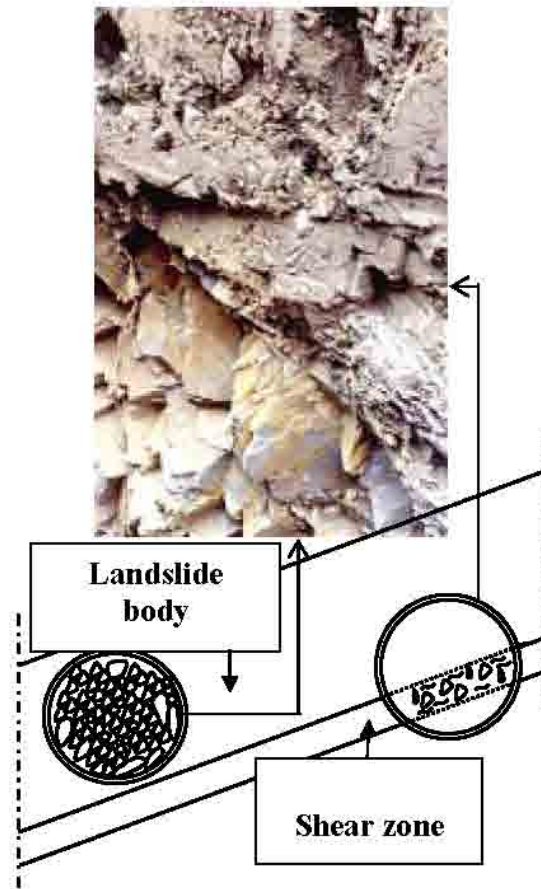


Fig. 3.14. Zona di taglio alla base del corpo di frana di Masseria De Nicola (da Picarelli, 2001) e rappresentazione schematica delle colate delle Valle del Basento (da Pellegrino et al., 2004a)

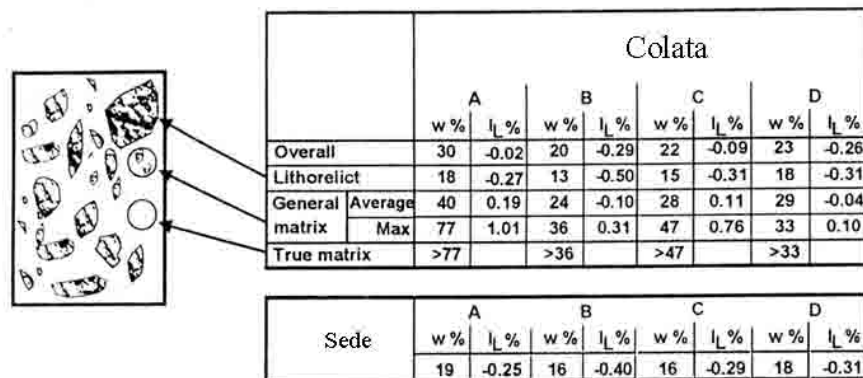


Fig. 3.15. Contenuto d'acqua delle colate della Valle del Basento: A) Brindisi di Montagna; B) Masseria Marino; C) Masseria De Nicola; D) Acqua di Luca (da Picarelli, 1993)

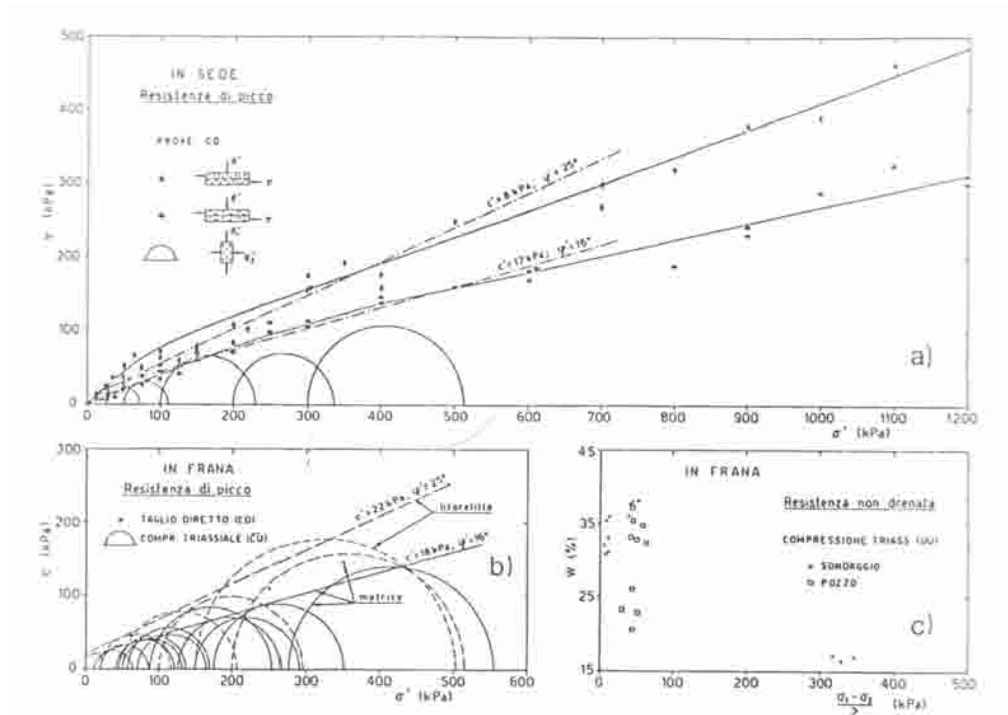


Fig. 3.16. Resistenza al taglio di picco dei terreni provenienti da Brindisi di Montagna (da Cotecchia et al., 1986)

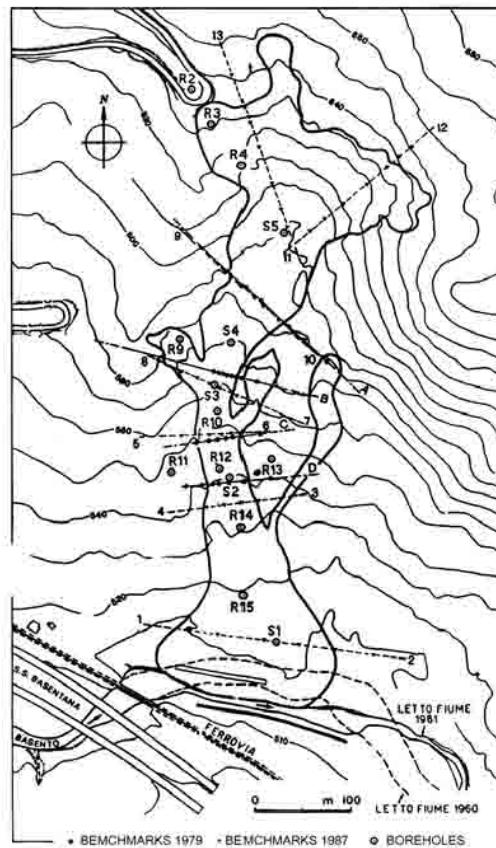


Fig. 3.17. Ubicazione dei picchetti topografici nella colata di Brindisi di Montagna (da Picarelli, 1988)

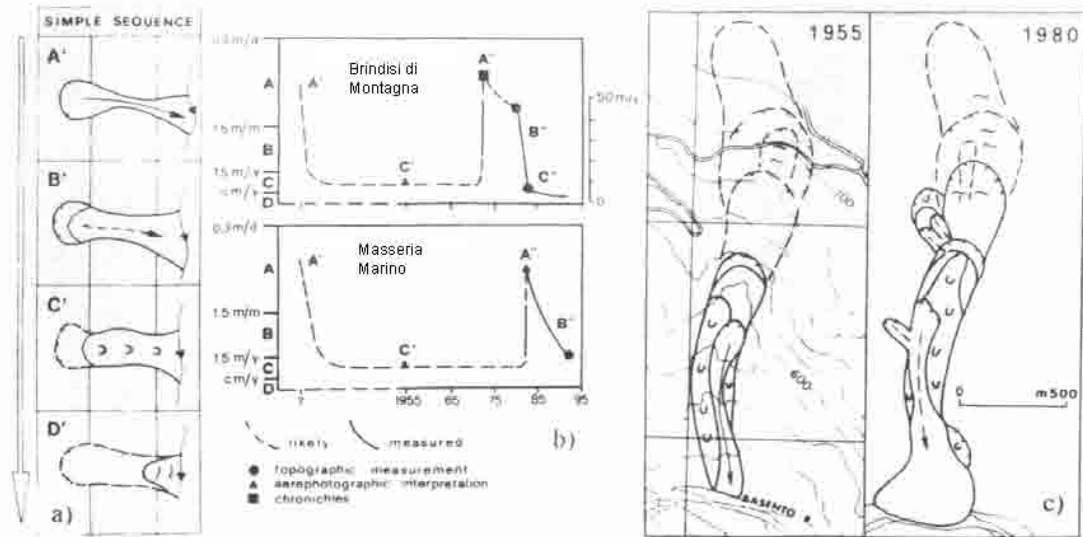


Fig. 3.18. Evoluzione geomorfologia delle colate della Valle del Basento: a) modello evolutivo (Guida e Iaccarino, 1991); b) storia dei movimenti delle colate di Brindisi di Montagna e di Masseria Marino; c) caratteristiche morfologiche della colata di Brindisi di Montagna nel 1955 e nel 1980 (da Iaccarino et al., 1985)

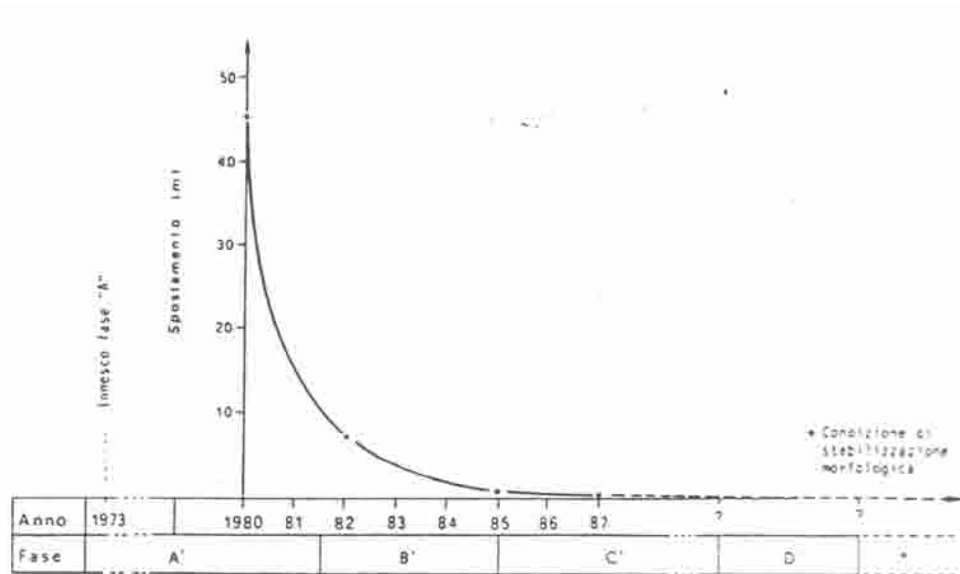


Fig. 3.19. Brindisi di Montagna: evoluzione del canale di flusso nel periodo 1980-1987 (da Picarelli, 1988)

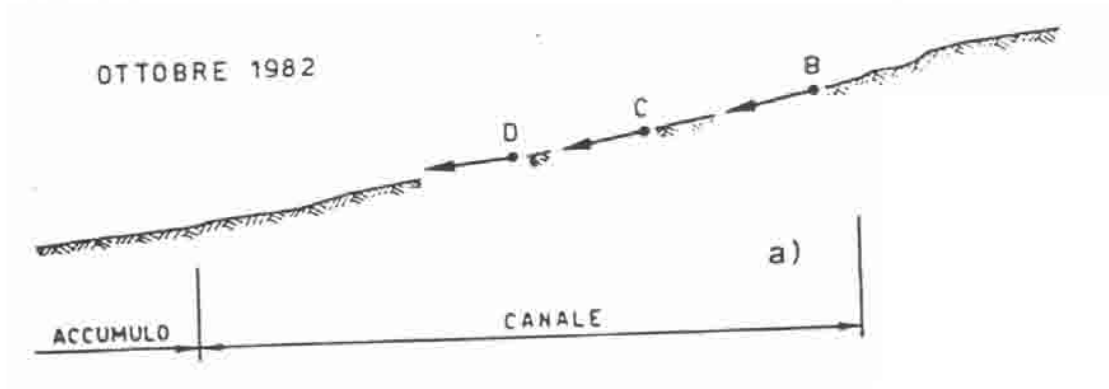


Fig. 3.20. Spostamenti superficiali della colata di Brindisi di Montagna (da Cotecchia et al., 1986)

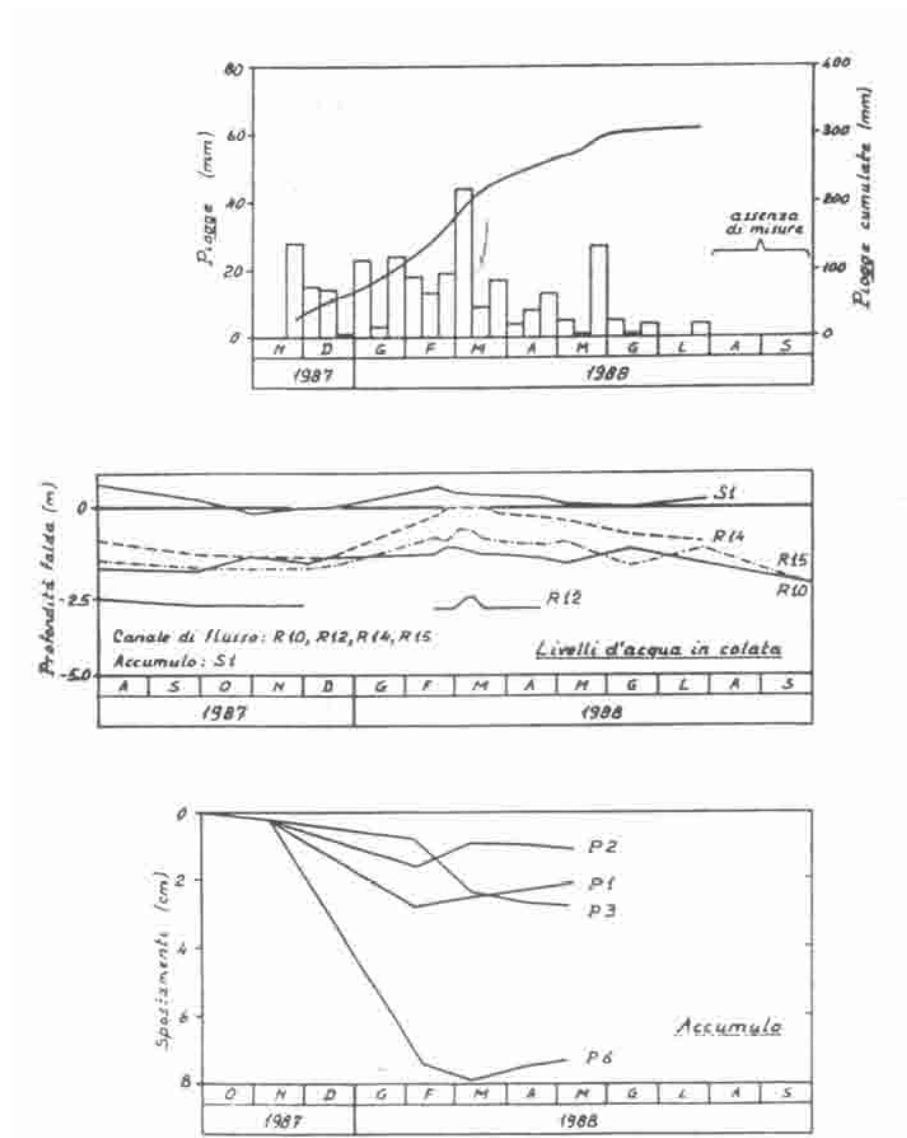


Fig. 3.21. Brindisi di Montagna: pressioni neutre e spostamenti in colata (da Picarelli, 1988)

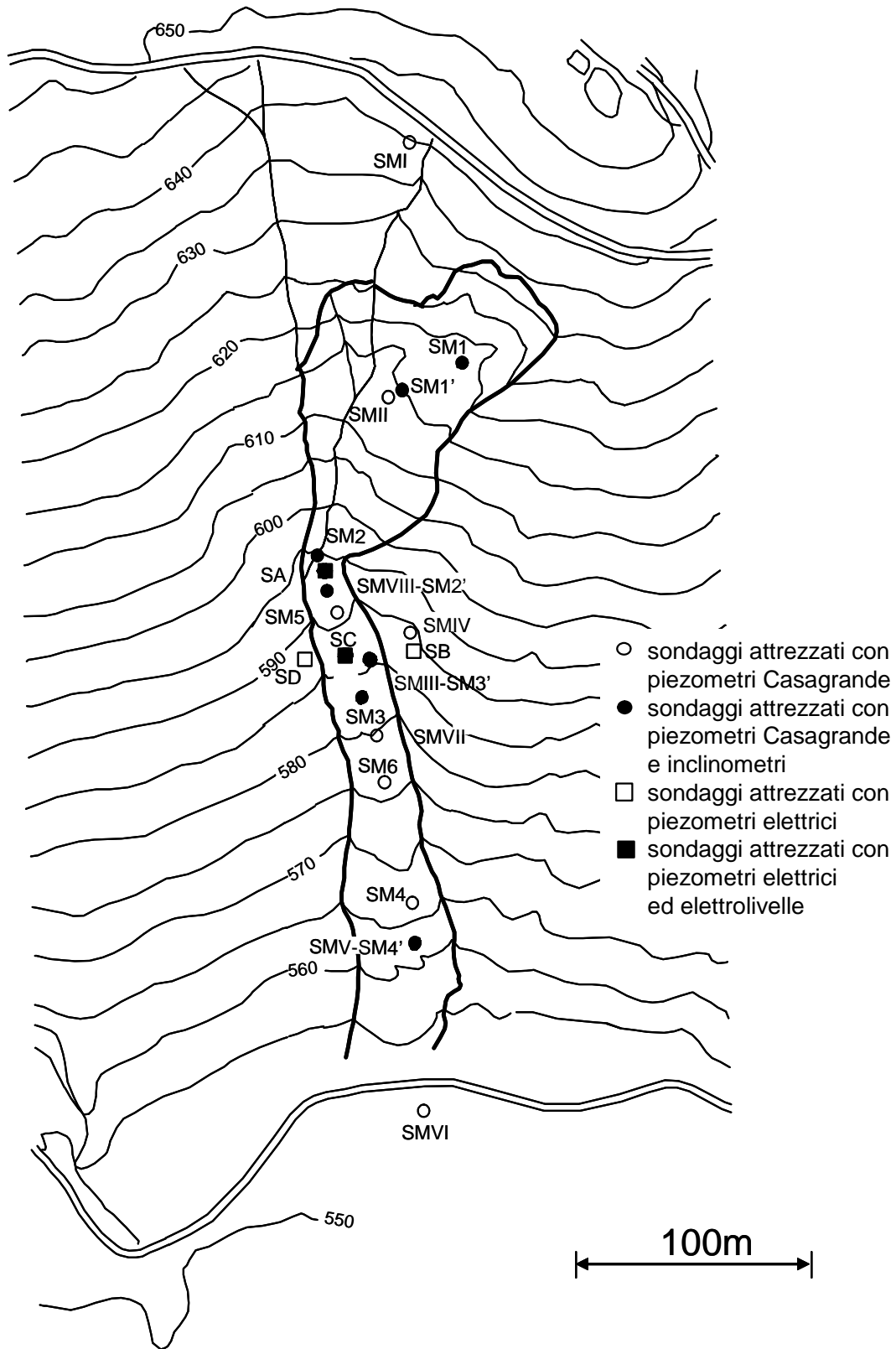


Fig. 3.23. Masseria Marino: planimetria e strumentazione installata

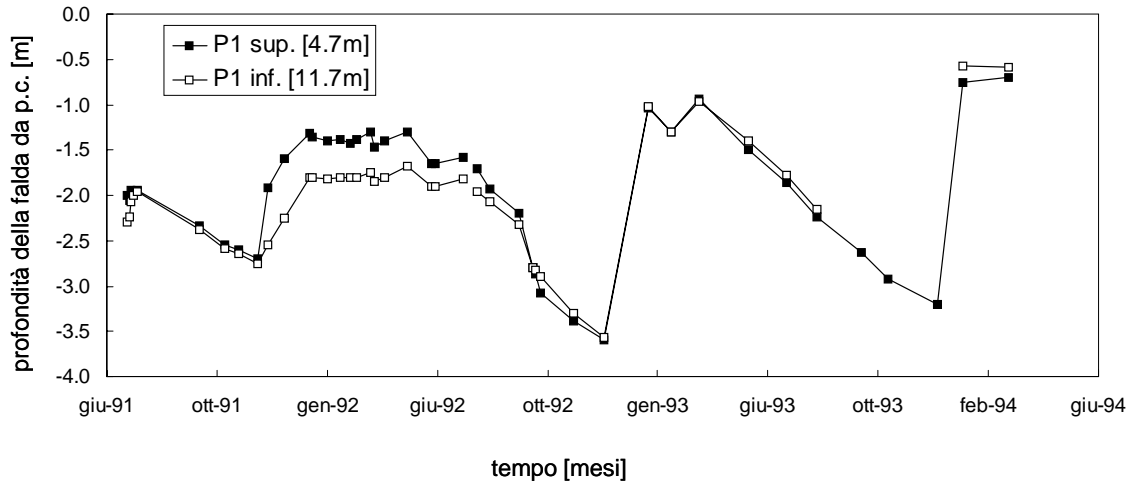


Fig. 3.24. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande P1 (da Pellegrino et al., 2000)

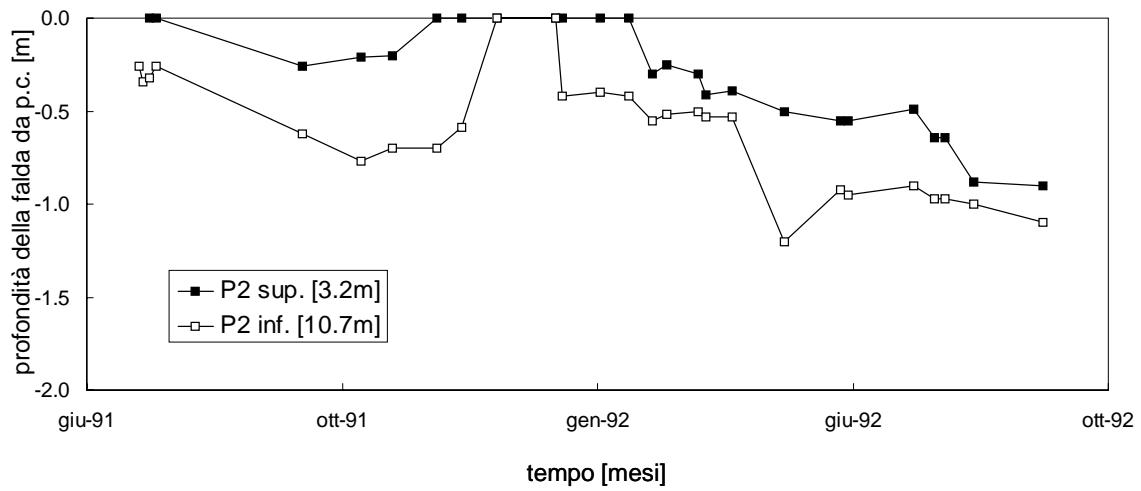


Fig. 3.25. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande P2 (da Pellegrino et al., 2000)

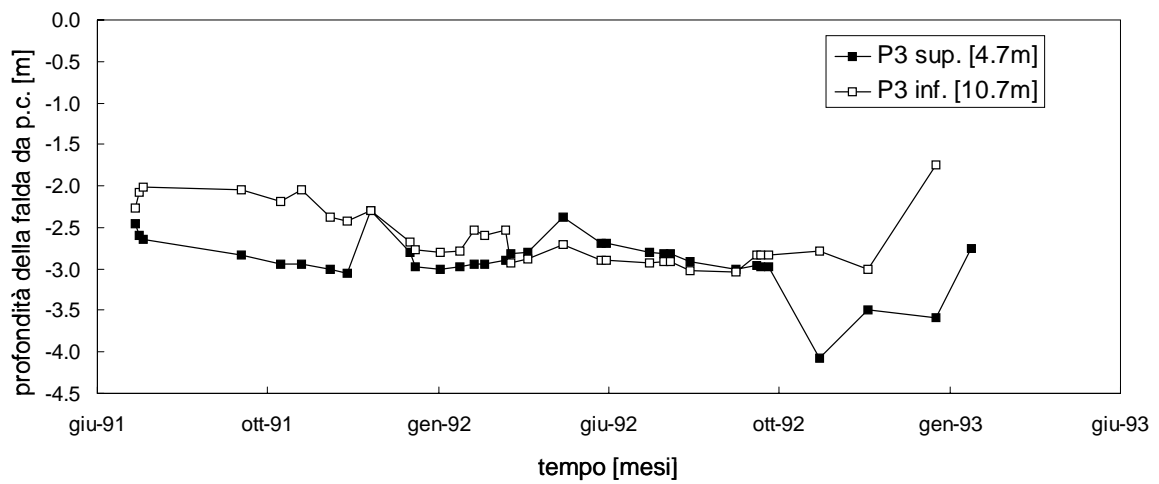


Fig. 3.26. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande P3 (da Pellegrino et al., 2000)

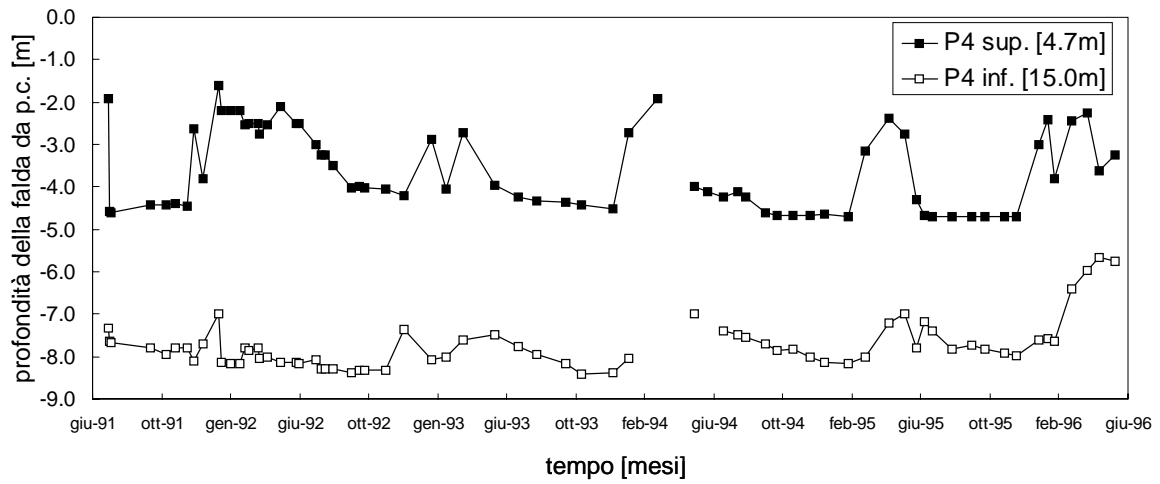


Fig. 3.27. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande P4 (da Pellegrino et al., 2000)

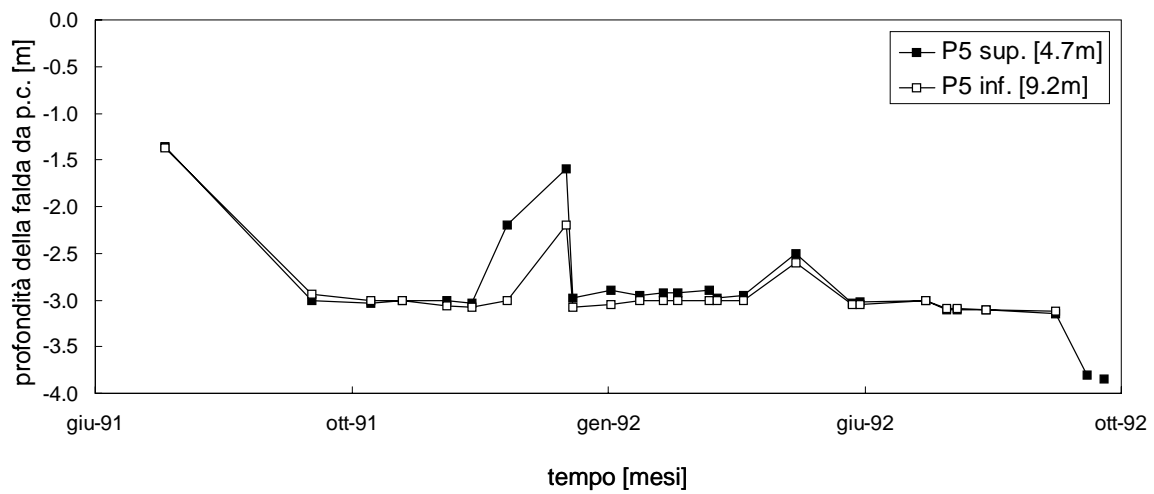


Fig. 3.28. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande P5 (da Pellegrino et al., 2000)

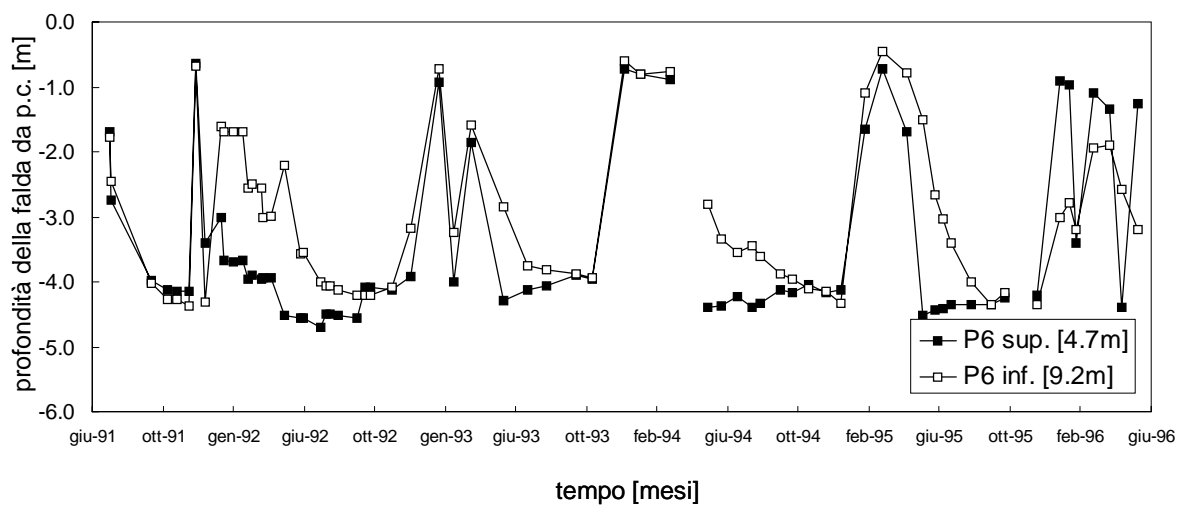


Fig. 3.29. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande P6 (da Pellegrino et al., 2000)

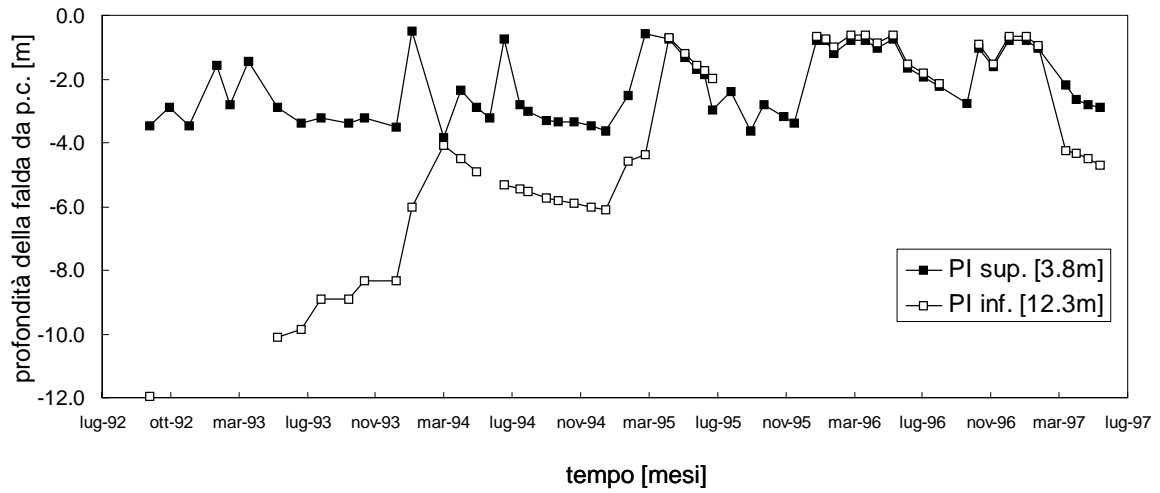


Fig. 3.30. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PI (da Pellegrino et al., 2000)

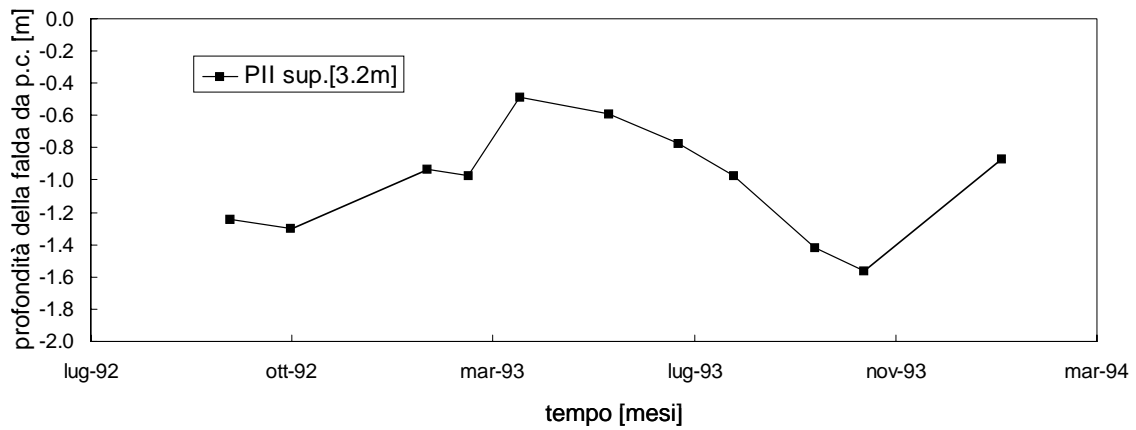


Fig. 3.31. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PII (da Pellegrino et al., 2000)

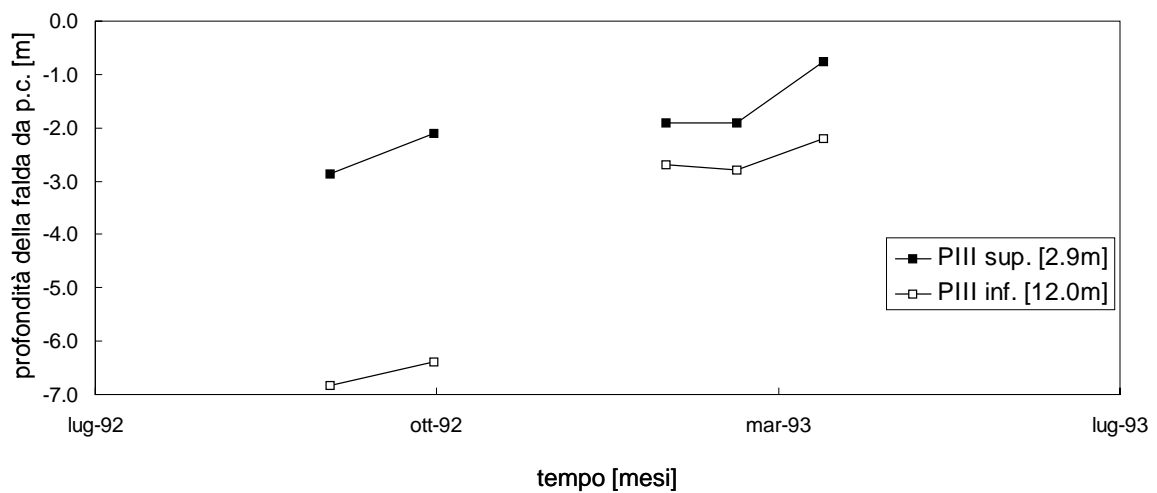


Fig. 3.32. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PIII (da Pellegrino et al., 2000)

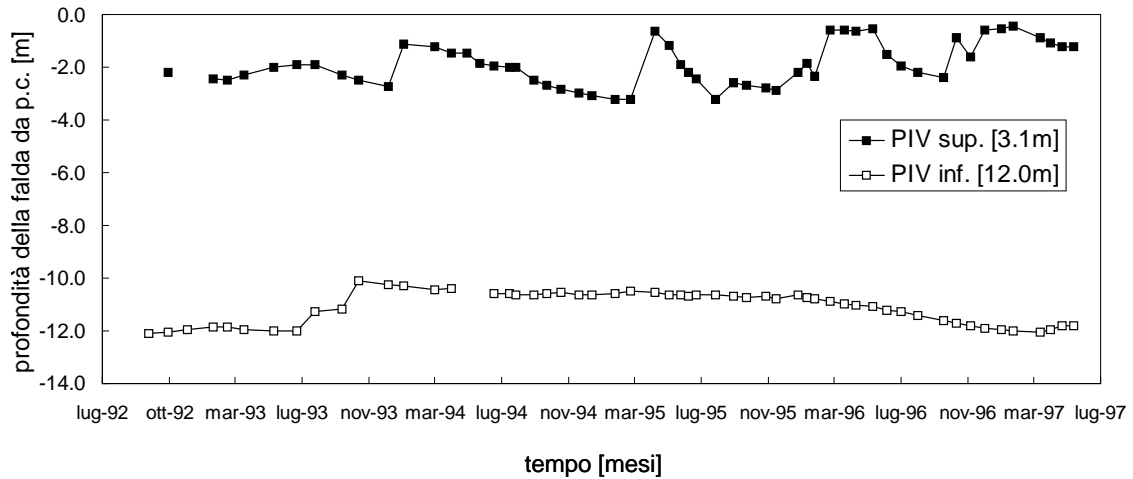


Fig. 3.33. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PIV (da Pellegrino et al., 2000)

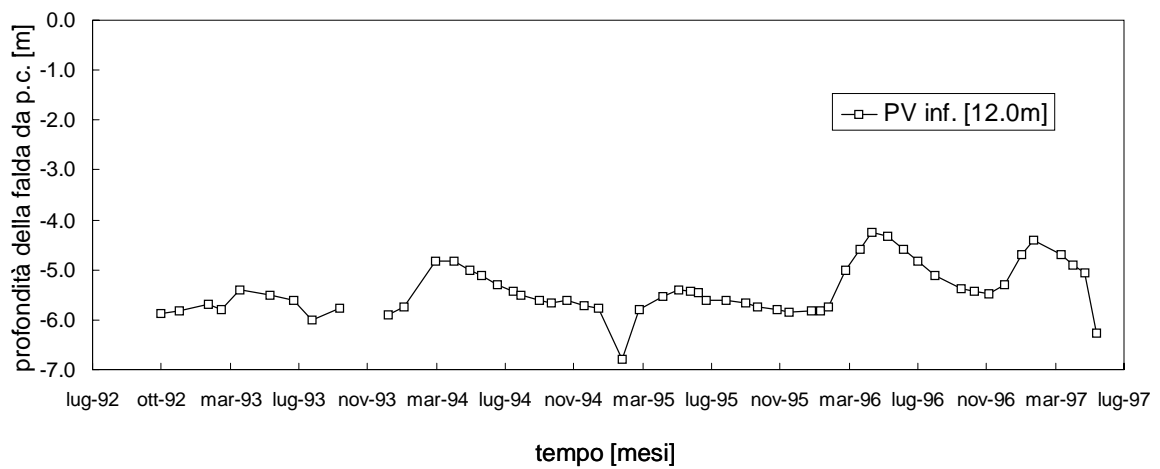


Fig. 3.34. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PV (da Pellegrino et al., 2000)

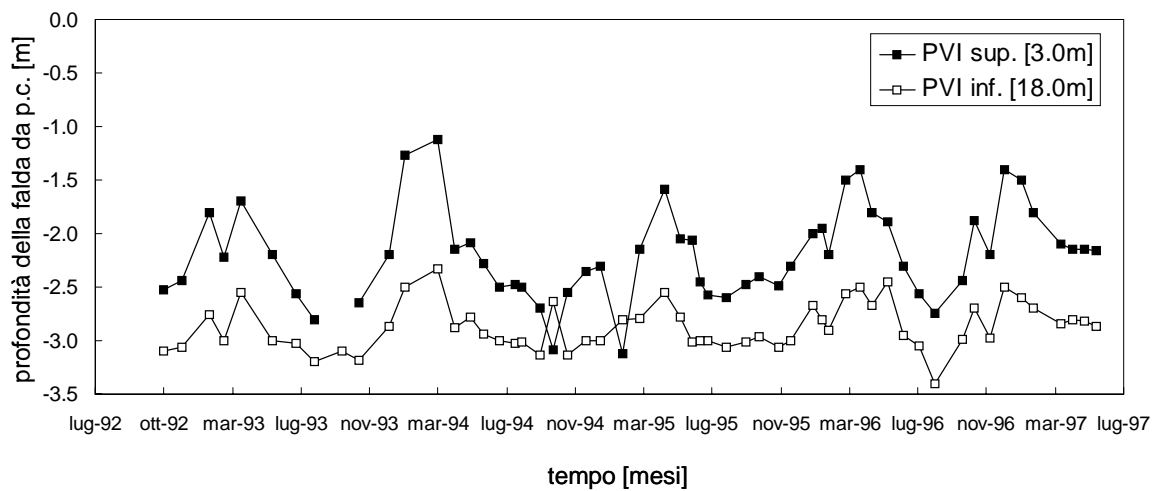


Fig. 3.35. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PVI (da Pellegrino et al., 2000)

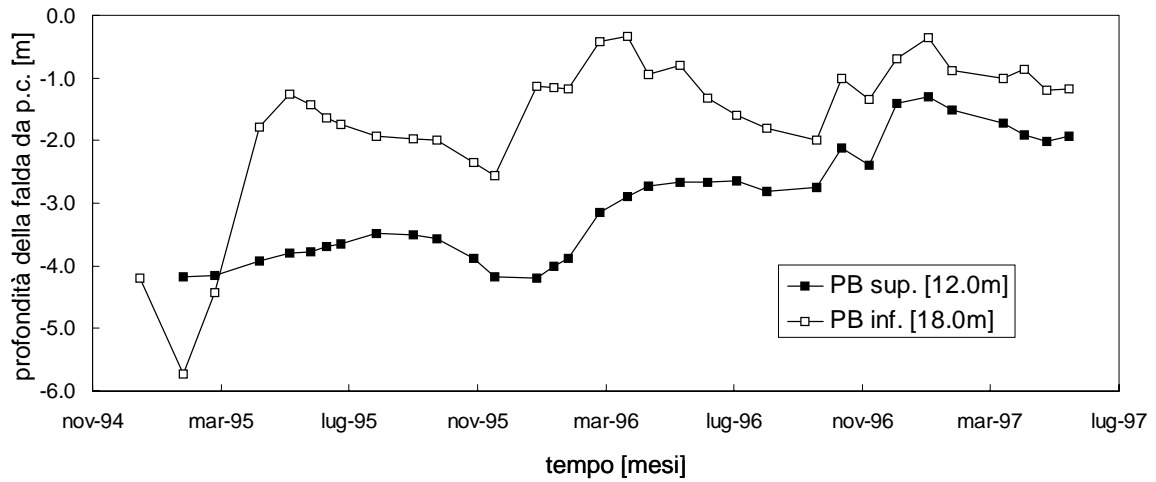


Fig. 3.36. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PB (da Pellegrino et al., 2000)

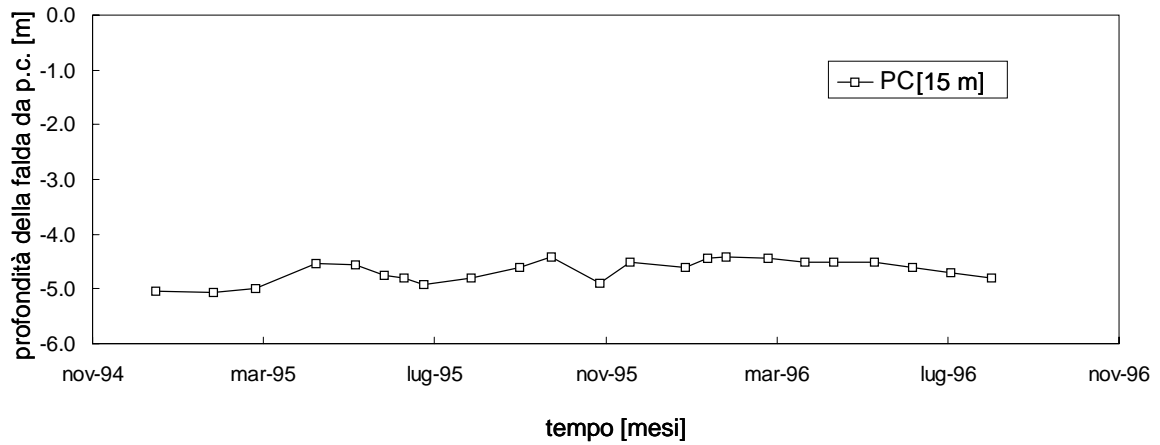


Fig. 3.37. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PC (da Pellegrino et al., 2000)

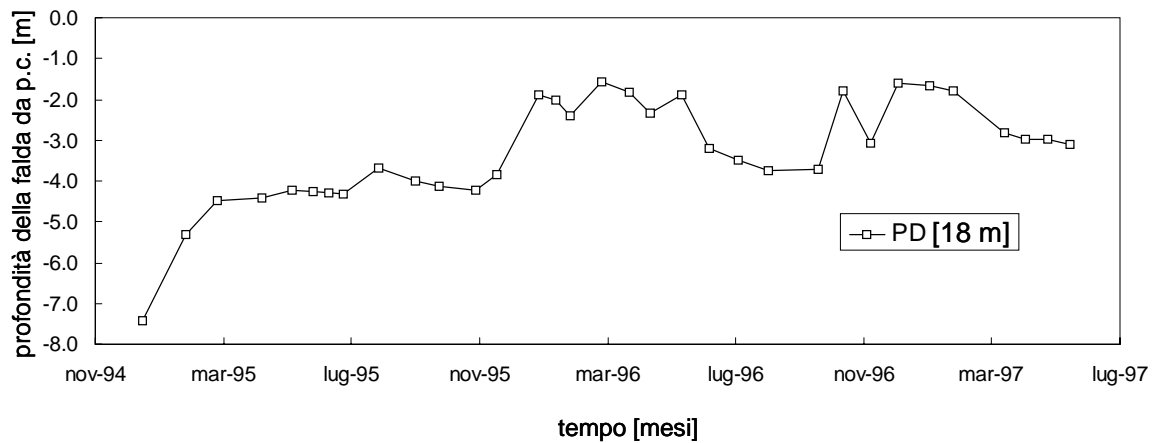


Fig. 3.38. Masseria Marino: letture piezometro Casagrande PD (da Pellegrino et al., 2000)

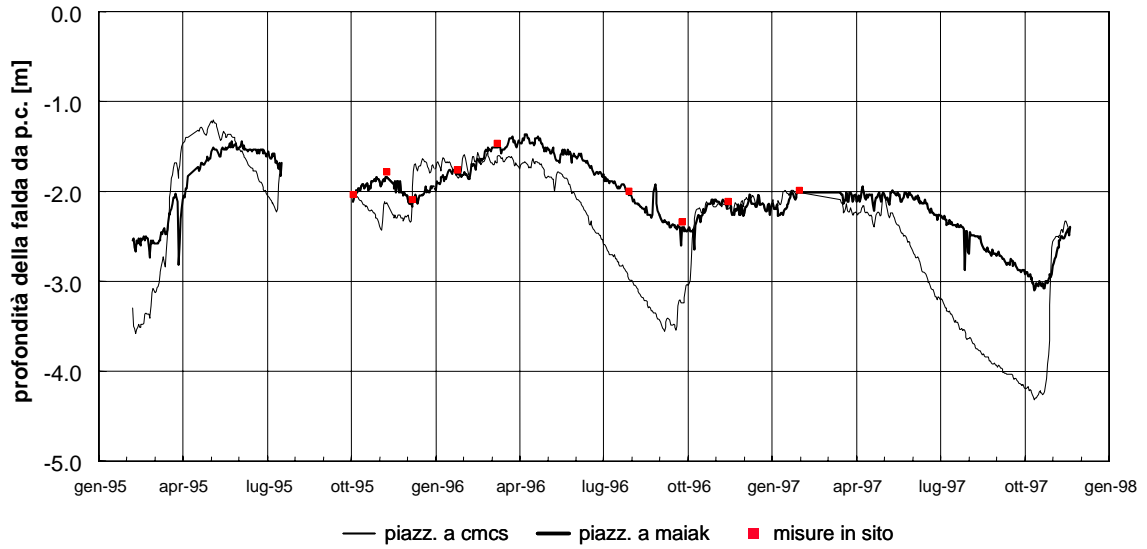


Fig. 3.39. Masseria Marino: letture piezometro elettrico installato nella piazzola SA (da Pellegrino et al., 2000)

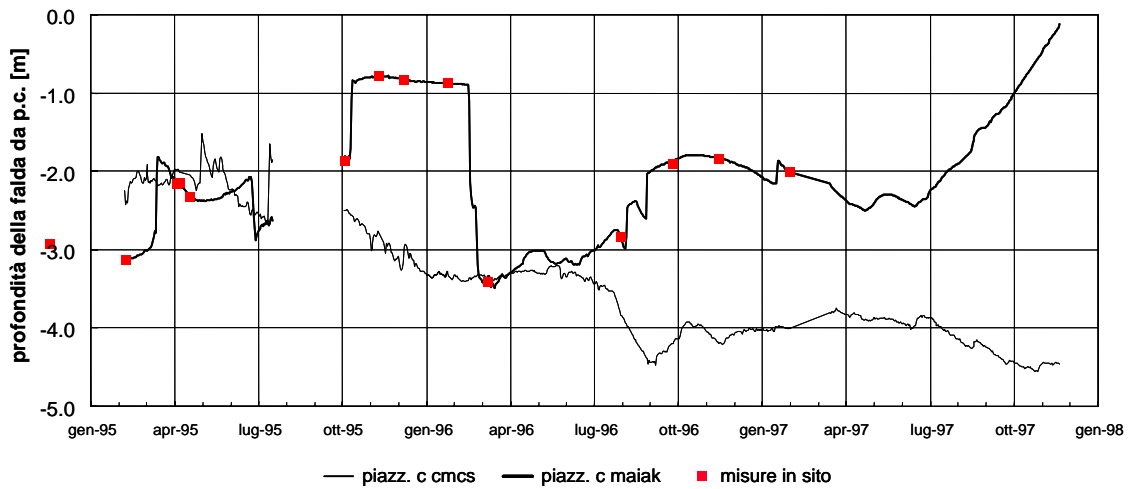


Fig. 3.40. Masseria Marino: letture piezometro elettrico installato nella piazzola SC (da Pellegrino et al., 2000)

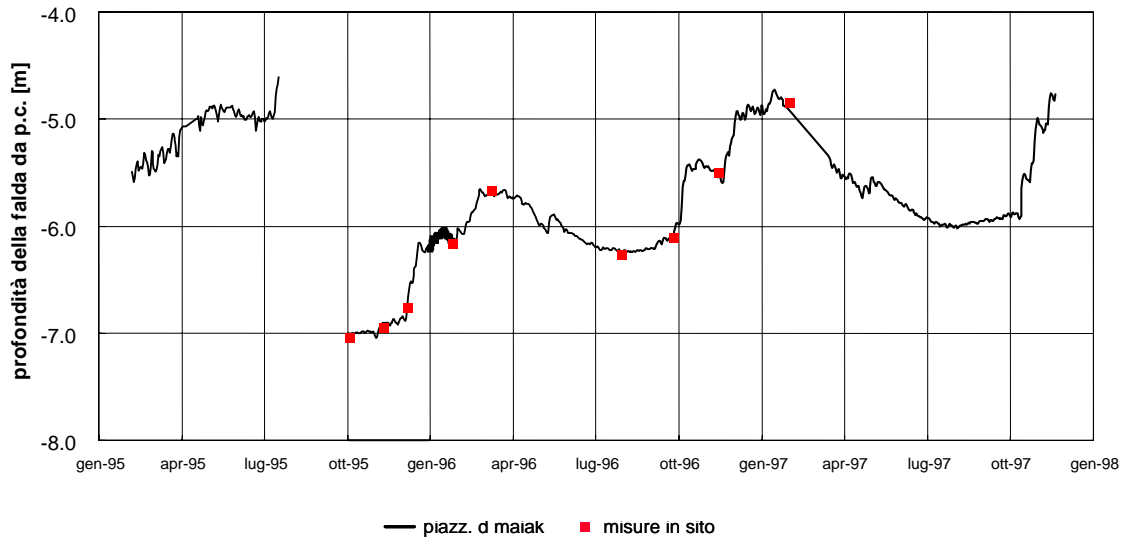


Fig. 3.41. Masseria Marino: letture piezometro elettrico installato nella piazzola SD (da Pellegrino et al., 2000)

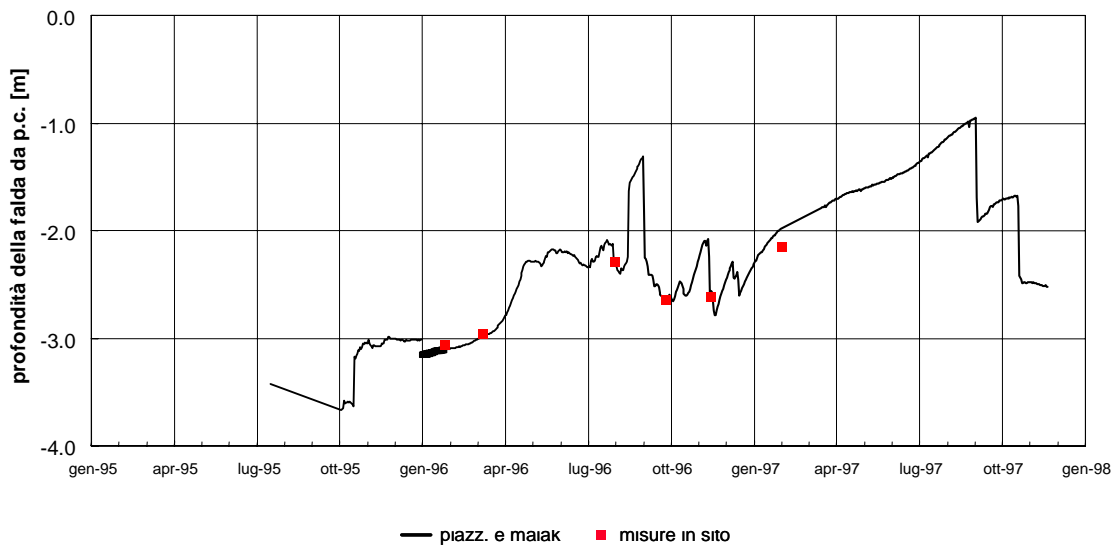


Fig. 3.42. Masseria Marino: letture piezometro elettrico installato nella piazzola SE (da Pellegrino et al., 2000)

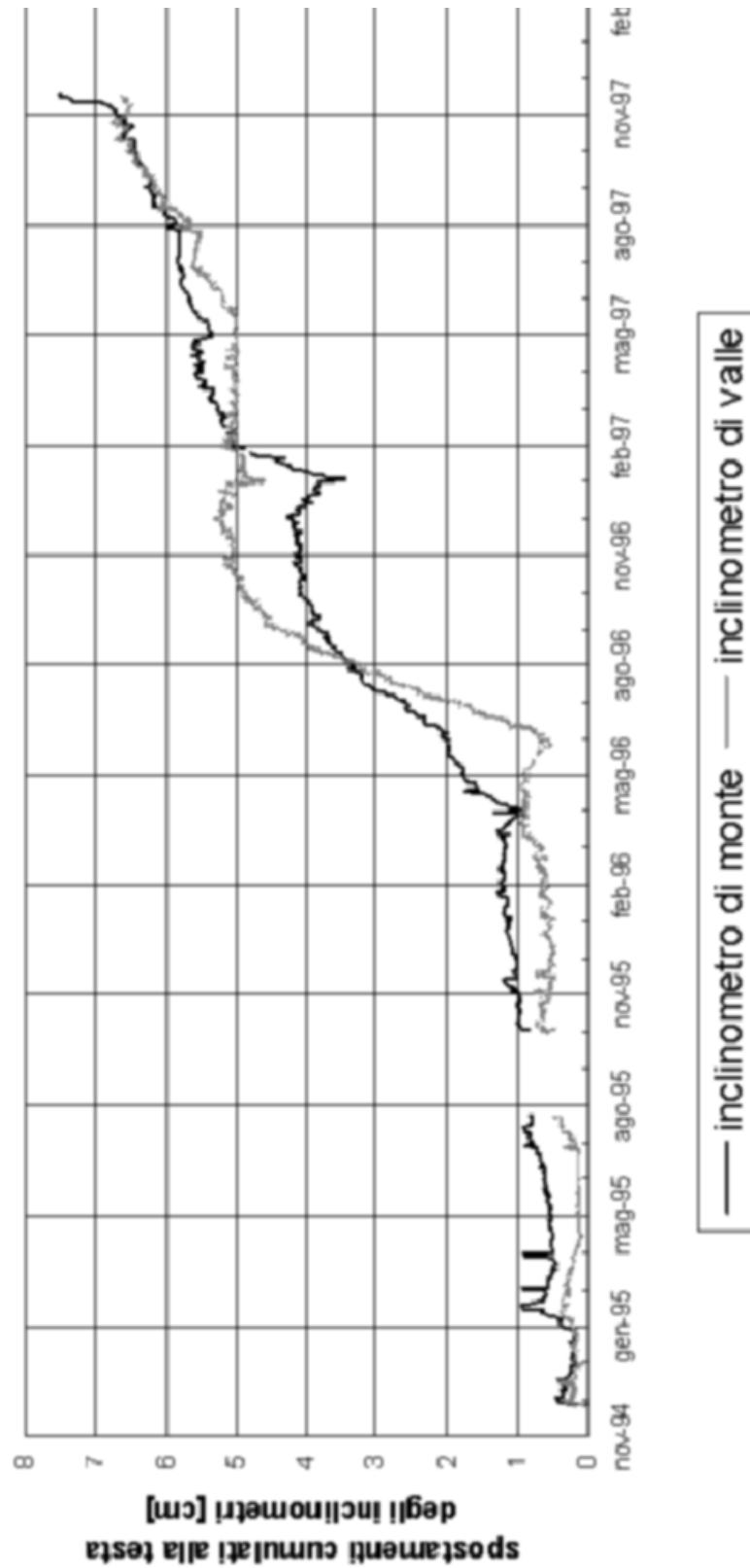


Fig. 3.43. Masseria Marino: spostamenti cumulati alla testa degli inclinometri fissi SA (inclinometro di monte) e SC (inclinometro di valle) (da Pellegrino et al., 2000)

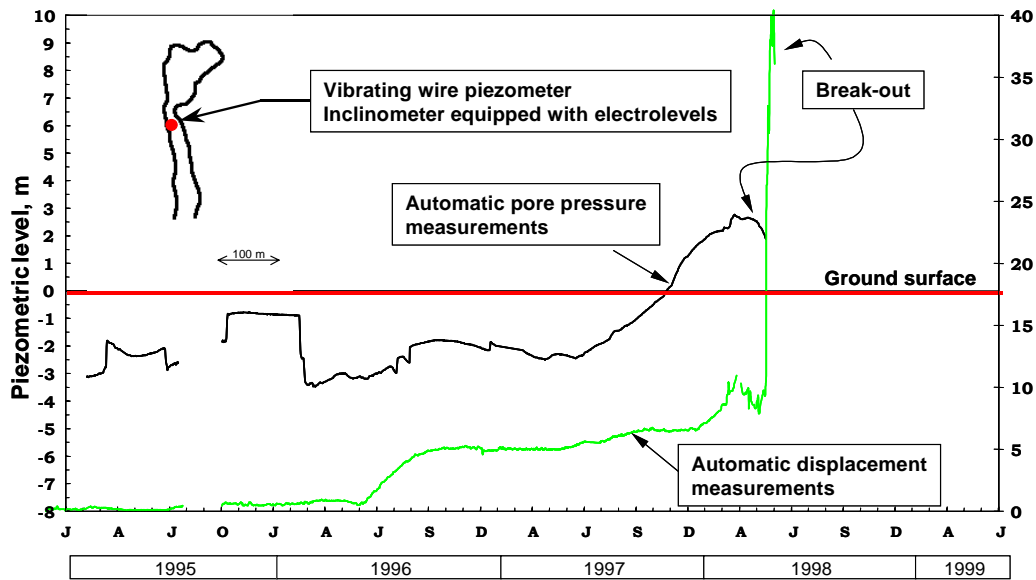


Fig. 3.44. Masseria Marino: confronto tra misure piezometriche e spostamenti in corrispondenza della piazzola C (da Pellegrino et al., 2004a)

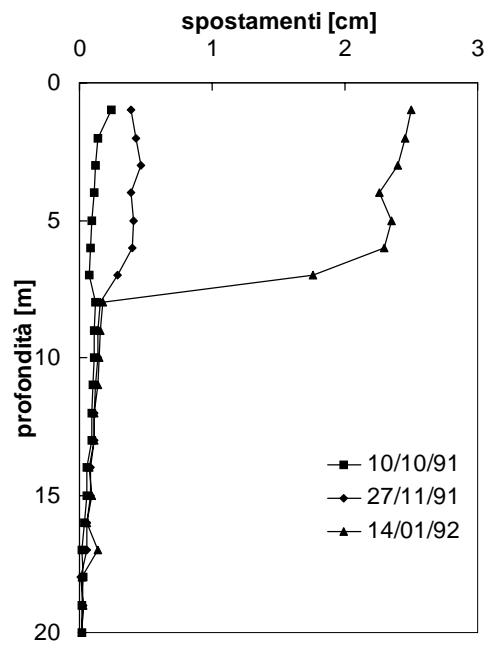


Fig. 3.45. Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SM 1) (da Pellegrino et al., 2000)

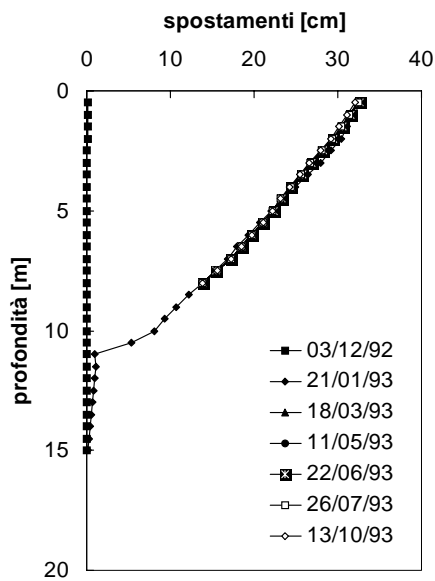


Fig. 3.46. Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno della zona di alimentazione (SM 1') (da Pellegrino et al., 2000)

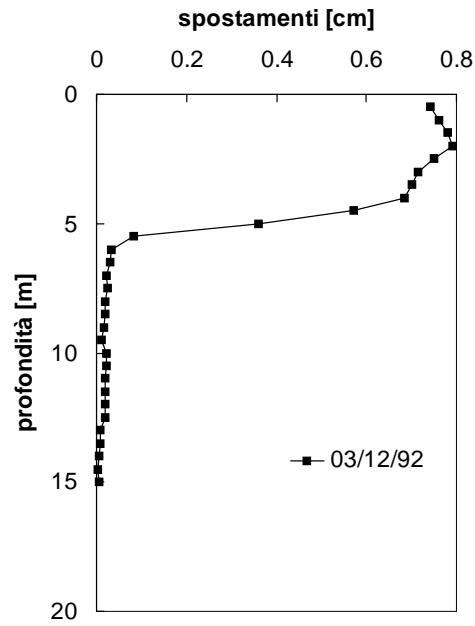


Fig. 3.47. Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno del canale (SM 2') (da Pellegrino et al., 2000)

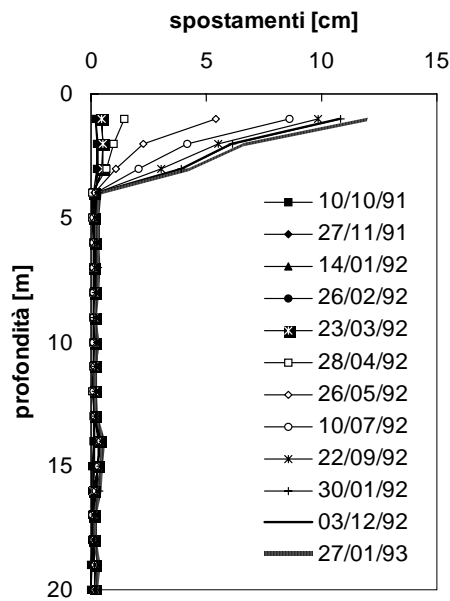


Fig. 3.48. Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno del canale (SM 3) (da Pellegrino et al., 2000)

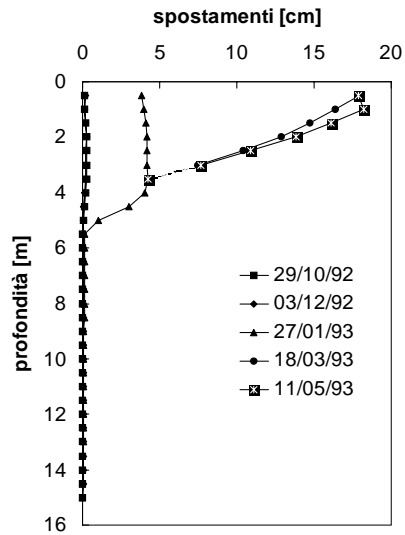


Fig. 3.49. Masseria Marino: profilo inclinometrico all'interno del canale (SM 3') (da Pellegrino et al., 2000)

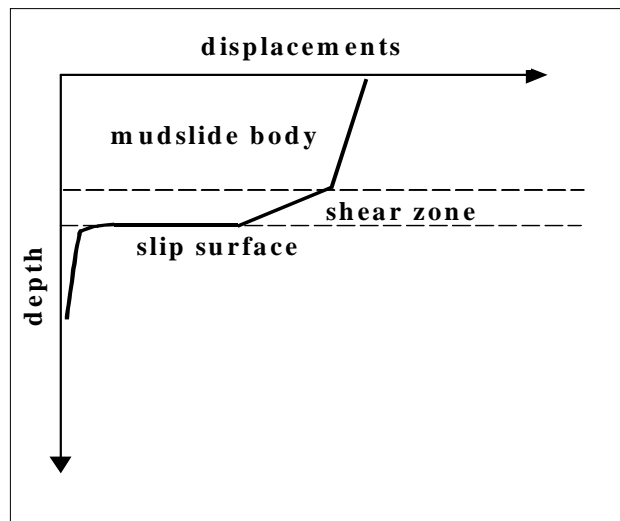


Fig.3.50. Masseria Marino: rappresentazione schematica del reale profilo inclinometrico (da Pellegrino et al., 2004a)



Fig. 3.51. Masseria Marino: all'interno di un pozzo realizzato per il prelievo dei campioni si osserva che un tubo spia in acciaio, ubicato in adiacenza al pozzo, ha subito intense deformazioni da taglio



Fig. 3.52. Masseria Marino: all'interno del pozzo realizzato per il prelievo dei campioni si osserva che il palo strumentato è tranciato in corrispondenza della superficie di scorrimento

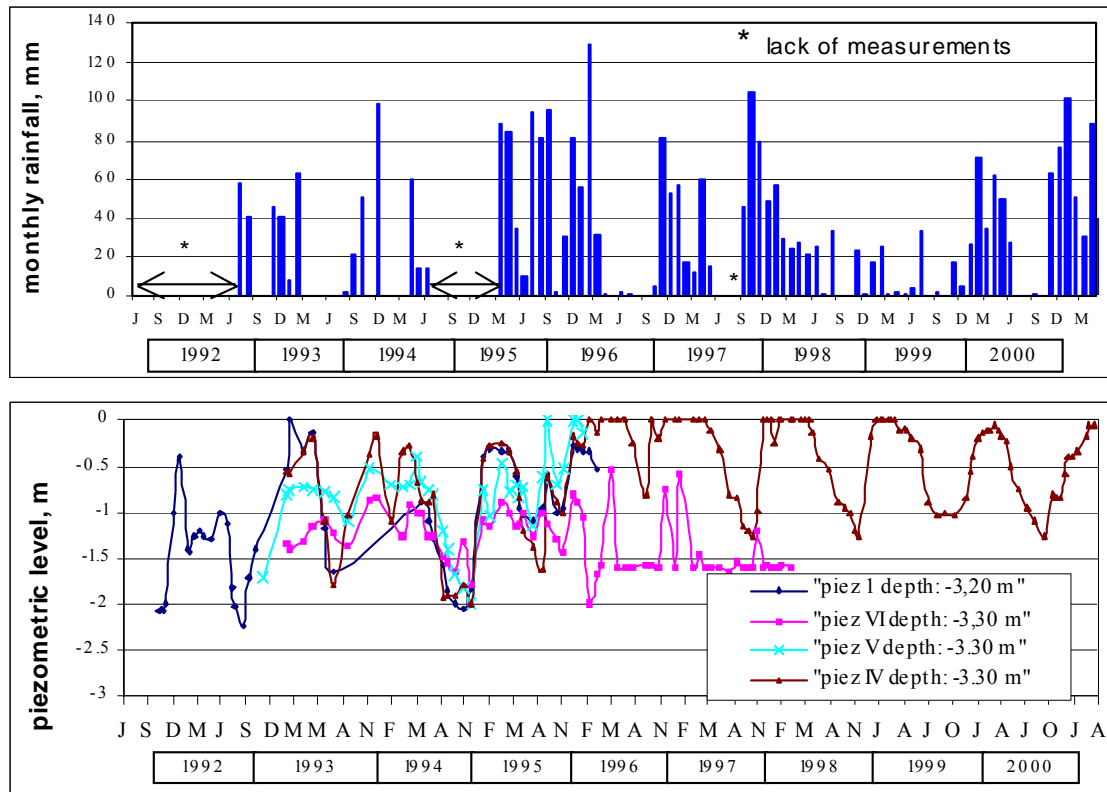


Fig. 3.53. Masseria De Nicola: misure pluviometriche e piezometriche eseguite all'interno del canale principale (da Pellegrino et al., 2004a)

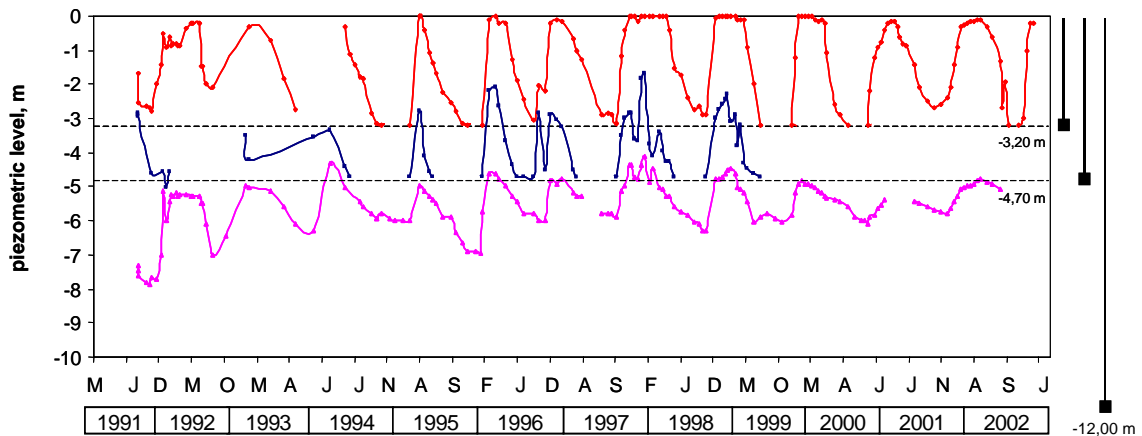
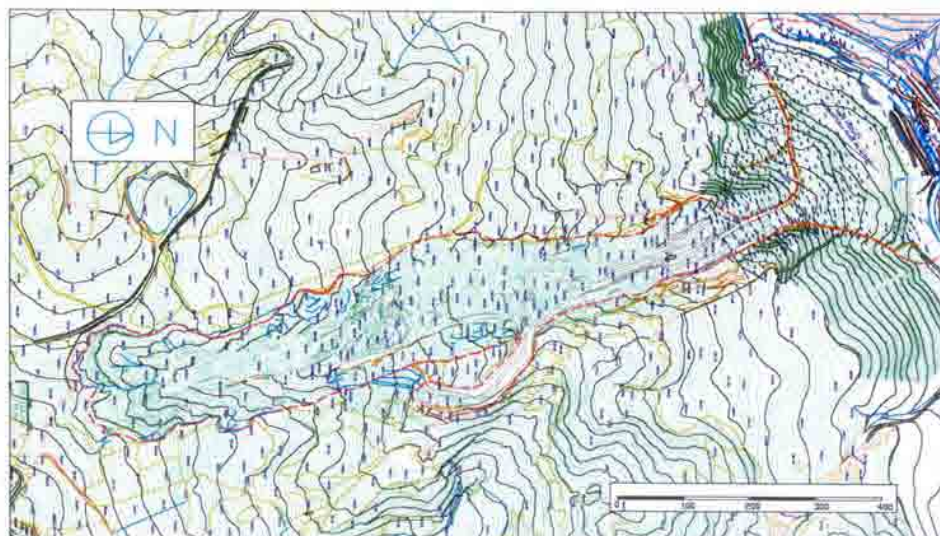


Fig. 3.54. Acqua di Luca: misure piezometriche eseguite a tre differenti profondità (da Pellegrino et al., 2004a)



a)



b)

Fig. 3.55. Covatta: a) foto; b) planimetria (da Esposito Acanfora, 2001)



Fig. 3.56. Covatta: invaso naturale causato dalla colata. La zona di accumulo è ubicata sul lato destro della foto (da Picarelli e Napoli, 2003)

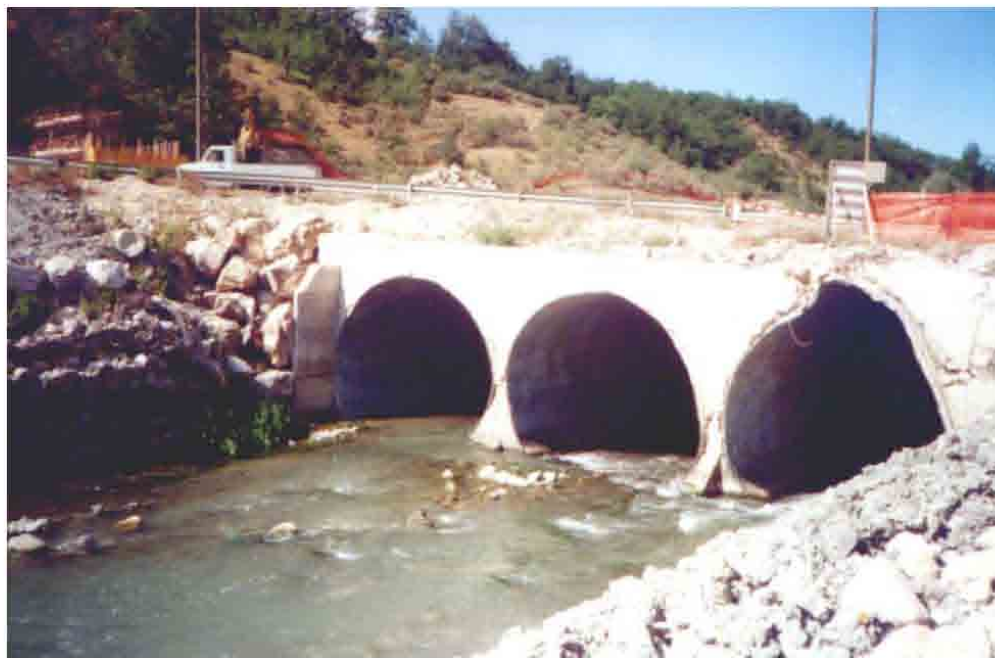


Fig. 3.57. Covatta: tubazioni affiancate realizzate per agevolare il deflusso delle acque (da Esposito Acanfora, 2001)



a)



b)

Fig. 3.58. Lama del Gallo: a) foto (da Picarelli e Napoli, 2003); b) planimetria (da Picarelli, 2001)

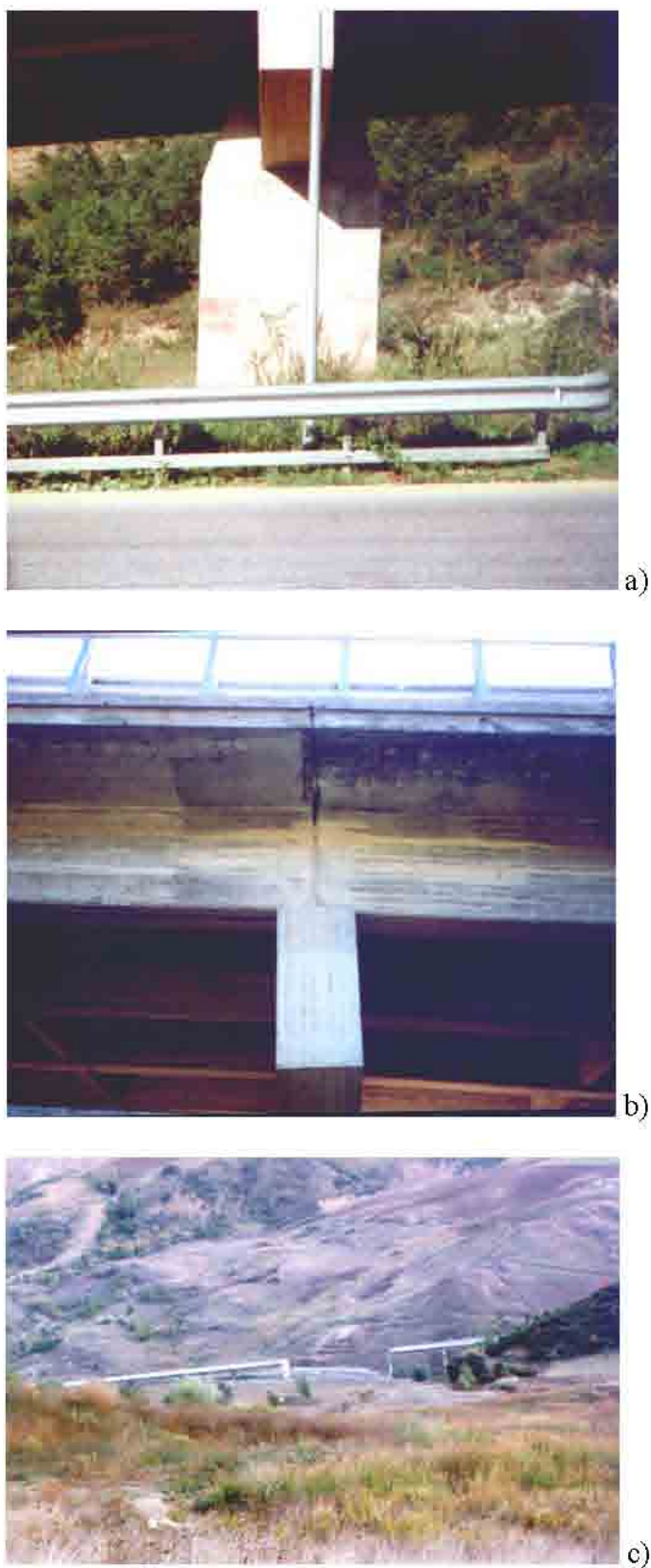


Fig. 3.59. Lama del Gallo: a) pila deformata del viadotto della SS 647; b) apertura di un giunto del viadotto; c) viadotto della SS 647 dopo la demolizione dei tratti pericolanti (da Esposito Acanfora, 2001)

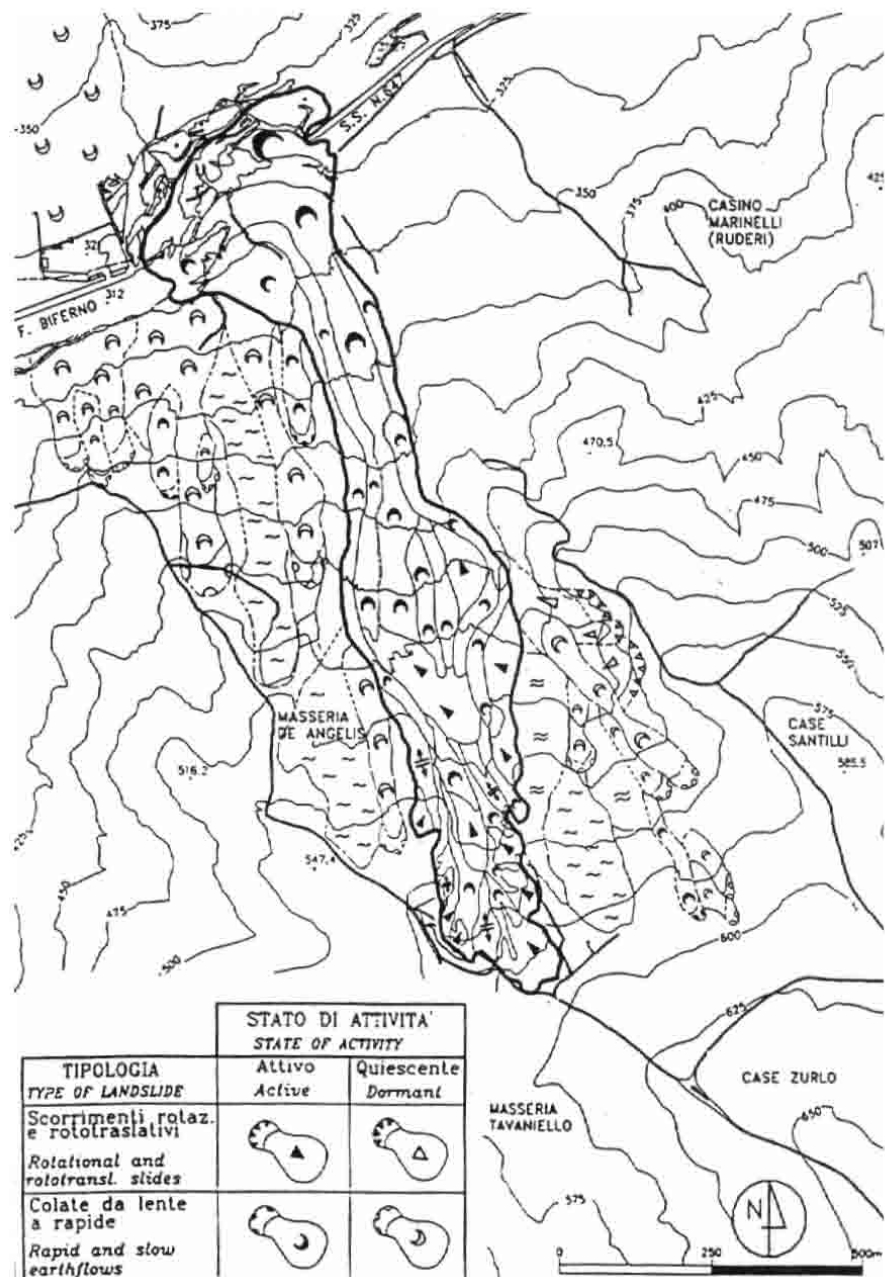
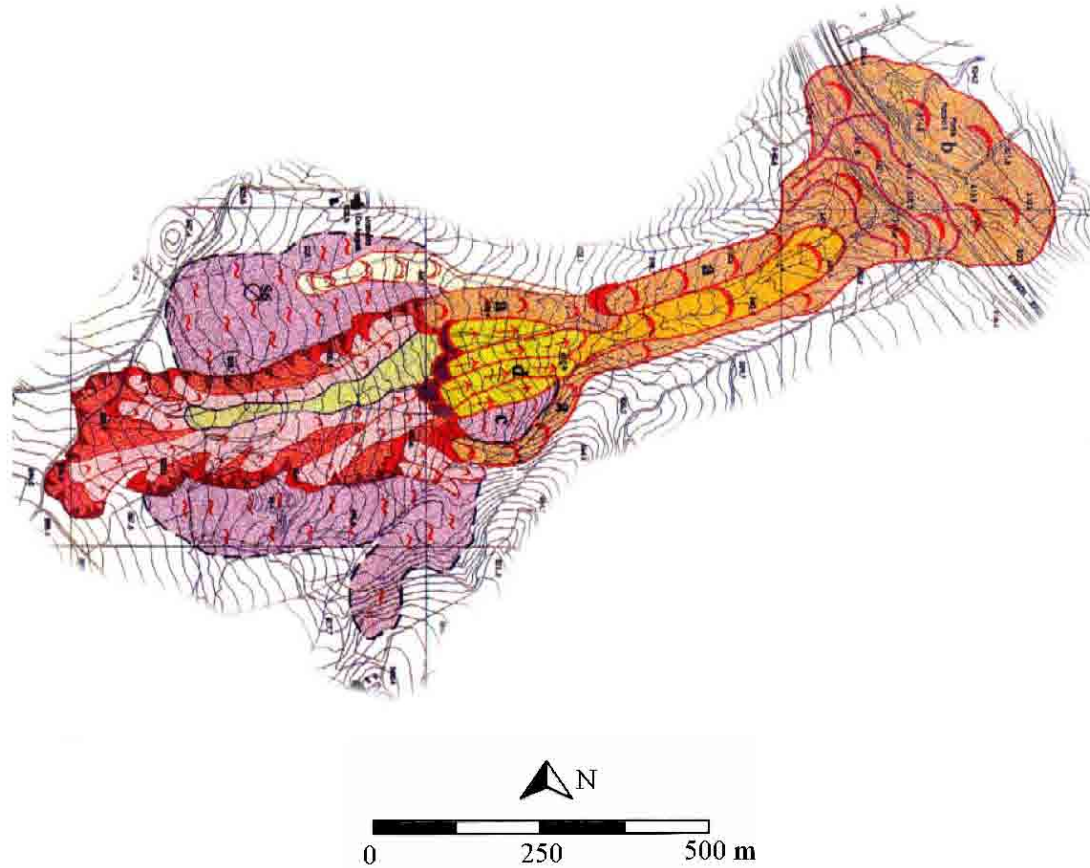


Fig. 3.60. Covatta: caratteri morfologici della colata (da Corbi et al., 1996)



LEGENDA





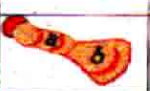



	ZONA DI ALIMENTAZIONE in testata e lungo i fianchi per scorrimenti-colate superficiali (profondità < 10 m) e scorrimenti profondi (profondità > di 10 m)
	ZONA DI FLUSSO INTERMEDIA con trasferimento lungo valle, lungo i fianchi della frana del materiale rimaneggiato omogeneizzato
	ZONA DI TRASLAZIONE INTERMEDIA , <i>roto-traslational earthslides</i> multipli e successivi, con superficie di slittamento composta, con profondità presunta superiore a 15 m, in disarticolazione progressiva verso valle
	ZONA DI ALIMENTAZIONE, DI TRANSITO E DI ACCUMULO CENTRALE composta da <i>earthslide-earthflows</i> multipli anastomizzati e sovrapposti a partire dal margine inferiore dei "blocchi" centrali (c) probabile superficie di scorrimento più profonda testimonianza delle variazioni di pendenza basale (d)
	ZONA DI FLUSSO (a) E DI ACCUMULO TERMINALE rimobilizzato per incremento di carico (sovrapposto ed aggiunto) da parte del materiale proveniente da monte
	ZONA DI ALIMENTAZIONE PRE-PAROSSISTICA , fasce di substrato limitate da lineamenti strutturali con evidenze di deformazioni globali e fratture di trazione
	Colata laterale
	Sondaggio S6

Fig. 3.61. Covatta: zonazione del sistema franoso dopo la fase di riattivazione del Maggio del 1997 (da Guida et al., 1996)

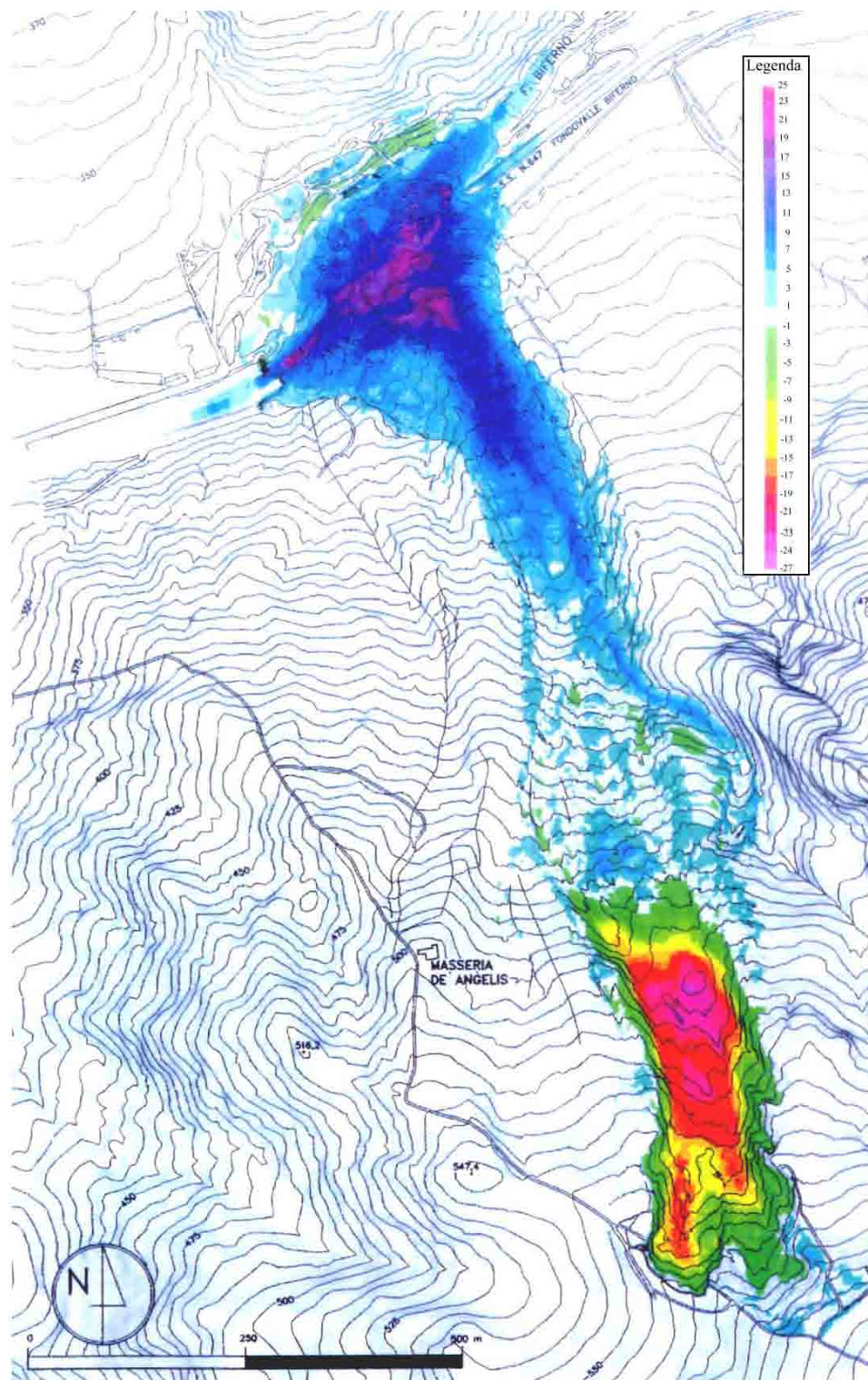


Fig. 3.62. Carta delle isopache di Covatta: vista del 25/4/1996

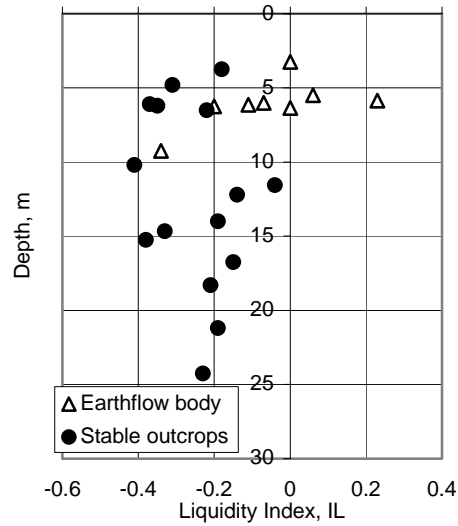


Fig. 3.63. Covatta: Indice di Liquidità delle argilliti appartenenti al corpo di colata e alla formazione in sede (da Picarelli e Napoli, 2003)

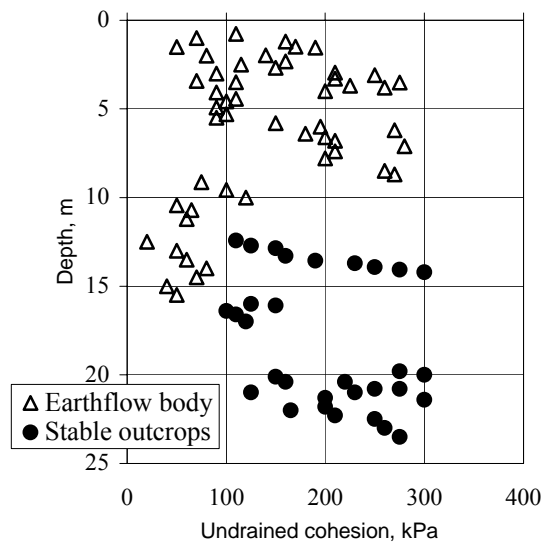


Fig. 3.64. Covatta: coesione non drenata, misurata con il penetrometro tascabile, delle argilliti appartenenti al corpo di colata e alla formazione in sede (da Picarelli e Napoli, 2003)

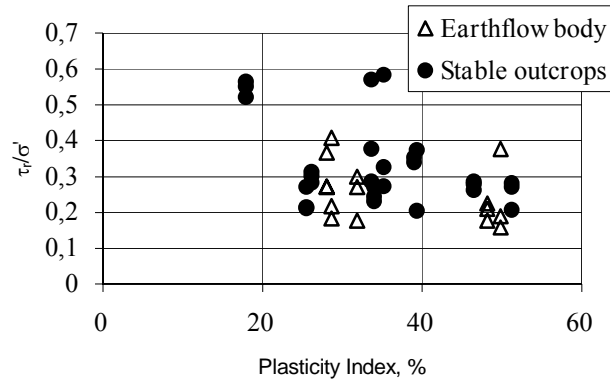


Fig. 3.65. Covatta: angolo residuo d'attrito delle argilliti appartenenti al corpo di colata e alla formazione in sede (da Picarelli e Napoli, 2003)

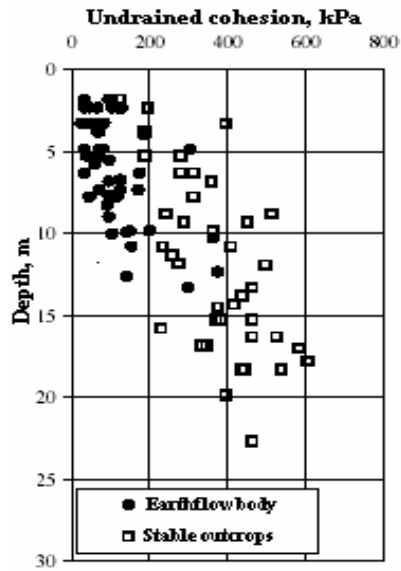


Fig. 3.66. Lama del Gallo: coesione non drenata delle argilliti appartenenti al corpo di colata e alla formazione in sede, misurata con il penetrometro tascabile (da Picarelli e Napoli, 2003)



Fig. 3.67. Ubicazione della stazione di rilevamento di Castropignano

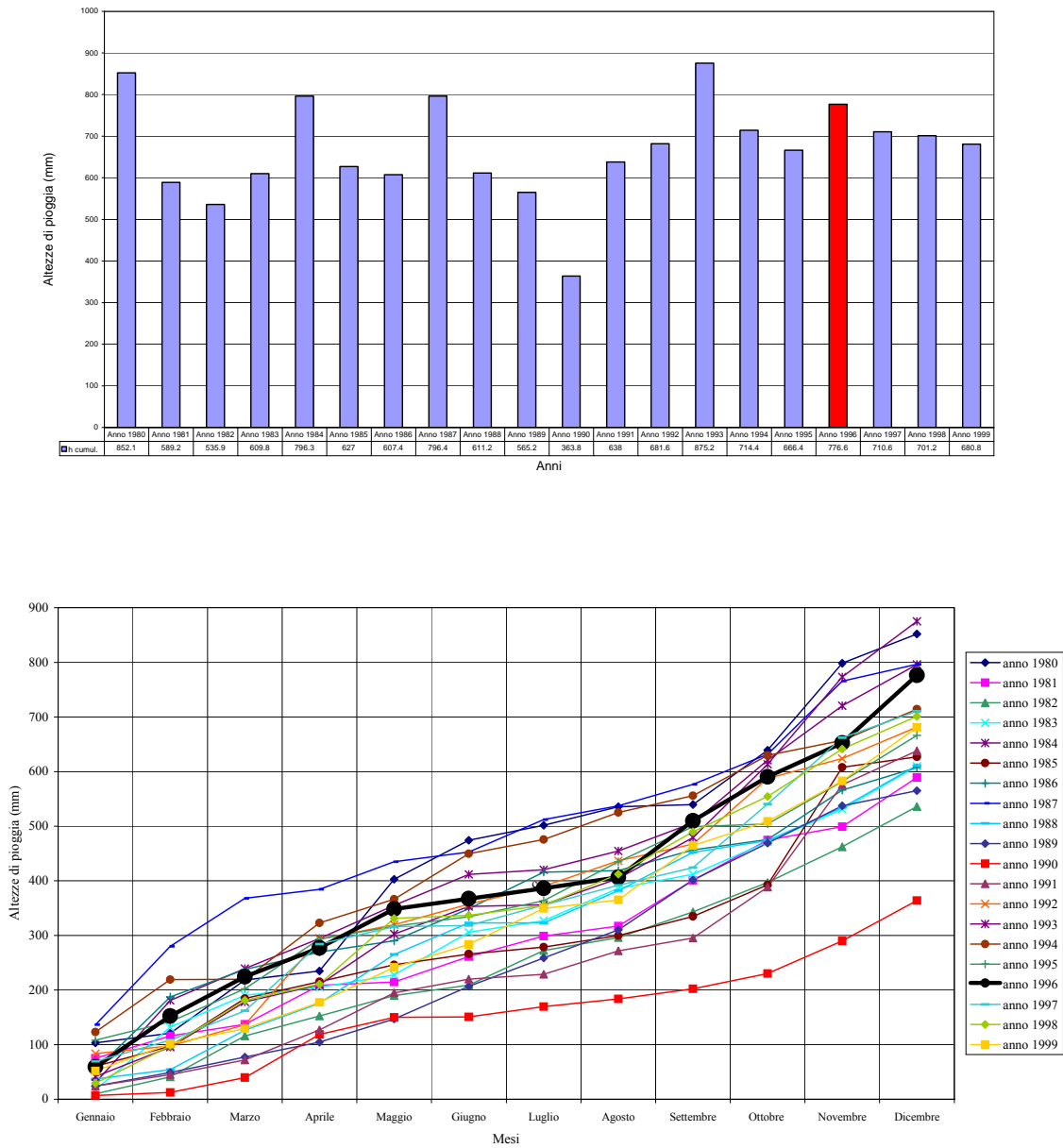


Fig. 3.68. Altezze di pioggia cumulate annuali, registrate presso la stazione di Castropignano (da Esposito Acanfora, 2001)

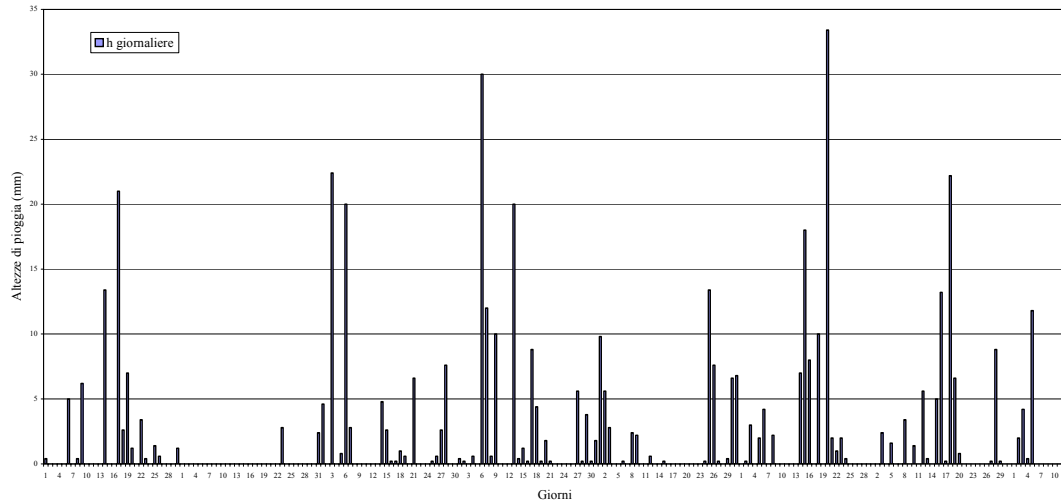


Fig. 3.69. Altezze di pioggia giornaliere dal 1° Settembre 1995 al 12 Aprile 1996, registrate presso la stazione di Castropignano (da Esposito Acanfora, 2001)

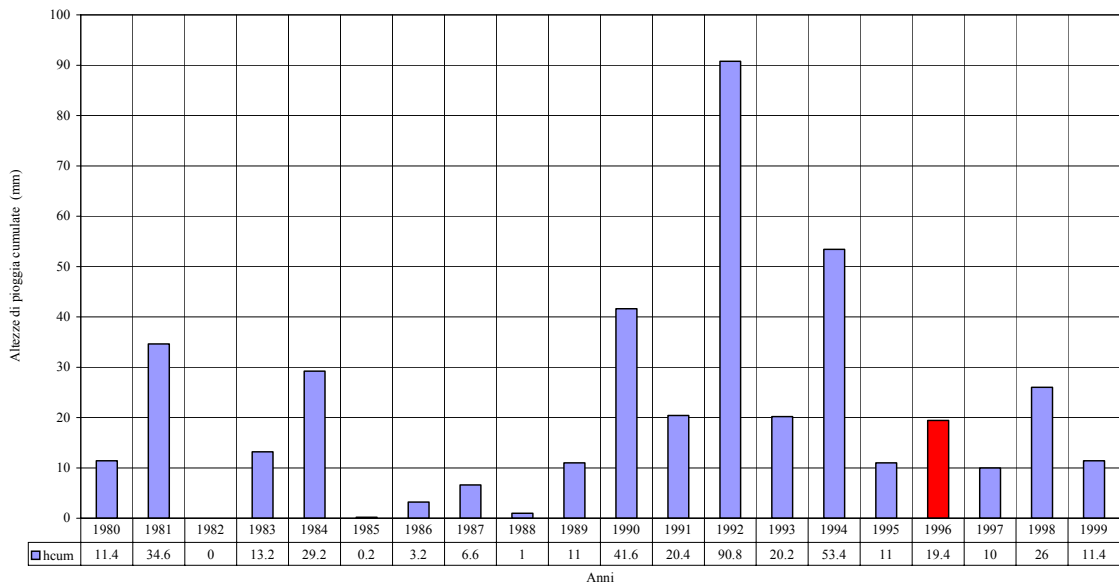


Fig. 3.70. Altezze di pioggia cumulate nei primi 12 giorni del mese di Aprile dal 1980 al 1999, registrate presso la stazione di Castropignano (da Esposito Acanfora, 2001)

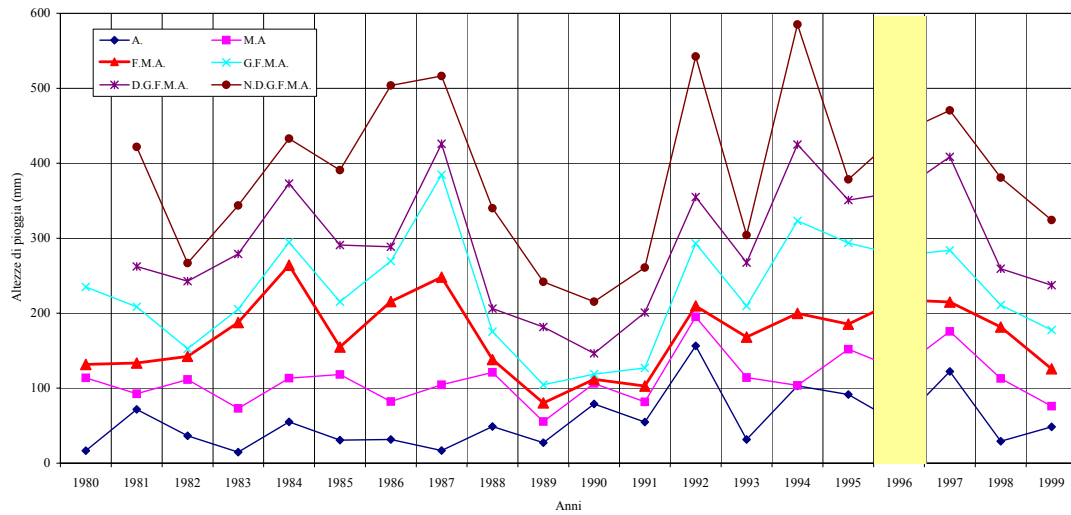


Fig. 3.71. Altezze di pioggia cumulate in periodi variabili precedenti il mese di Aprile dal 1980 al 12 Aprile 1999, registrate presso la stazione di Castropignano (da Esposito Acanfora, 2001)

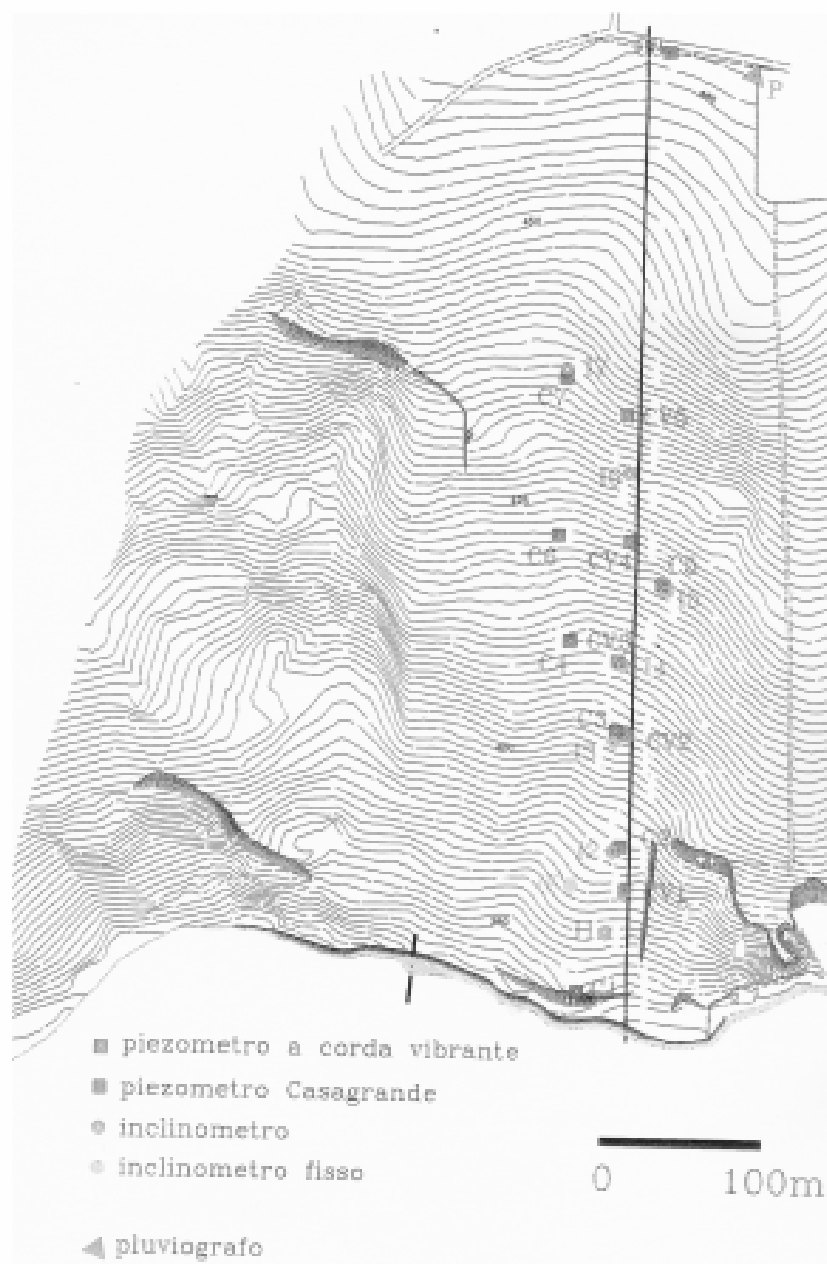


Fig. 3.72. Torrente Miscano: strumentazione ed ubicazione della condotta (da Picarelli et al., 1999)

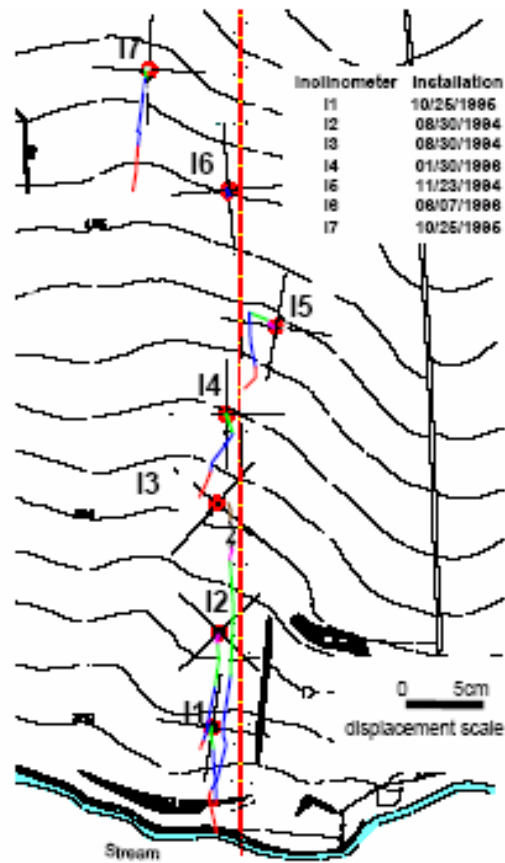


Fig. 3.73. Torrente Miscano: spostamenti superficiali (da Picarelli et al., 1999)

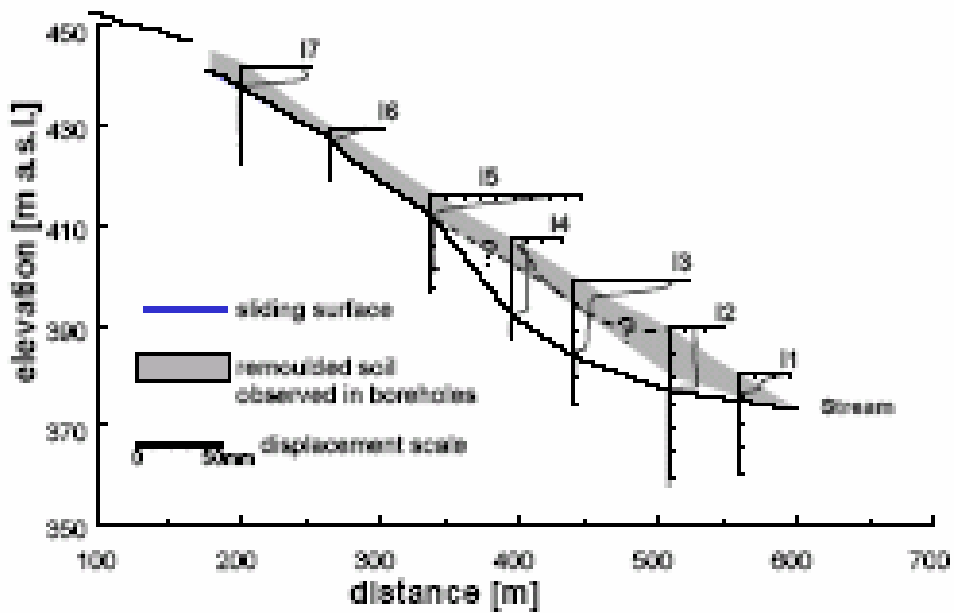


Fig. 3.74. Torrente Miscano: corpo di colata individuato dalle misure inclinometriche eseguite tra Luglio del 1996 ed Agosto del 1997 (da Picarelli et al., 1999)

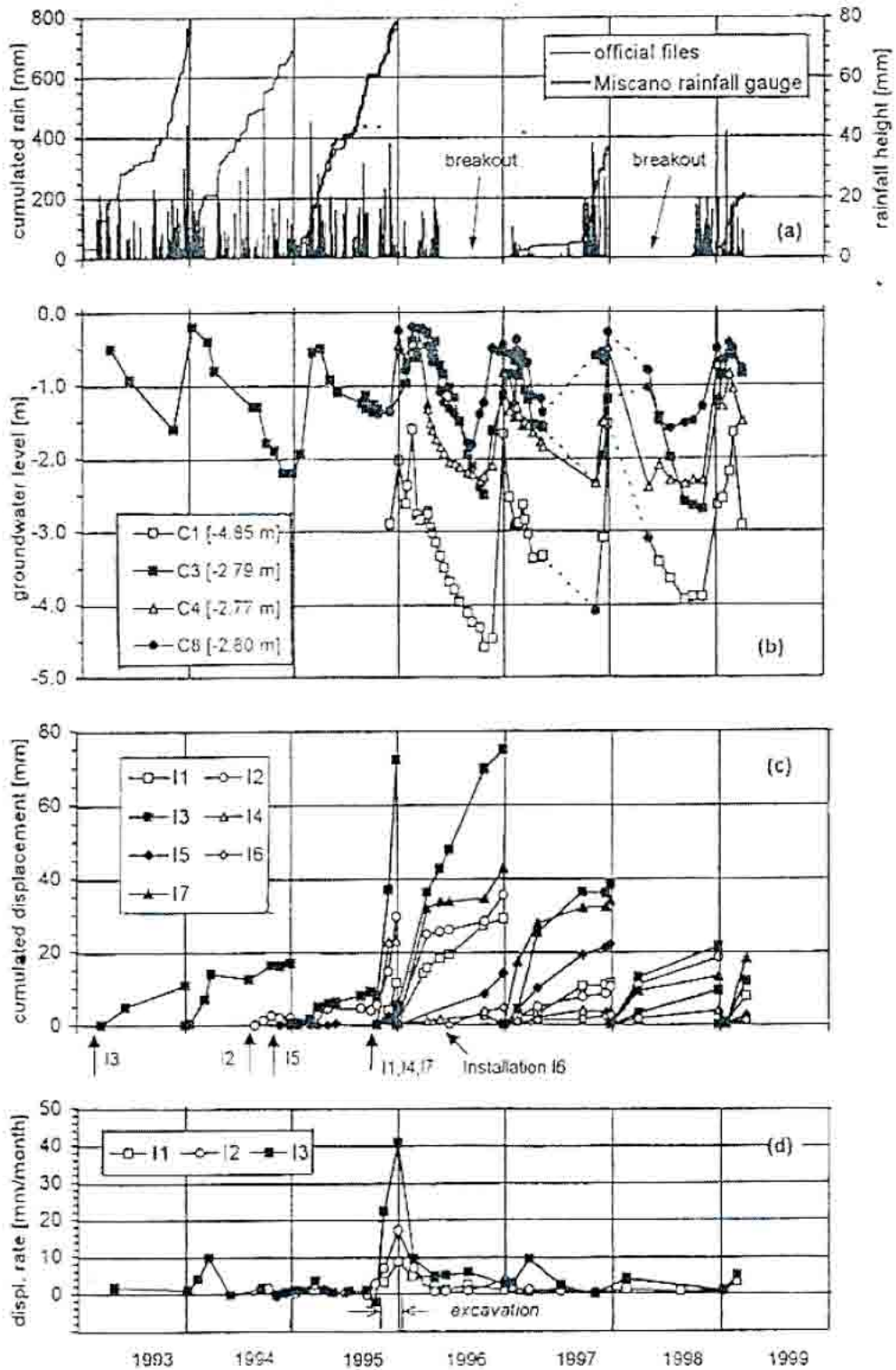


Fig. 3.75. Torrente Miscano: a) piogge; b) pressioni neutre all'interno del corpo di colata; c) spostamenti superficiali accumulati; d) valori rappresentativi delle velocità di spostamento (da Picarelli et al., 1999)

4. PROPRIETÀ DEI TERRENI DELLA COLATA DI MASSERIA MARINO (PZ)

4.1 PREMESSA

Nel presente capitolo vengono illustrati e commentati i risultati delle prove eseguite sui terreni provenienti dal sito di Masseria Marino (PZ).

La formazione è caratterizzata da banchi argillitici molto consistenti con intercalazioni di calcari marnosi e calcareniti in blocchi ed in strati, generalmente deformati, di spessore inferiore ai 30 cm. La frazione fina è composta da argilliti a scaglie di colore variabile.

L'eterogeneità dei terreni e le difficoltà connesse alla preparazione dei provini in laboratorio hanno reso necessario il prelievo diretto di un elevato numero di campioni da pozzi. Due di questi sono stati realizzati in occasione di una campagna di prelievo effettuata nel Gennaio del 2003, mentre il terzo è stato eseguito nel Novembre del 2003 (fig. 4.1).

Ciò ha consentito l'osservazione diretta dei terreni, nonché costi contenuti. Inoltre, per il modesto spessore della colata (3-5 m), è stato possibile prelevare campioni anche dalla zona di taglio e dalla formazione di base al di sotto del corpo colata (fig. 4.2).

Alla luce dei dati raccolti sono stati rielaborati e reinterpretati i risultati ottenuti da Guerriero (1995) su terreni provenienti dallo stesso sito.

4.2 CARATTERISTICHE GENERALI

4.2.1 Macro e mesostruttura

I terreni della formazione di base sono descrivibili come argilliti tettonizzate, costituite da piccole scaglie consistenti di argilla, separate da fessure; ad una scala maggiore il terreno è attraversato da discontinuità di taglio di ordine gerarchico superiore, anch'esse dovute ad azioni tettoniche e a fenomeni deformativi di versante. La fig. 4.3 mostra una schematica rappresentazione della mesostruttura, costituita da superfici di taglio principali ("major shears") e secondarie ("minor shears"), queste ultime rappresentate dalle fessure.

Le scaglie sono costituite da aggregati di particelle di argilla, talvolta debolmente cementate e hanno dimensioni da millimetriche a centimetriche. Dispersi all'interno della formazione si rinvengono elementi lapidei sotto forma di strati distorti, blocchi o frammenti.

Il corpo di colata è caratterizzato da un arrangiamento strutturale completamente differente, a causa dei fenomeni deformativi e di ammorbidimento ("softening") indotti dai movimenti. Skempton et al. (1969) e Brunsden (1984) mostrano che le argilliti coinvolte in feno-

meni di colata sono costituite da frammenti molto consistenti ed intatti della formazione di base (“litorelitti”) immersi in una matrice destrutturata, di consistenza minore, prodotta dall’ammorbidimento delle argilliti. Tale struttura è tipica anche delle colate italiane, che presentano generalmente anche inclusioni lapidee.

Vallejo (1989) classifica la struttura dei terreni di colata in base alle percentuali occupate dalla matrice argillosa e dai litorelitti. Così facendo l’Autore distingue tre differenti configurazioni strutturali: “grain supported fabric”, “grain-matrix supported fabric”, “matrix supported fabric” (fig. 2.18). Tali configurazioni sono funzione del grado di disgregazione del terreno. Picarelli et al. (1998) sottolineano che la struttura dei terreni di colata dipende da fenomeni quali la destrutturazione ed il “softening” causati dal rilascio tensionale che si manifesta sia prima che dopo la rottura. Per le argilliti di origine marina il “softening” potrebbe essere favorito dall’infiltrazione di acqua piovana che apporterebbe un cambiamento delle caratteristiche del liquido interstiziale naturale. Botts (1986) descrive gli effetti del rilascio tensionale sulle argilliti fessurate del South-Dakota: lo scarico tensionale produce l’apertura delle fessure, dando vita ad un processo di ammorbidimento che ha inizio lungo le pareti delle fessure stesse e si propaga all’interno della matrice (fig. 4.4).

In fig. 4.5 è riportata una schematica rappresentazione del materiale di colata: la matrice argillosa ammorbidita include litorelitti e piccoli frammenti lapidei; inoltre il terreno è attraversato da superfici di taglio e fratture aperte.

Alla base del corpo di frana è presente una zona di taglio, avente spessore fino ad 1 m, costituita da materiale ammorbidito di consistenza inferiore rispetto al corpo di colata sovrastante, a causa di processi di degradazione meccanica ancora più intensi, favoriti dalle deformazioni da taglio che si sviluppano alla base della colata (fig. 4.6).

Seguendo la schematizzazione di Vallejo (1989), la struttura della zona di taglio potrebbe essere del tipo “matrix supported fabric”. Una o più superfici di scorrimento (“major shears”) sono sempre presenti all’interno del materiale, mentre il quadro fessurativo (“minor shears”) è molto meno evidente, per lo meno ad occhio nudo.

4.2.2 Microstruttura

La microstruttura del corpo di frana e della zona di taglio è stata studiata mediante indagini con microscopio a scansione elettronica (S.E.M.) eseguite presso l’I.G.A.G. del C.N.R. di Roma ed il D.I.C.M.M.P.M. dell’Università di Roma “La Sapienza”, sotto la guida del Prof. Sciotti e dell’ Ing. Tommasi.

Nelle analisi S.E.M. il principale segnale utilizzato per la formazione dell'immagine è rappresentato dall'emissione di elettroni secondari da parte di un campione metallico colpito da un fascio di elettroni ad alta energia. I campioni non metallici, privi di conducibilità elettrica, possono ugualmente essere osservati al microscopio a scansione, purché precedentemente rivestiti con un sottilissimo conduttore, mediante un'operazione, detta "metallizzazione", che consiste nel depositare, o per evaporazione sotto vuoto o con la tecnica detta di "sputtering", un materiale metallico (in genere oro o grafite) sulla superficie non metallica. Il segnale elettrico prodotto dal rilevatore, opportunamente amplificato, modula l'intensità del pennello di un tubo a raggi catodici, in sincronismo col movimento del pennello elettronico eccitante. La luminosità dei punti sullo schermo televisivo è proporzionale all'intensità del flusso di elettroni secondari. Si crea così un'immagine elettronica che rappresenta fedelmente la superficie del campione. Il microscopio a scansione è dotato di un'elevata profondità di campo. Essa è indicativamente dell'ordine di 0,4 mm a 100 ingrandimenti e di 40 micron a 10.000 ingrandimenti.

I campioni sono stati essiccati all'aria per circa un mese, e mantenuti in stufa nei giorni immediatamente precedenti la prova. I provini sono stati suddivisi in piccoli elementi cilindrici (dimensioni medie: 10x10 mm di base, 2 mm di altezza). Prima di essere sottoposti all'osservazione del microscopio elettronico, sono stati posti sotto vuoto spinto per eliminare ogni residuo di umidità, per poi essere metallizzati.

I provini della zona di taglio (figg. 4.7a,b,c) presentano un isorientamento diffuso piuttosto evidente delle particelle. In alcuni casi è stato possibile individuare elementi di dimensioni relativamente elevate e più compatti della matrice argillosa circostante (litorelitti), che determinano un disturbo all'interno del sistema di particelle isorientate (Allegato A).

In colata (figg. 4.8a,b) gli aggregati di particelle sono disposti generalmente in maniera più caotica che nella zona di taglio e risultano separati da fessure che sono dei macropori. In tale struttura caotica, si osservano di tanto in tanto pacchetti argillosi isorientati lungo superfici lisce, che, con tutta probabilità, rappresentano superfici di taglio secondarie.

4.3 PROPRIETÀ INDICE E DI STATO

Le proprietà indice presentano valori che non sembrano dipendere tanto dalla zona di prelievo. Le differenze riscontrate rientrano, infatti, nella normale variabilità delle formazioni in-

teressate, presentando un valore medio del limite liquido $W_L = 0.51$, e del limite plastico $W_P = 0.23$. L'inserimento di tali valori nella Carta di Plasticità di Casagrande consente di definire tali terreni come argille inorganiche di media-alta plasticità (fig. 4.9).

I dati di Guerriero (1995) mostrano che le caratteristiche di plasticità non sono particolarmente influenzate dai fenomeni di alterazione fisico-meccanica associati ai movimenti (fig. 4.10), ma indicano valori mediamente più elevati di quelli ottenuti nella presente Tesi.

La composizione granulometrica è stata ottenuta seguendo le norme ASTM. La procedura proposta prevede che inizialmente si esegua una fase di stacciatura per separare i granelli di dimensioni superiori a 0.7 mm: di tale frazione si ricava la distribuzione granulometrica, seguendo le procedure tipiche dei terreni a “grana grossa”. La frazione rimanente è invece sottoposta alla prova granulometrica per “sedimentazione”. Allo scopo di ridurre la presenza di aggregati, in una fase preparatoria il terreno viene messo in un agitatore in presenza di un antiflocculante (metasilicato di sodio).

I fusi granulometrici ottenuti mostrano che la zona di taglio presenta una percentuale di argilla leggermente superiore, mentre il corpo di frana è più eterogeneo e costituito da una percentuale di argilla un po' minore (figg. 4.11a,b,c). Per il resto non si riscontrano differenze sostanziali per le diverse zone di provenienza, d'accordo con i risultati di Guerriero (1995), mostrati in fig. 4.12.

In tab. 4-I sono riportati i valori medi di contenuto d'acqua, distinti in funzione della zona di prelievo. In una serie di analisi separate, descritte successivamente, si è misurato il limite inferiore del contenuto d'acqua della matrice ottenute eliminando dal campione i litorelitti. Il numero piuttosto elevato di dati permette di ritenere rappresentativi i valori medi ottenuti.

Rispetto alle proprietà indice, le proprietà di stato sono molto più influenzate dal punto di prelievo. I valori di contenuto d'acqua ne rappresentano un evidente riscontro. La resistenza misurata direttamente in sito con penetrometro tascabile ha un valore medio di 129 kPa all'interno del corpo di frana, di 88 kPa nella zona di taglio e di 281 kPa nella formazione di base (tab. 4-I). Riprendendo la “classifica di cantiere delle terre” dell'AG.I. (1977), tali risultati consentono di definire il corpo di frana come un terreno “consistente”, la zona di taglio come un terreno “moderatamente consistente”, e la formazione in sede come un terreno “molto consistente”.

Tali risultati sono in sostanziale accordo con quelli di Guerriero (1995), che rileva un minimo di consistenza nel passaggio dal corpo di frana alla zona di taglio (fig. 3.12), cui corrisponde un picco nel valore di contenuto d'acqua. Una conferma di tale caratteristica è fornita

dalle misure del contenuto d'acqua effettuate in laboratorio: la zona di taglio presenta un valore medio w_0 maggiore sia rispetto al corpo di frana che alla formazione in sede. Ciò potrebbe essere attribuito alle variazioni tensionali, sia deviatoriche che sferiche, che avvengono nella zona di taglio durante la mobilitazione della colata (Urciuoli, 2002), oppure a fenomeni di dilatazione connessi alle grandi deformazioni di taglio indotte dai movimenti.

	contenuto d'acqua				porosità			penetrometro tascabile		
	w_{med} GLOBALE	w_{med} MATRICE	n° dati	s	n_{med}^*	n° dati	s	$p \cdot p_{med}$ [kPa]	n° dati	s [kPa]
Corpo di colata	0.18	0.23	16	0.03	0.37	17	0.07	129	16	1.63
Zona di taglio	0.22	0.25	25	0.03	0.40	25	0.07	88	16	1.87
Formazione in sede	0.15	-	10	0.01	0.29	11	0.08	281	16	14.57

Tab. 4-I. Contenuto naturale d'acqua, porosità e resistenza misurata col penetrometro tascabile: valore medio, numero di determinazioni e scarto quadratico medio (* il peso specifico γ_s , misurato con picnometro, è pari a 27.5 kN/m^3).

La presenza e le dimensioni dei litorelitti rappresenta un'importante caratteristica delle colate. Come mostra la fig. 4.13, i litorelitti possono presentare dimensioni che vanno da pochi millimetri ad alcuni centimetri.

In fig. 4.14 sono riportate le misure di contenuto d'acqua eseguite su campioni provenienti da due colate in Inghilterra e dai quattro siti della Valle del Basento, descritti nel precedente capitolo (Picarelli, 1993). Hutchinson (1988) ritiene che i parametri di stato riferiti ad un campione visto nella sua "globalità" siano notevolmente differenti da quelli attribuibili alla matrice limo-argillosa ammorbidita, che circonda i litorelitti. Quest'ultima, a sua volta, può contenere o meno litorelitti di minori dimensioni: nel primo caso si parla di matrice generale ("general matrix"), nel secondo di matrice reale ("true matrix"). Picarelli (1993) sottolinea che il contenuto d'acqua della "true matrix" può essere molto maggiore del contenuto d'acqua globale, come mostra la fig. 4.14.

Nell'ambito della presente Tesi sono state effettuate numerose misure dei contenuti d'acqua in linea con le considerazioni precedenti. Innanzitutto, i litorelitti aventi diametro medio superiore a 2 mm sono stati separati dalla matrice. Tale operazione è stata eseguita in un ambiente a temperatura ed umidità controllate, onde evitare eccessive perdite di contenuto d'acqua dovute alla non breve durata dell'operazione. Il contenuto d'acqua di tali litorelitti è stato valutato a parte.

Il volume di terreno privato dei litorelitti di dimensioni maggiori, è stato quindi essiccato, pesato (per ricavare il contenuto d'acqua dell'intero campione) e fatto passare attraverso uno

staccio di 0.4 mm, in presenza di un getto d'acqua, allo scopo di separare la parte più fine. La parte rimasta sullo staccio 0.4 mm è stata essiccata in stufa e quindi pesata: attribuendo a questa parte di materiale il contenuto d'acqua precedentemente valutato per i litorelitti di dimensione maggiore di 2 mm, e sottraendo il volume d'acqua contenuto dai litorelitti, è stato possibile ottenere una stima del contenuto d'acqua della "matrice generale". Ovviamente tale valore, certamente affetto da errori connessi alle difficoltà sperimentali, è da ritenersi inferiore a quello della "matrice reale". Già comunque dai confronti effettuati tra "matrice generale" e campione intero si notano interessanti differenze sia per il corpo di colata che per la zona di taglio (tab 4-I): il contenuto d'acqua della matrice generale è più grande di quello del campione intero di circa il 25% nel primo caso e di circa il 14% nel secondo. Tali differenze sono chiaramente da imputare ad una percentuale maggiore di litorelitti presenti nel corpo di colata.

La coesistenza di una matrice argillosa più o meno destrutturata e di elementi integri della formazione in sede determina una notevole variabilità dei parametri di stato "globale" del terreno: se da un lato i litorelitti presentano una porosità probabilmente molto prossima a quella della formazione in sede, dall'altro la matrice ammorbidita limo-argillosa è caratterizzata da una tessitura più aperta, causata dal forte rimaneggiamento, e quindi da una maggiore porosità. Il valore della porosità dell'intero elemento di volume è, pertanto, influenzato dalle percentuali in cui si presentano tali "fasi" (Guerriero, 1995).

4.4 STATO TENSIONALE EFFICACE MEDIO IN SITO

Per stimare il grado di preconsolidazione dei terreni è necessario conoscere lo stato tensionale efficace. Nel caso in esame, appare molto interessante ricavare il grado di preconsolidazione dei terreni costituenti la zona di taglio.

Per avere indicazioni sullo stato tensionale medio agente in sito sono state effettuate misure di suzione in cella triassiale, nell'ipotesi che questa coincida con la tensione efficace media agente in sito.

Tale metodologia consiste nella misura delle sovrappressioni neutre indotte nel provino a seguito dell'applicazione, in condizioni non drenate, di incrementi successivi della pressione di cella (Bishop et al., 1975). Tali dati vengono quindi messi su un piano cartesiano avente per ascissa la pressione di cella e per ordinata la pressione interstiziale misurata. Se il provino è saturo, la curva interpolante i dati è una retta avente coefficiente angolare unitario ed intersezione negativa con l'asse delle ordinate: questa rappresenta la suzione e quindi, approssimativamente, la tensione efficace media in sito.

Sono state effettuate quattro prove su provini di diametro 36 mm ed altezza 72 mm. I dati sperimentali (fig. 4.15a) si allineano su rette aventi coefficienti angolari compresi tra 0.95 e 1.00 ed intersezioni con l'asse delle pressioni neutre comprese tra 40 e 100 kPa, in buon accordo coi risultati di Guerriero (1995), che mostrano una suzione compresa tra 24 e 103 kPa (fig. 4.15b)

Il valore inferiore all'unità del grado di saturazione dei provini non ha permesso un'analoga misurazione su campioni provenienti dal corpo di frana e dalla formazione in sede. Per questi terreni ci si è limitati alla misura della pressione di rigonfiamento, ossia della pressione in corrispondenza della quale il provino rimane in equilibrio senza né rigonfiare né consolidare. La misura viene effettuata applicando i carichi in piccoli incrementi ed osservando il comportamento del provino: se quest'ultimo tende a rigonfiare si applica un ulteriore incremento di carico, fino a quando il provino non resta in equilibrio. Così facendo, si è ottenuta una pressione di rigonfiamento compresa tra 80 e 150 kPa per il corpo di frana e tra 150 e 250 kPa per la formazione in sede.

4.5 PERMEABILITÀ

Una vasta letteratura è dedicata alla conduttività idraulica dei terreni a grana fine. In particolare, dalle indagini effettuate sulle argille marine del Canada (Tavenas et al., 1983; Tavenas et al., 1986) e della Svezia (Jacobson, 1955; Larsson, 1981; Tremblay e Eriksson, 1987) sono scaturite importanti correlazioni tra permeabilità e proprietà indici e di stato, la validità delle quali è stata provata anche per altre formazioni omogenee (Leroueil et al., 1992).

Al contrario, la ricerca scientifica non ha dedicato grande attenzione alla permeabilità di terreni anisotropi o fessurati. Un utile contributo viene dagli studi sulle argilliti a scaglie dell'Alta Valle del Basento (Urciuoli, 1994).

La complessità della struttura pone problematiche di non semplice soluzione, come quelle legate alla presenza di un doppio ordine di porosità, uno costituito dai pori interni alle scaglie integre e l'altro formato dal reticolo di fessure che delimita le scaglie stesse (Federico e Musso, 1990). Nei problemi di interesse pratico si fa riferimento ad un valore equivalente della permeabilità, la cui determinazione non è, però, immediata, a causa della non sempre adeguata rappresentatività dell'elemento di volume rispetto alla formazione. Per questo motivo, quando possibile, si preferisce effettuare prove in sito. Alcuni studi riguardanti l'Italia meridionale sono riportati in Tab. 4-II.

Località	Sperimentazione	k[m/s]	Bibliografia
Trigno	Prove Lugeon	10^{-6}	de Riso (1972)
Camastra	Prove Lugeon	10^{-7}	Radina (1967)
Castel S. Vincenzo	Prove Lugeon	10^{-8}	Vecellio e Croce (1957) Croce (1960)
Apice	Prove Lugeon	$<10^{-8}$	Cascini et al. (1986)
Risalaimi	Prove in piezo- metri	10^{-7}	Jappelli e Valore (1980)
Scanzano	Prove in Perme- metro	10^{-10}	Valore e Tedesco (1988)

Tab 4-II. Permeabilità di alcune argilliti a scaglie dell'Italia Meridionale (da Urciuoli, 1994).

4.5.1 Tecniche sperimentali

La determinazione della permeabilità delle argilliti di Masseria Marino è stata effettuata esclusivamente attraverso prove di laboratorio. Queste sono consistite in prove a carico costante in cella triassiale e in prove a carico variabile in edometro, effettuate su campioni provenienti dalla colata, dalla zona di taglio e dalla formazione di base, oltre che su campioni ricostituiti.

La preparazione del materiale ricostituito ha incluso una fase di essiccamento all'aria, di frantumazione in mortaio e di eliminazione delle particelle di dimensioni superiori a 0.4 mm. Il materiale è stato quindi imbibito di acqua distillata fino a portarlo ad un contenuto naturale d'acqua compreso nell'intervallo 1.0-1.5 w_L . È stato poi inserito in un edometro tipo Rowe (altezza di 12 cm e diametro di 25 cm), dove è stato lasciato consolidare sotto una tensione verticale di 40 kPa. La consolidazione è durata circa un mese. Successivamente, sono stati prelevati i provini per la sperimentazione programmata.

In cella triassiale i provini (di diametro pari a 38 mm ed altezza pari a 30 mm) sono stati soggetti ripetutamente all'alternanza di una fase di consolidazione isotropa (con pressioni di confinamento crescenti fino a 800 kPa) ed una di filtrazione, in presenza di una back pressure di 150 kPa.

La filtrazione è avvenuta sotto un carico idraulico di 50 kPa agente tra le basi del provino. La portata è stata fatta entrare dalla base inferiore del provino sotto una pressione di 200 kPa ed uscire da quella superiore, in modo da consentire l'espulsione di bolle d'aria eventualmente ancora presenti.

In edometro le prove sono state effettuate su provini cilindrici alti 2 cm e con diametro di 7 cm. In ogni prova sono state alternate fasi di consolidazione e prove di permeabilità, realizzate grazie all'imposizione, tramite una buretta graduata, di un carico idraulico, con valore iniziale di 80 cm (≈ 8 kPa). La tensione assiale ha raggiunto il valore massimo di 5 MPa.

Come liquido filtrante è stata utilizzata acqua distillata e deareata, sia per le prove in cella triassiale, che per quelle in edometro. Tenuto conto dei modesti volumi permeanti, l'influenza del liquido di permeabilità sembra trascurabile ai fini dei risultati (Wilkinson, 1969; Tavenas e Leroueil, 1987; Leroueil et al., 1992).

I risultati ottenuti sembrano influenzati dalla tipologia di prova adottata. In fase di commento dei dati, pertanto, si farà distinzione tra le modalità di esecuzione.

4.5.2 Risultati delle prove

Le prove sono state effettuate esclusivamente in laboratorio. Esse sono state messe a confronto con i dati ottenuti da Urciuoli (1994) sullo stesso materiale.

Se da un lato il confronto dei risultati ottenuti sui terreni naturali con quelli relativi ai terreni ricostituiti ha reso possibile valutare l'influenza della mesostruttura (scala di riferimento: centimetri e decimetri), il confronto fra le permeabilità ricavate attraverso prove in laboratorio e quelle ottenute in sito (dati di Urciuoli, 1994) ha consentito di individuare il ruolo della macrostruttura (scala di riferimento: decimetri e metri).

Per valutare l'effetto dell'anisotropia sulla permeabilità, le indagini di laboratorio sui terreni naturali sono state eseguite su provini orientati sia normalmente che parallelamente alla direzione di avanzamento della colata.

I risultati sono stati riportati nel piano semilogaritmico e-logk. Ciò ha permesso di avere come continuo termine di paragone la relazione lineare fra l'indice dei pori ed il logaritmo della permeabilità, proposta da Tavenas et al. (1983) per argille omogenee non strutturate:

$$C_k = \Delta e / \Delta \log k$$

L'indice C_k , rappresentativo della variabilità della permeabilità con l'indice dei pori e quindi con lo stato tensionale, sembra fortemente influenzato dall'indice di plasticità e dalla frazione argillosa. Ciononostante, per le argille omogenee non strutturate esso è riconducibile con buona approssimazione alla porosità iniziale secondo la relazione sperimentale (Tavenas et al., 1983):

$$C_{k0} = 0.5 e_0$$

Le prove rappresentate nei grafici di seguito riportati sono individuate con una sigla, di cui:

- la prima lettera indica se il provino è ricostituito (R), oppure appartiene al corpo di colata (C), alla zona di taglio (T) o alla formazione in sede (S);
- il numero distingue l'ordine progressivo della prova;
- la lettera "v" indica che il provino è stato attraversato da un flusso idraulico diretto normalmente alla direzione di avanzamento della colata;
- la lettera "h" indica che il provino è stato attraversato da un flusso idraulico diretto parallelamente alla direzione di avanzamento della colata;
- il suffisso finale indica il tipo di prova: edometrica a carico variabile ("ed"), oppure triassiale a carico costante ("tx");

Le prove effettuate in laboratorio da Urciuoli (1994), riportate per confronto, sono individuate da una sigla, fatta seguire dal suffisso "urc", in cui:

- la prima lettera "A" indica il sito di Masseria Marino;
- la seconda lettera indica se il provino è ricostituito ("R"), appartiene al corpo di colata (lettera "c") o alla zona di taglio ("t");
- il numero distingue l'ordine progressivo della prova
- il successivo suffisso indica il tipo di prova: edometrica a carico variabile ("ed"), oppure triassiale a carico costante ("tx").

4.5.3 Terreno ricostituito

Prove in cella triassiale

Il terreno è stato ricostituito ad un indice dei vuoti compreso tra 0.86 e 0.90 ($e_{0med} = 0.88$). I risultati delle prove forniscono una permeabilità $k = 4.00 \cdot 10^{-12} \text{ m/s} \div 1.80 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ (fig. 4.16) e sono in buon accordo con quelli ricavati da Urciuoli (1994), rivelando l'esistenza di una buona correlazione fra l'indice dei pori e la permeabilità lineare nel piano semilogaritmico: per questo motivo è utile fare riferimento alla pendenza C_k della relazione tra l'indice dei vuoti "e" ed il logaritmo della permeabilità "k". Il valore ricavato di C_k è pari a 0.29 (più piccolo del valore empirico $C_{k0} = 0.5 e_{0med} = 0.44$).

Prove in edometro

Si osserva ancora una volta una relazione lineare nel piano $e\text{-log}k$, da cui è ricavabile un valore di $C_k = 0.24$ (Fig. 4.16).

A parità di indice dei pori, dalle prove in edometro si ottengono valori di k sempre maggiori rispetto al triassiale (questo dato è riscontrabile anche per le prove in edometro effettuate sulle altre zone). Ciò potrebbe essere ricondotto ad una non perfetta aderenza tra il campione e l'anello, che permette un flusso idraulico anche lateralmente al provino. Il minor gradiente idraulico di pressione, oltre tutto decrescente nel corso della prova, con cui sono state effettuate le prove in edometro, potrebbe aver esaltato tale effetto.

4.5.4 Corpo di colata

Prove in cella triassiale

Il corpo di colata presenta permeabilità comprese nell'intervallo $5.75 \cdot 10^{-12} \div 3.36 \cdot 10^{-10}$ m/s, per un intervallo di indice dei pori $0.49 \div 0.55$, corrispondenti a pressioni di cella tra 60 e 750 kPa (fig. 4.17). A parità di indice dei pori, il terreno ricostituito presenta permeabilità inferiori. Ciò può essere interpretato tenendo conto della mesostruttura: è probabile infatti che il fitto reticolo di fessure del terreno naturale favorisca in modo sensibile la circolazione dell'acqua.

I risultati su provini indisturbati sono ben rappresentati da una relazione lineare nel piano $e\text{-log}k$, avente $C_k = 0.04$, decisamente inferiore al valore desunto dalle prove sul ricostituito ($C_k = 0.29$). Anche questo conferma il ruolo giocato dalla mesostruttura: infatti, all'aumentare dello stato tensionale di confinamento (indice dei pori minore), si verifica probabilmente una parziale chiusura delle fessure, che determina una riduzione delle differenze tra terreno indisturbato e ricostituito a parità di indice dei pori. In particolare, per un indice dei pori pari a circa 0.5 ($n = 0.33$), corrispondente ad una pressione di cella di circa 650 kPa, i valori di permeabilità praticamente coincidono. Si può, pertanto, ipotizzare che in corrispondenza di tale pressione, si verifichi una chiusura totale delle fessure.

Indipendentemente dalla direzione di flusso imposta, nel piano semilogaritmico i punti sperimentali relativi ai provini indisturbati si dispongono sulla stessa retta: non è stato pertanto riscontrato un comportamento anisotropo.

Confrontando le prove in laboratorio con quelle in sito (fig. 4.18), queste ultime presentano un intervallo di permeabilità maggiore, compreso fra $1.80 \cdot 10^{-10} \div 2.20 \cdot 10^{-9}$ m/s, probabilmente riconducibile ad una marcata influenza della macrostruttura (i valori sono riportati nel grafico di fig. 4.18 in corrispondenza dell'indice dei pori medio misurato in laboratorio pari a 0.51).

La conoscenza del valore esatto dell'indice dei pori in sito consentirebbe di valutare al meglio il comportamento del terreno e di confrontarlo con quello osservato in laboratorio.

Prove in edometro

In queste prove i terreni presentano una permeabilità compresa nell'intervallo $9.73 \cdot 10^{-12} \div 1.97 \cdot 10^{-9}$ m/s, per un campo di indice dei pori pari a $0.25 \div 0.65$ (fig. 4.19), corrispondente ad una pressione assiale di $86 \div 5034$ kPa.

A parità di indice dei pori, nelle prove in edometro si ottengono valori di k maggiori che nel triassiale (fig. 4.20): in questo caso, l'accordo coi risultati ottenuti da Urciuoli è meno buono. Nel piano e - $\log k$ i dati si dispongono lungo una retta di pendenza media $C_k = 0.17$ (inferiore rispetto al valore rappresentativo del ricostituito), non manifestando, ancora una volta, alcuna anisotropia. Nel campo di indice dei vuoti indagato, la permeabilità della colata assume valori superiori rispetto a quelli ottenuti sul ricostituito.

4.5.5 Zona di taglio

Prove in cella triassiale

I terreni presentano una permeabilità compresa tra $4.13 \cdot 10^{-12}$ m/s e $1.32 \cdot 10^{-10}$ m/s, nell'intervallo di indice dei pori $0.46 \div 0.62$ (fig. 4.21).

I risultati si dispongono nel piano e - $\log k$ lungo due rette, di pendenza $C_k = 0.11$ e 0.16 : tali pendenze sono ancora una volta più piccole di quelle desunte dalle prove sul ricostituito, ma maggiori più del doppio di quelle ricavate dalle prove sul terreno di colata. Ciò è indicativo del fatto che le fessure giocano ancora un ruolo relativamente importante, causando una variabilità della permeabilità maggiore che sul ricostituito, ma meno significativo rispetto a quanto visto per il corpo di frana.

Si registra una minore differenza tra campioni naturali e ricostituiti in corrispondenza di valori inferiori di indice dei pori, probabilmente dovuta ad una minore influenza delle fessure nel terreno naturale ed alla loro chiusura in corrispondenza di una pressione di cella di 600 kPa, per la quale $e = 0.46$ ($n = 0.32$).

È interessante notare come, a parità di indice dei pori, i valori della permeabilità k_h ottenuta imponendo un flusso diretto in direzione parallela alla superficie di scorrimento presente in sito siano sempre maggiori di quelli della permeabilità k_v con flusso diretto in direzione normale alla superficie di scorrimento. Questo è dovuto all'orientazione delle particelle argillose, come peraltro mostrato dalle foto eseguite al S.E.M. (fig. 4.7). Nel campo di porosità indagato, il coefficiente di anisotropia k_h/k_v è compreso nell'intervallo $1.00 \div 3.00$: come visto, esso

varia in maniera significativa con lo stato tensionale, diminuendo all'aumentare della pressione di cella e diventa unitario per un indice dei vuoti $e = 0.46$ ($p'_c = 600$ kPa).

Prove in edometro

I terreni presentano una permeabilità compresa nell'intervallo $6.76 \cdot 10^{-12} \div 9.03 \cdot 10^{-10}$ m/s, per un indice dei pori pari a $0.26 \div 0.70$ (fig. 4.22). Nel piano e-logk i risultati si dispongono lungo rette parallele, di pendenza media $C_k = 0.20$, molto prossima al valore rappresentativo del ricostituito. La permeabilità della zona di taglio è ancora una volta superiore (da circa 2 a 11 volte) rispetto a quella del ricostituito, nel campo di indice dei vuoti indagato. Ciò indicherebbe comunque un'influenza delle fessure, probabilmente quelle di taglio indotte dai movimenti.

Anche le prove in edometro evidenziano un comportamento anisotropo, essendo la permeabilità in direzione parallela alla zona di taglio maggiore di quella in direzione normale (coeff. di anisotropia $k_h/k_v \approx 4$).

A parità di indice dei pori, dalle prove in edometro si ottengono ancora una volta valori di k maggiori rispetto al triassiale (fig. 4.23).

4.5.6 Formazione in sede

Prove in cella triassiale

I terreni presentano una permeabilità compresa nell'intervallo $2.15 \cdot 10^{-10} \div 6.61 \cdot 10^{-11}$ m/s, per un campo di indice dei pori pari a $0.22 \div 0.31$, corrispondente a pressioni di cella comprese tra 200 e 730 kPa.

La relazione e-logk è anche questa volta di tipo lineare, con $C_k = 0.07$, sempre inferiore rispetto al valore rappresentativo del ricostituito (fig. 4.24).

È piuttosto evidente l'assenza di un comportamento anisotropo.

A parità di porosità, la formazione in sede mostra valori di permeabilità sempre maggiori rispetto sia al terreno di colata che alla zona di taglio: l'influenza delle fessure è, pertanto, ancora più forte (fig. 4.25).

Prove in edometro

La permeabilità è compresa nell'intervallo $7.72 \cdot 10^{-12} \div 2.62 \cdot 10^{-10}$ m/s, per valori di indice dei pori compresi tra 0.17 e 0.37.

La relazione e-logk è di tipo lineare, con $C_k = 0.14$, sempre inferiore rispetto al valore del ricostituito, ma maggiore di quello ricavato nel triassiale (fig. 4.26).

Si riscontra un'assenza di anisotropia.

I risultati delle prove in cella triassiale sembrano stavolta più prossimi a quelli ottenuto in edometro (fig. 4.27). Parte dei valori è contenuta nell'intervallo $8.50 \cdot 10^{-11} \div 1.50 \cdot 10^{-9}$ m/s ricavato dalle prove in sito, riportato nel grafico in corrispondenza dell'indice dei pori medio misurato in laboratorio, pari a 0.32.

4.5.7 Interpretazione dei risultati

Un'interpretazione generale di tutti i risultati (riportati in tab. 4-III) è piuttosto complicata a causa di differenti motivi, quali:

- differenti procedure sperimentali adottate (prove in sito ed in laboratorio, dimensione dei volumi esplorati, gradienti idraulici imposti, tipo di liquido utilizzato in sito ed in laboratorio);
- differenti procedure di analisi dei risultati delle prove (in sito ed in laboratorio);
- incertezze sperimentali (indice dei vuoti in sito).

I terreni coinvolti in colata sono costituiti da litorelitti della formazione originaria immersi in una matrice argillosa satura di minore consistenza. La percentuale di litorelitti presenti nell'elemento di volume ed il loro grado di integrità distinguono l'assetto strutturale dei terreni in frana da quello della zona di taglio. Secondo la distinzione proposta da Vallejo (1989), si passa da una struttura in cui i litorelitti, praticamente intatti ed ancora in contatto tra di loro, sono ricoperti da una sottile matrice ammorbidita ("grain supported structure"), ad un'altra in cui i litorelitti sono isolati ed immersi in una matrice molto ammorbidita e destrutturata ("grain-matrix supported structure"). Nel caso in oggetto il corpo di colata presenta una struttura più prossima al primo caso, mentre la zona di taglio presenta una "grain-matrix supported structure".

È probabile che, per interpretare correttamente i risultati delle prove, sia necessario tener conto di tali peculiarità strutturali.

I risultati scaturiti dalle varie prove presentano una caratteristica comune: a parità di indice dei vuoti la permeabilità del terreno naturale è sempre maggiore di quella del ricostituito. Nel caso del terreno ricostituito, il liquido permea un materiale piuttosto omogeneo ed isotropo. Al contrario, nel caso dei terreni naturali, il fluido attraversa un mezzo caratterizzato dalla contemporanea presenza di fessure, di una matrice argillosa e di litorelitti della formazione di base. Pertanto, la permeabilità che ne scaturisce può essere vista come la "permeabilità equivalente" di un sistema in cui ciascun elemento (le fessure, la matrice ed i litorelitti) fornisce il proprio contributo in termini di conducibilità idraulica. Inoltre a tale "permeabilità equivalente" è attribuito un indice dei vuoti equivalente, pari a quello misurato, ma diverso da quello

puntuale (dovuto alle fessure, che possono essere considerate come macropori, alla matrice argillosa o ai litorelitti).

Discontinuità quali fratture e superfici di taglio (principali o secondarie), se aperte, possono influenzare ulteriormente i risultati delle prove, specialmente quelle in sito, che indagano volumi di terreno maggiori. Per le formazioni strutturalmente complesse, tale influenza è stata osservata anche da D'Elia e Palazzo (1994) e da Urciuoli (1994) ed è resa evidente dalle differenze che si ottengono tra prove in sito ed in laboratorio, prove su ricostituito e su campioni naturali. Nel caso in esame, tali differenze sembrano significative per il corpo di frana e per la formazione in sede, mentre risultano minori per la zona di taglio. Un'influenza simile sulla permeabilità, anche se di minor rilievo, potrebbero avere anche i litorelitti presenti nel corpo di frana e nella zona di taglio: infatti, essi potrebbero "forzare" l'acqua a muoversi all'interno della matrice argillosa, che presenta una maggiore porosità (Picarelli et al., 1998).

I differenti valori C_K misurati forniscono un'indiretta indicazione del ruolo giocato dalle discontinuità aperte e dai litorelitti: nel caso dei terreni naturali, si nota, infatti, una maggiore riduzione delle permeabilità al crescere dello stato tensionale di confinamento, che causa una parziale chiusura delle fessure esistenti.

Anche la disposizione delle particelle è in grado di influenzare la permeabilità dei terreni. Infatti il comportamento anisotropo della zona di taglio è riconducibile alla ben definita orientazione delle particelle (fig. 4.7): tale risposta non è stata invece ravvisata nelle prove eseguite sul corpo di frana e sulla formazione in sede.

In letteratura un caso di anisotropia della permeabilità indotta da azioni di taglio è riportata da Dewhurst et al. (1996). Gli Autori, dopo aver effettuato prove di taglio anulare su campioni argillosi, hanno misurato la permeabilità direttamente nello stesso apparecchio: i coefficienti di anisotropia riscontrati si rivelano ancora più alti di quelli ricavati dalle prove in esame (fig. 4.28).

Tuttavia, le prove a carico costante suggeriscono che l'influenza dell'orientazione delle particelle decresce all'aumentare dello stato tensionale di confinamento, che sembra creare modifiche all'assetto strutturale. Tale effetto è risultato inferiore nelle prove a carico variabile eseguite in edometro. Ciò potrebbe dipendere da due fattori:

- differenti stati tensionali;
- possibile esistenza di un flusso idraulico tra il campione e l'anello edometrico.

Quest'ultimo aspetto potrebbe, inoltre, giustificare le differenze riscontrate in laboratorio tra prove in cella triassiale e prove in edometro.

Prove in triassiale				
	p'_c [kPa]	e	k[m/s]	C_k
Ricostituito	60÷700	0.48÷0.94	$4.00 \cdot 10^{-12} \div 1.80 \cdot 10^{-10}$	0.29
Colata	60÷750	0.49÷0.55	$5.75 \cdot 10^{-12} \div 3.36 \cdot 10^{-10}$	0.04
Zona di taglio	60÷800	0.46÷0.62	$4.13 \cdot 10^{-12} \div 1.32 \cdot 10^{-10}$	0.11÷0.16
Sede	200÷730	0.22÷0.31	$2.15 \cdot 10^{-12} \div 6.61 \cdot 10^{-11}$	0.07

Prove in edometro				
	σ'_v [kPa]	e	k[m/s]	C_k
Ricostituito	61÷4655	0.37÷0.77	$5.00 \cdot 10^{-12} \div 2.32 \cdot 10^{-10}$	0.24
Colata	86÷5034	0.25÷0.65	$9.73 \cdot 10^{-12} \div 1.97 \cdot 10^{-9}$	0.17
Zona di taglio	37÷5034	0.26÷0.70	$6.76 \cdot 10^{-12} \div 9.03 \cdot 10^{-10}$	0.20
Sede	86÷5034	0.17÷0.37	$7.72 \cdot 10^{-12} \div 2.62 \cdot 10^{-10}$	0.14

Sito		
	e	k[m/s]
Colata	0.51	$1.80 \cdot 10^{-10} \div 2.20 \cdot 10^{-9}$
Sede	0.32	$8.50 \cdot 10^{-11} \div 1.50 \cdot 10^{-9}$

Tab. 4-III. Risultati generali delle prove di permeabilità.

4.6 COMPRESSIBILITÀ

4.6.1 Terreno ricostituito

Per poter evidenziare il ruolo esercitato dalla struttura sul comportamento del terreno, si è ritenuto necessario confrontare il comportamento di provini indisturbati con quello del materiale ricostituito artificialmente in laboratorio. Le proprietà di quest'ultimo, infatti, sono indipendenti dalle caratteristiche strutturali acquisite dal materiale durante la sua storia geologica: per tale motivo Burland (1990) le definisce "intrinseche".

I risultati delle prove di compressione edometrica sono riportati in fig. 4.29. La massima tensione verticale efficace applicata in tutte le prove edometriche è stata di 5 MPa. Gli incrementi di carico sono stati applicati solo alla fine del processo di consolidazione primario ad intervalli di tempo mai inferiori a 24 ore.

La retta vergine ottenuta ha, nel piano semilogaritmico, pendenza media $C_C = 0.24$, mentre la retta di carico e scarico ha pendenza $C_S = 0.06$.

Nella fig. 4.30 sono riportati i risultati delle tre prove di compressione isotropa. Queste sono state eseguite su provini aventi diametro 36 mm ed altezza 72 mm. Essendo stata sempre applicata una back pressure di 100 kPa e poiché la massima pressione di cella tecnicamente raggiungibile è di 900 kPa, non è stato mai possibile applicare una pressione di cella efficace superiore a 800 kPa. Le curve sono molto ravvicinate e interpolabili con rette aventi equazione:

$$v = 2.29 - 0.103 \ln p' \text{ (retta vergine)}$$

$$v = 1.78 - 0.026 \ln p' \text{ (retta di carico e scarico)}$$

in cui v rappresenta il volume specifico ($v = 1+e$).

4.6.2 Corpo di colata

In fig. 4.31 sono riportate le prove edometriche effettuate sul materiale proveniente dal corpo di frana. Superata la pressione di rigonfiamento, le curve presentano una pendenza gradualmente crescente con lo stato tensionale. La forma delle curve non consente un agevole utilizzo della costruzione di Casagrande per l'individuazione del carico di preconsolidazione: il loro andamento è probabilmente legato ad un fenomeno di progressiva destrutturazione conseguente alla disgregazione dei litorelitti (Picarelli, 1991).

Questo problema è stato discusso da Aversa et al. (1993), che richiamano i risultati ottenuti da Maccarini (1987), in prove di compressione isotropa su terreni cementati artificialmente, composti da sabbia di silice e caolino. In fig. 4.32 i numeri da 1 a 5 indicano provini con porosità iniziale decrescente, mentre le lettere H, M, L indicano rispettivamente un grado di cementazione alto, medio, basso e quindi una decrescente resistenza dei legami interparticellari. La tensione di snervamento aumenta al crescere del grado di cementazione: tale influenza tende a ridursi al decrescere della porosità iniziale. La forma della curva di compressione dipende dall'effetto combinato di porosità iniziale e grado di cementazione.

Aversa et al. (1993) mettono a confronto il comportamento delle argille sensitive del Québec e del Tufo Giallo Napoletano (fig. 4.33). La curva di compressione delle argille sensitive scavalca la curva di compressione vergine ottenuta sul materiale ricostituito, presentando una brusca variazione della pendenza per una tensione verticale (corrispondente alla destrutturazione del materiale) di poco superiore a quella teorica di snervamento. Al contrario, il Tufo Giallo Napoletano, che presenta un indice dei vuoti iniziale relativamente basso ($e_0 = 0.9$), presenta una curva di compressione che si mantiene sempre al di sotto della curva vergine,

senza scavalcarla mai. Gli Autori ritengono, come Maccarini (1987), che in questo caso la tensione di snervamento legata alla porosità sia maggiore della tensione necessaria alla rottura dei legami di cementazione. Per tale motivo gli incrementi di carico applicati tendono a produrre una progressiva destrutturazione del terreno per stati tensionali inferiori alla tensione di snervamento teorica.

E', pertanto, ragionevole pensare che anche per le Argille Varicolori l'andamento delle curve di compressione sia condizionato da fenomeni analoghi. Aversa et al. (1993) lo dimostrano utilizzando i risultati di prove di compressione edometrica eseguite sulle argille di Laviano.

Le curve di compressione edometrica, riportate in fig. 4.31, si mantengono sempre al di sotto della retta vergine e presentano una significativa variazione di inclinazione in corrispondenza di un intervallo di tensioni compreso tra 150 e 200 kPa. Nel piano semilogaritmico, la pendenza C_C in corrispondenza del massimo carico applicato (5 MPa) è pari a 0.18. In fase di scarico la pendenza C_S è pari a 0.04. Entrambi i valori risultano inferiori a quelli ottenuti per il materiale ricostituito.

Analoghe osservazioni possono essere fatte per le prove di compressione isotropa riportate in fig. 4.34. Nel piano semilogaritmico le curve di compressione presentano una pendenza media $C_C = 0.132$ ($\lambda = 0.057$), mentre quelle di carico e scarico un valore $C_S = 0.05$ ($k = 0.022$): i valori sono entrambi inferiori rispetto a quelli ricavati dalle prove su materiale ricostituito. In questo caso, però, i limiti dell'apparecchiatura non hanno consentito di esplorare campi tensionali più elevati. Per la non linearità delle curve di compressione, i valori di λ sono perciò condizionati dallo stato tensionale.

4.6.3 Zona di taglio

I risultati delle prove edometriche mostrano che la curva di compressione si raccorda piuttosto bene con la curva vergine, "piegando" in corrispondenza di una tensione prossima a 100 kPa (fig. 4.35). Anche l'indice di rigonfiamento ($C_S = 0.06$) coincide con quello ottenuto per il materiale ricostituito.

Pertanto, il comportamento dei provini provenienti dalla zona di taglio sembra affine a quello del materiale ricostituito, evidenziando analoghe caratteristiche di compressibilità.

Anche le curve di compressione isotropa (fig. 4.36) presentano pendenze simili a quelle di compressione del materiale ricostituito. Due di esse si raccordano piuttosto bene con la retta vergine, mentre le altre restano un po' al di sotto di essa. Sarebbe stato necessario andare ad

indagare a tensioni più elevate, ma, come già detto in precedenza, per motivi tecnici non è stato possibile superare una pressione efficace di 800 kPa.

I risultati ottenuti sottolineano la minore compressibilità volumetrica del corpo di frana rispetto alla zona di taglio sottostante.

4.6.4 Formazione in sede

Le argille della formazione di base sono caratterizzate da una pressione di rigonfiamento piuttosto elevata (150-250 kPa), superata la quale le curve di compressione edometrica presentano pendenze crescenti, rimanendo sempre al di sotto della curva di normal consolidazione intrinseca, nonostante sia stata raggiunta una tensione verticale efficace di 5 MPa (fig. 4.37). Tale comportamento dipende dall'elevato grado di preconsolidazione del terreno e dall'influenza dei legami interparticellari.

Le pendenze individuate sia in corrispondenza della massima tensione applicata (0.13-0.17) che di scarico ($C_S = 0.04-0.05$) sono minori di quelle del corpo di frana.

4.7 SUPERFICIE DI SNERVAMENTO

Come è noto, in un generico legame tensio-deformativo per “snervamento” si intende il fenomeno che determina il passaggio da un comportamento elastico ad uno elasto-plastico.

Per alcuni terreni naturali lo “snervamento” coincide con l'inizio del fenomeno di destrutturazione. Perciò la “superficie di snervamento” rappresenta la separazione tra il campo tensionale all'interno del quale la struttura del terreno non subisce sostanziali modifiche ed il campo nel quale hanno inizio tali processi di destrutturazione. Secondo Leroueil e Vaughan (1990), differenti percorsi di carico sono responsabili di fenomeni di destrutturazione (fig. 4.38).

In fig. 4.39a è riportata la relazione tensione-deformazione corrispondente ad una generica prova di compressione uniassiale: ad ogni incremento di carico, il lavoro necessario per la deformazione è individuabile come l'integrale dell'area sottostante la curva

$$W = \int \sigma_a d\varepsilon_a \quad (4.1)$$

in cui σ_a ed ε_a rappresentano rispettivamente la tensione e la deformazione assiale.

Riportando in un altro diagramma (fig. 4.39b) l'andamento del lavoro cumulato per ogni incremento di carico, si può notare una soglia in cui si perde la linearità del comportamento,

che assume una brusca variazione. Nel caso di prove triassiali, la (4.1) viene ad essere sostituita dall'espressione più generale che tiene conto di tutte le componenti di deformazione

$$W = \int (p' d\varepsilon_p + q d\varepsilon_q) \quad (4.2)$$

in cui ε_p ed ε_q rappresentano rispettivamente la deformazione volumetrica e quella distortionale.

L'energia di deformazione è un parametro che integra tutte le componenti del tensore delle deformazioni. Graham (1974) e Crooks e Graham (1976) segnalano quale snervamento la discontinuità esistente nella relazione tra tensione e lavoro per unità di volume: tale soglia è indipendente dalla direzione del percorso di sollecitazione.

Wood (1990) sottolinea l'importanza di rappresentare i risultati di una prova attraverso più piani di riferimento (σ'_a - ε_a ; σ'_r - ε_r ; p' - ε_p ; q - ε_q ; s - W), poiché i valori di soglia di snervamento ottenuti dai diversi diagrammi non coincidono alla perfezione.

Per il tracciamento della superficie di snervamento delle argille di Masseria Marino si è cercato di individuare nei legami tensio-deformativi, relativi a prove triassiali di tipo CID, la soglia, superata la quale si verificano deformazioni plastiche di una certa entità. A tal proposito, i risultati delle prove sono stati diagrammati nei piani σ'_a - ε_a ; W - p' ; q - ε_q . Successivamente sono state tracciate le tangenti alla curva sperimentale nei tratti iniziale e finale: il punto in cui si intersecano le due rette è stato considerato indicativo del livello di deformazione corrispondente allo snervamento. Tale livello di deformazione, generalmente compreso nell'intervallo 1-2 %, viene riportato sulla curva reale. Nelle figg. 4.40- 4.41 sono riportati le costruzioni appena descritte per due prove triassiali effettuate sulla zona di taglio e sul corpo di frana (le altre sono riportate nell'Allegato C).

In fig. 4.42 sono riportati i risultati delle prove e le superfici di snervamento ottenute da Guerriero (1995). Il discreto grado di precisione con il quale i punti sperimentali ottenuti in questa Tesi si dispongono sulle superfici di snervamento individuate da Guerriero (1995) permette di confermare alcune sue osservazioni.

Si riscontrano due distinte superfici di snervamento: una relativa ai terreni della colata ed un'altra, più interna, rappresentativa della zona di taglio. Le forme delle due superfici sono simili, presentandosi piuttosto schiacciate ed allungate sull'asse delle ascisse. Nonostante i campioni del corpo di frana utilizzati per le prove siano stati prelevati a profondità del tutto paragonabili a quelle della zona di taglio, le dimensioni sono profondamente differenti: la superficie di snervamento della colata è, infatti, più grande. La contrazione della superficie di

snervamento della zona di taglio conferma l'idea che i fenomeni di ammorbidimento e destrutturazione ai quali sono soggetti i terreni hanno determinato una sorta di "perdita della memoria" della precedente storia tensionale.

La fig. 4.42 riporta anche l'intervallo di suzione indotta dal campionamento sui campioni appartenenti alla zona di taglio. Nell'ipotesi che la suzione sia rappresentativa dello stato tensionale efficace medio in sito, la vicinanza con la tensione di snervamento isotropa induce ad ipotizzare che il terreno della zona di taglio sia debolmente preconsolidato. I risultati derivanti dalle prove triassiali confermeranno questa tesi.

4.8 RESISTENZA AL TAGLIO

La resistenza al taglio è stata indagata attraverso sia prove di compressione triassiale drenate che prove di taglio diretto. Mentre le prime sono state effettuate sul materiale ricostituito, sul corpo di frana, sulla zona di taglio e sulla formazione in sede, le prove di taglio diretto sono state eseguite esclusivamente su campioni provenienti dalla zona di taglio.

Il programma completo delle prove triassiali è riportato nella tab 4-IV.

Le prove di compressione triassiale sono state eseguite su provini cilindrici aventi diametro di 36 o 38 mm e, rispettivamente, altezza di 72 o 76 mm. Il prelievo dei provini è stato realizzato mediante un torchietto, col quale la fustella è stata infissa nel campione. Tale operazione non si è sempre rivelata agevole, a causa della presenza di discontinuità e di elementi lapidei.

Nella cella triassiale è stata sempre applicata una back-pressure minima di 100 kPa. Nella tab. 4-IV sono riportati, per ciascun campione, i valori dell'indice dei pori alla fine della fase di consolidazione.

In tutte le prove, il deviatore è stato applicato immediatamente dopo la fine del processo di consolidazione primaria, al fine di evitare fenomeni di "invecchiamento".

Il deviatore è stato ottenuto come rapporto tra il carico assiale, misurato mediante una cella di carico interna, e l'area della sezione orizzontale del provino, opportunamente corretta al procedere della deformazione.

	p'c [kPa]	e
Ricostituito	40	0.75
	80	0.67
	130	0.65
	400	0.63
Corpo di colata	30	0.70
	40	0.46
	50	0.64
	60	0.67
	70	0.66
	120	0.65
Zona di taglio	40	0.73
	50	0.70
	70	0.73
	80	0.71
	90	0.69
	100	0.71
	130	0.67
	170	0.65
Formazione in sede	130	0.32
	180	0.30
	200	0.50
	250	0.40
	300	0.30

Tab. 4-IV. Programma sperimentale riguardante le prove triassiali consolidate e drenate: pressioni di confinamento ed indice dei vuoti dei provini alla fine della fase di consolidazione.

4.8.1 Terreno ricostituito

Per effettuare dei confronti significativi tra il comportamento del terreno naturale ed il materiale ricostituito, è necessario che le caratteristiche dei provini siano confrontabili in termini di indice dei vuoti e di stato tensionale di confinamento. Per fare ciò, è stato necessario sottoporre i provini ricostituiti, aventi un indice dei vuoti iniziale compreso tra 0.82 e 0.86, ad un carico verticale in edometro di 750 kPa; essi sono stati successivamente scaricati fino a tensioni comprese tra 40 e 130 kPa. Così facendo, prima della fase di rottura i provini presentavano un grado di preconsolidazione O.C.R. compreso tra 5.77 e 18.75.

Solo un campione è stato scaricato fino a 400 kPa (O.C.R. = 1.88) per indagare il comportamento del terreno in condizioni di debole preconsolidazione.

I tre provini fortemente preconsolidati mostrano un comportamento fragile e dilatante (fig. 4.43). A fine prova, le deformazioni volumetriche non si annullano del tutto. Ciononostante, poiché la dilatanza associata è di modesta entità ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s < 5\%$), si è ritenuto di non commette-

re una grossa approssimazione nel considerare come critica la resistenza esibita a grandi deformazioni.

Il provino debolmente preconsolidato mostra un comportamento duttile e contraente (fig. 4.44).

In fig. 4.45 è riportata la linea di stato critico per il materiale ricostituito: in accordo con Guerriero (1995), questa presenta nel piano q - p' un coefficiente angolare $M = 0.92$. Essendo, per la Teoria dello Stato Critico:

$$M = (6 \operatorname{sen} \phi'_{cv}) / (3 - \operatorname{sen} \phi'_{cv})$$

in cui ϕ'_{cv} rappresenta l'angolo d'attrito a volume costante, ad $M = 0.92$ corrisponde $\phi'_{cv} = 23.51^\circ$. Nel piano di compressione e - p' la CSL si presenta quasi parallela alla linea di compressione isotropa ICL.

4.8.2 Corpo di colata

Allo scopo di riprodurre le effettive condizioni di sollecitazione del materiale nel suo stato naturale, si è scelto di esplorare un campo tensionale non eccessivamente elevato: la massima pressione efficace di confinamento è infatti pari a 120 kPa (tab. 4-IV).

In fig. 4.46 sono riportati nel piano e - p' i punti di fine consolidazione e la retta vergine determinata sul materiale ricostituito attraverso le prove di consolidazione isotropa. Nell'ipotesi che la retta vergine del materiale naturale appartenente al corpo di frana coincida con quella del ricostituito si possono avere indicazioni sul grado di preconsolidazione. Tale ipotesi è necessaria ma approssimata, perché suppone l'indipendenza dalla struttura del materiale: come già detto, infatti, per i terreni della colata non è stato possibile individuare in maniera netta la posizione della retta di normal consolidazione. Tutti i punti di fine consolidazione, tranne quello rappresentativo del provino sottoposto ad una pressione di cella di 40 kPa, sono piuttosto ben allineati nel piano di compressione semilogaritmico su una retta di pendenza $k = 0.030$ (non troppo distante dal valore $k = 0.022$ ricavato dalle prove di compressione isotropa). I valori di O.C.R. così trovati sono compresi tra 9 e 37. Ipotizzando che il punto di fine consolidazione per $p'_c = 40$ kPa appartenga ad una retta di scarico parallela alla precedente, la stessa procedura attribuisce a questo provino un O.C.R. decisamente maggiore (O.C.R. = 625). In corrispondenza di valori tanto elevati del grado di sovraconsolidazione, i provini avrebbero dovuto esibire una spiccata dilatanza ed un comportamento fragile: non è esattamente quello che è stato riscontrato.

Nel campo deformativo indagato, le curve tensione-deformazione (fig. 4.47) rivelano un comportamento sostanzialmente duttile, con una crescita monotona dello sforzo deviatorico fino al valore massimo. Alcune curve mostrano modestissime riduzioni di carico per deformazioni superiori al 15%.

L'andamento delle deformazioni volumetriche è congruente col comportamento duttile del materiale, che si presenta sostanzialmente contraente (tranne che per il provino "f" consolidato a 40 kPa, mostrato in fig. 4.48), anche se una modesta fase dilatante si sviluppa per valori di deformazione assiale superiori al 9%.

Tali curve non sembrano raggiungere una condizione stazionaria neanche per deformazioni assiali superiori al 20%: peraltro, i valori di dilatanza riscontrati sono piuttosto modesti ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s = 2 - 4 \%$), se si esclude il provino "f" consolidato a 40 kPa (fig. 4.48), che presenta una dilatanza $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s = 23 \%$.

Nel piano $q-p'$, la resistenza di picco di tutte le prove si colloca al di sopra della retta di stato critico del ricostituito (fig. 4.49). Nel piano di Mohr si ottiene una coesione $c' = 8$ kPa ed un angolo d'attrito $\phi' = 25^\circ$. Tali valori non sono troppo differenti da quelli ottenuti da Guerriero (1995), che ha ricavato un valore maggiore di coesione ($c' = 16$ kPa), ma inferiore dell'angolo d'attrito ($\phi' = 22^\circ$) (fig. 4.50).

Per ottenere maggiori informazioni sul ruolo giocato dai differenti fattori in gioco, è stata ripresa la teoria della dilatanza di Rowe (1962). Questa, già utilizzata da Aversa (1991) per interpretare prove triassiali eseguite su campioni di tufo, vede il proprio campo di applicazione ideale nel comportamento delle sabbie: per questo motivo la sua utilizzazione è da ritenersi valida solo per un'analisi qualitativa dei risultati ottenuti.

Rowe fornisce un'espressione che mette in relazione lo stato tensionale con gli incrementi di deformazione plastica:

$$\sigma'_1 / \sigma'_3 = [\text{tg}^2 (45^\circ + \phi'_{cv} / 2)] \cdot [1 - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_a)_p] \quad (4.3)$$

nella quale è quindi presente il contributo alla resistenza offerto sia dall'angolo d'attrito di base che dalla dilatanza. Poiché le curve sperimentali non mostrano il raggiungimento di una condizione stazionaria, che permetterebbe di conoscere la resistenza critica, il ϕ'_{cv} dell'equazione (4.3) è incognito. A tale scopo, per ottenere un'accettabile "taratura" dei dati, si è ipotizzato che la curva sperimentale coincida con quella teorica, derivante dall'applicazione della teoria di Rowe, in corrispondenza del punto in cui si ha dilatanza nulla ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_a = 0$). Come mostrato dalle figg. 4.51 - 4.56, le curve teoriche riproducono quelle reali

in modo piuttosto soddisfacente. A conferma della modesta influenza della dilatanza (escluso il provino “f” consolidato a 40 kPa, ben lontano dallo stato critico), i valori teorici dei deviatori critici q_{crit} così ottenuti non sono molto diversi dalle resistenze a grandi deformazioni ottenute dalle prove sperimentali. Dall’interpolazione lineare dei q_{crit} di ogni prova è stato possibile ricavare nel piano $q-p'$ un valore $M = 1.08$ (fig. 4.57), cui corrisponde un angolo d’attrito a volume costante $\phi'_{cv} = 27.23^\circ$. Tale valore è superiore all’angolo d’attrito valutato per il materiale ricostituito. Il tracciamento della CSL nel piano $e-p'$ è avvenuta mediante interpolazione logaritmica dei valori a grandi deformazioni. Tale interpolazione non ha preso in considerazione né il dato relativo al provino “f”, che, come già detto in precedenza, presenta una dilatanza notevole a grandi deformazioni, né il provino “b”, chiaramente non allineato con gli altri.

Gli oggettivi limiti dell’apparecchiatura triassiale standard utilizzata consentono di avere informazioni soddisfacenti riguardanti la rigidità tangenziale solo per valori della deformazione assiale superiori all’intervallo $\varepsilon_a = 1-2\%$. I dati sulla rigidità per stati deformativi inferiori sono poco attendibili. Per ottenere qualche indicazione approssimativa sulla rigidità iniziale E_0 è stato utilizzato l’approccio di Kondner e Zelasko (1963), che suggeriscono un’espressione iperbolica per simulare il legame tensio-deformativo. L’iperbole equilatera rappresentativa del legame tensioni-deformazioni, mostrata in fig. 4.58a, ha equazione:

$$\varepsilon \sigma - \beta \varepsilon + \alpha \sigma = 0 \quad (4.4)$$

in cui ε rappresenta la deformazione assiale, σ il carico deviatorico “ $\sigma_1 - \sigma_3$ ”, β l’intersezione dell’asintoto orizzontale (avente equazione $\sigma = \beta$) con l’asse delle ordinate, α l’intersezione dell’asintoto verticale (avente equazione $\varepsilon = -\alpha$) con l’asse delle ascisse. Dividendo l’eq. (4.4) per σ si ha:

$$\varepsilon/\sigma = a + b \varepsilon \quad (4.5)$$

dove $a = \alpha/\beta$, $b = 1/\beta$. Rappresentando tale equazione nel piano $\varepsilon/\sigma - \varepsilon$ (fig. 4.58b) si ottiene una retta, la cui intersezione “a” con l’asse delle ordinate rappresenta il reciproco del modulo di elasticità iniziale ($a = 1/E_0$) ed il cui coefficiente angolare “b” è il reciproco del deviatore ultimo ($b = 1 / \sigma_{ult}$).

Tale metodo è stato applicato per avere una stima del valore di E_0 . Nel piano $\varepsilon_a/q - \varepsilon_a$, i dati si dispongono piuttosto bene lungo rette interpolanti aventi coefficienti di correlazione prossimi all'unità (fig. 4.59a). I risultati sono riportati in fig. 4.59b: quattro provini su sei mostrano risultati piuttosto coerenti, evidenziando valori di E_0 compresi tra 12.5 MPa e 18 MPa (per $p'_0 = 30-120$ kPa), mentre gli altri due provini presentano valori inferiori di rigidità.

4.8.3 Zona di taglio

Come per il corpo di frana, sono state applicate tensioni di confinamento prossime a quelle agenti nello stato naturale (tab. 4-IV).

Nel piano $e-p'$ di fig. 4.60 sono riportati i punti di fine consolidazione e la retta vergine determinata sul materiale ricostituito attraverso le prove di consolidazione isotropa. Come si è visto, in questo caso l'ipotesi che la retta vergine del materiale naturale coincida con quella del ricostituito è stata provata. Le modalità per ricavare i valori nominali di O.C.R. sono identiche a quelle adottate per il corpo di frana: i gradi di preconsolidazione sono piuttosto elevati (O.C.R. = 6 – 25). Il comportamento del terreno (fig. 4.61) è, invece, prossimo a quello di un materiale normalmente consolidato.

Quasi tutte le prove, dopo una fase decisamente contraente, mostrano un accumulo di deformazioni volumetriche di segno negativo, con valori massimi della dilatanza mediamente più modesti di quelli rilevati per il corpo di frana.

Al contrario, i provini ricostituiti hanno mostrato, a parità di stato tensionale di confinamento e con valori non troppo diversi di grado di preconsolidazione ed indice dei vuoti a fine consolidazione, un andamento fragile e dilatante (fig. 4.62). Analoghi risultati (fig. 4.63) sono riportati da Guerriero (1995).

Tali osservazioni indicano che le proprietà di stato globali non possono essere utilizzate per prevedere il comportamento meccanico del terreno. Se infatti quest'ultimo è governato dalle caratteristiche della sola matrice limo-argillosa, sarebbe necessario fare riferimento a quest'ultima per descrivere lo stato dei terreni. La "porosità efficace" di ciascun provino (quella della matrice) è infatti maggiore di quella dell'intero campione, con conseguente riduzione del relativo grado di preconsolidazione. Come già visto, il contenuto d'acqua della "matrice generale" è maggiore di quello dell'intero campione di circa il 14 % per la zona di taglio, e del 25% per il corpo di colata. In ipotesi di completa saturazione, equivalenti incrementi dell'indice dei pori farebbero "salire" nel piano di compressione i punti di fine consolidazione riportati nelle figg. 4.46 e 4.60, portando il grado di preconsolidazione a valori decisamente inferiori (O.C.R.= 1-5), come mostrato nelle figg. 4.64, 4.65.

A parità di stato tensionale efficace di confinamento, i terreni della zona di taglio presentano valori minori di deviatore a rottura rispetto al corpo di frana. L'involuppo di resistenza di picco (fig. 4.66) fornisce una coesione $c' = 4$ kPa, ed un angolo d'attrito $\phi' = 23^\circ$, entrambi inferiori rispetto agli analoghi parametri riscontrati per il corpo di frana (Guerriero ottiene per la zona di taglio $c' = 16$ kPa, $\phi' = 21^\circ$).

Come mostrano le figg. 4.67 - 4.74, l'applicazione della teoria della dilatanza sembra fornire risultati confortanti anche per i provini appartenenti alla zona di taglio. Dall'interpolazione dei q_{crit} di ogni prova (fig. 4.75) è stato possibile ricavare nel piano q-p' un valore $M = 0.92$ ($\phi'_{cv} = 23.51^\circ$), coincidente con quello ritrovato per il materiale ricostituito.

Quindi, la linea di stato critico della zona di taglio coincide con quella del materiale ricostituito, ed ha, pertanto, una pendenza inferiore di quella del corpo di frana nel piano q-p' (fig. 4.76). Non potendo i fenomeni di dilatanza (valutati peraltro di modesta entità) esercitare a stato critico alcuna influenza, tale differenza è da ricercare nel ruolo differente giocato dalle proprietà indici. È possibile che le diversità di comportamento a stato critico siano da attribuire ad una differente "granulometria efficace" (Picarelli, 1991): i litorelitti, presenti in maggiore percentuale nel corpo di frana, potrebbero pertanto condizionarne la resistenza non solo di picco, ma anche quella critica.

Nel piano di compressione e-p' si nota che la CSL del corpo di colata è praticamente parallela alla CSL della zona di taglio, presentando valori critici inferiori di indice dei pori a parità di stato tensionale efficace medio (fig. 4.76). Le differenze tra le CSL della zona di taglio e del ricostituito sono invece molto più modeste.

L'utilizzazione del metodo proposto da Kondner e Zelasko (1963) ha permesso di stimare la rigidità tangenziale iniziale. I risultati, riportati in fig. 4.77, forniscono un intervallo di valori, compreso tra 5 e 10 MPa, pari a circa la metà di quelli ricavati per il corpo di frana (a parità di stato tensionale di confinamento). La zona di taglio si presenta, pertanto, come un materiale non solo meno resistente, ma anche meno rigido del corpo di frana sovrastante.

Nella maggior parte delle prove condotte sui materiali del corpo di frana e della zona di taglio, la rottura si è manifestata sia attraverso la modalità "a barilotto", che tramite la localizzazione di deformazioni in una banda concentrata. Come è noto, tale concentrazione di deformazioni è connessa a cause geometriche o meccaniche (Viggiani, 1994). Nel primo caso, il

fenomeno è attribuito alle condizioni al contorno ed alla presenza di eventuali disomogeneità locali, relative sia alle caratteristiche del materiale che alle condizioni di prova; nel secondo caso, invece, le condizioni sono da ricercare nelle relazioni costitutive del materiale (Vardoulakis et al., 1978). La superficie di rottura si presenta rugosa a tratti a causa della presenza di minuscoli litorelitti, talvolta concentrati in piccole aree. I litorelitti potrebbero essere in grado di ostacolare lo scorrimento dei due blocchi in cui si divide il provino, contribuendo, soprattutto per il corpo di frana, a conferire al terreno naturale una maggiore resistenza a grandi deformazioni rispetto al materiale ricostituito.

È possibile che in alcuni casi lo scorrimento non avvenga lungo superfici di neoformazione, bensì lungo preesistenti superfici di taglio che si attivano durante la prova: tale fenomeno è stato ravvisato su sei provini provenienti dalla zona di taglio, i cui deviatori a rottura sono inferiori rispetto a quelli definiti dalla CSL (fig. 4.78a). Le differenti modalità di rottura di 2 terne di provini, consolidati rispettivamente a 50, 70 e 90 kPa, sono riportate nelle figg. 4.78b,c: nei provini meno resistenti (D, E, F) si evidenzia l'attivazione di una preesistente superficie di taglio. Poiché la resistenza mobilitata (fig. 4.78a) è superiore della residua, ricavata da Sabatino (2004) attraverso prove di taglio diretto (fig. 4.79), si può affermare che la discontinuità mobilitata non è una superficie di taglio principale.

4.8.3.1 Anisotropia della resistenza al taglio

Le prove di permeabilità hanno chiaramente messo alla luce un comportamento anisotropo della zona di taglio, dovuto all'orientazione delle particelle di argilla nella direzione dello scorrimento.

Per verificare se l'anisotropia tessiturale influenza anche la resistenza al taglio è stato svolto un apposito programma sperimentale. Ogni volta che la qualità e le dimensioni del campione lo hanno permesso, da ciascuna carota sono stati estratti due provini sui quali sono state effettuate prove di taglio diretto: i provini sono stati posizionati nella scatola di Casagrande in modo tale che il taglio fosse imposto parallelamente e normalmente alla direzione di scorrimento della frana. Per ottenere un confronto corretto, i provini sono stati sottoposti alla medesima tensione normale. Quando le condizioni del campione hanno consentito di prelevare soltanto un provino, la prova è stata ugualmente effettuata per ottenere un numero maggiore di punti sperimentali. La velocità di scorrimento imposta è stata di 0.017 mm/min.

Per ogni coppia di provini, si è evidenziato un comportamento sistematicamente anisotropo (tab.4-V): infatti, a parità di tensione normale applicata, la resistenza a taglio mobilitata paral-

lamente alla direzione della superficie di scorrimento è sempre inferiore di quella mobilitata normalmente ad essa.

σ'_n [kPa]	τ_{picco} [kPa]		w_0
	NORMALE	PARALLELO	
10	12	11	0.22
20	17	-	0.23
40	29	24	0.23
52	35	-	0.31
60	-	35	0.23
70	44	38	0.18
80	49	39	0.29
90	54	52	0.24
100	56	54	0.22
150	75	75	0.32
200	96	96	0.23
226	105	-	0.28
250	113	-	0.21
302	135	133	0.19

Tab. 4-V. Prove di taglio diretto: resistenze tangenziali di picco esibite dai differenti provini

Interpolando linearmente i dati riportati nel piano di Mohr (fig. 4.80), si nota che i provini orientati normalmente alla superficie di scorrimento presentano parametri di resistenza ($c' = 13$ kPa; $\phi' = 22^\circ$) caratterizzati da una coesione maggiore e da un angolo d'attrito leggermente inferiore rispetto a quelli orientati parallelamente ($c' = 9$ kPa; $\phi' = 23^\circ$). Tali valori sono in discreto accordo con i parametri di resistenza ricavati attraverso le prove di compressione triassiale drenate ($c' = 4$ kPa; $\phi' = 23^\circ$).

In realtà, l'involuppo di resistenza non è lineare. Infatti, l'utilizzo di una relazione polinomiale di secondo grado ha permesso di ottenere una migliore interpolazione dei dati: lo confermano i coefficienti di correlazione " R^2 " associati, più alti di quelli ricavati dalla relazione lineare (fig. 4.81). Tale interpolazione mette in evidenza un aspetto interessante: il comportamento anisotropo del materiale sembra affievolirsi all'aumentare della tensione normale applicata. Questo suggerisce che le differenze non sono da ricercare nell'attrito di base (probabilmente uguale in entrambi i casi), ma sono da attribuire ad altri fenomeni, quali la dilatanza, i cui effetti, come è noto, tendono a "scompare" all'aumentare dello stato tensionale di confinamento. Una conferma viene dal confronto tra le curve sperimentali riportate nelle figg. 4.82- 4.90: se si esclude il caso $\sigma'_n = 10$ kPa, nelle prove effettuate sui campioni orientati parallelamente si è ravvisata una modestissima dilatanza in corrispondenza di basse tensioni di confinamento. I provini orientati normalmente evidenziano, invece, una maggiore dilatanza,

la quale tende a scomparire (fig. 4.91) in corrispondenza di una tensione normale ($\sigma'_n = 150$ kPa) prossima al valore in cui la resistenza tende ad uguagliare quella dei provini orientati parallelamente. Inoltre i provini orientati normalmente sono sempre caratterizzati da una “rigidezza” maggiore (intesa come resistenza mobilitata a parità di scorrimento imposto). L’anisotropia deve essere attribuita all’orientazione delle particelle argillose.

4.8.4 Formazione in sede

La formazione in sede è costituita da argilliti consistenti con intercalazioni di calcareniti in blocchi e strati: la sperimentazione di laboratorio è stata svolta sulla sola frazione argillitica.

La fase di prelievo dei provini ha incontrato non pochi problemi a causa della elevata percentuale di elementi lapidei e della presenza di discontinuità.

In fig. 4.92 sono riportate le condizioni di fine consolidazione: l’indice dei vuoti è più basso di quello riscontrato negli altri casi.

Nelle prove triassiali, tutti i provini conservano una dilatanza costante fino a deformazioni superiori al 20 %, dimostrando, così, di non aver raggiunto lo stato critico (fig. 4.93). I valori di dilatanza dei provini consolidati alle pressioni più basse (130 e 180 kPa) sono mediamente più alti ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s = 6 - 8$ %) rispetto a quelli consolidati a pressioni più elevate ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s = 2 - 3$ %). Gli unici provini che hanno manifestato un’importante caduta di resistenza sono quelli consolidati a 250 e 300 kPa.

Applicando il metodo di Kondner e Zelasko (1963), si nota che il mezzo è meno deformabile sia rispetto alla zona di taglio che al corpo di frana, con valori di rigidezza tangenziale iniziale compresi tra 19 e 80 MPa (fig. 4.94).

Dall’involuppo di resistenza (fig. 4.95) si ricavano una coesione $c' = 4.5$ kPa ed un angolo d’attrito $\phi' = 24^\circ$: valori così modesti sono da imputare alle modalità di rottura dei provini. Come già illustrato, le argilliti della Valle del Basento sono caratterizzate dalla presenza di discontinuità di taglio. Se queste sono orientate in maniera “sfavorevole” (Picarelli et al., 1998), durante una prova di compressione triassiale, il carico deviatorico è potenzialmente in grado di attivare una o più di esse, influenzando in maniera determinante la resistenza al taglio mobilitata, che dipende da quella disponibile lungo la discontinuità.

E’ interessante notare come i deviatori a rottura ottenuti da Guerriero (1995) non solo siano disposti tutti al di sotto della CSL (fig. 4.96), ma presentino valori tanto modesti da essere

prossimi a quelli residui, indicando la possibilità che sia stata mobilitata una superficie di taglio principale.

Olivares et al. (1997) riportano i risultati di uno studio riguardante l'influenza della struttura sui meccanismi di deformazione e rottura delle argilliti tettonizzate di Bisaccia. Tale formazione è caratterizzata da un sistema fessurativo molto intenso: le discontinuità sono talmente ravvicinate tra di loro da formare vere e proprie superfici di taglio in grado di condizionare il meccanismo di rottura, inducendolo ad uno scorrimento lungo una o più delle stesse (fig. 4.97).

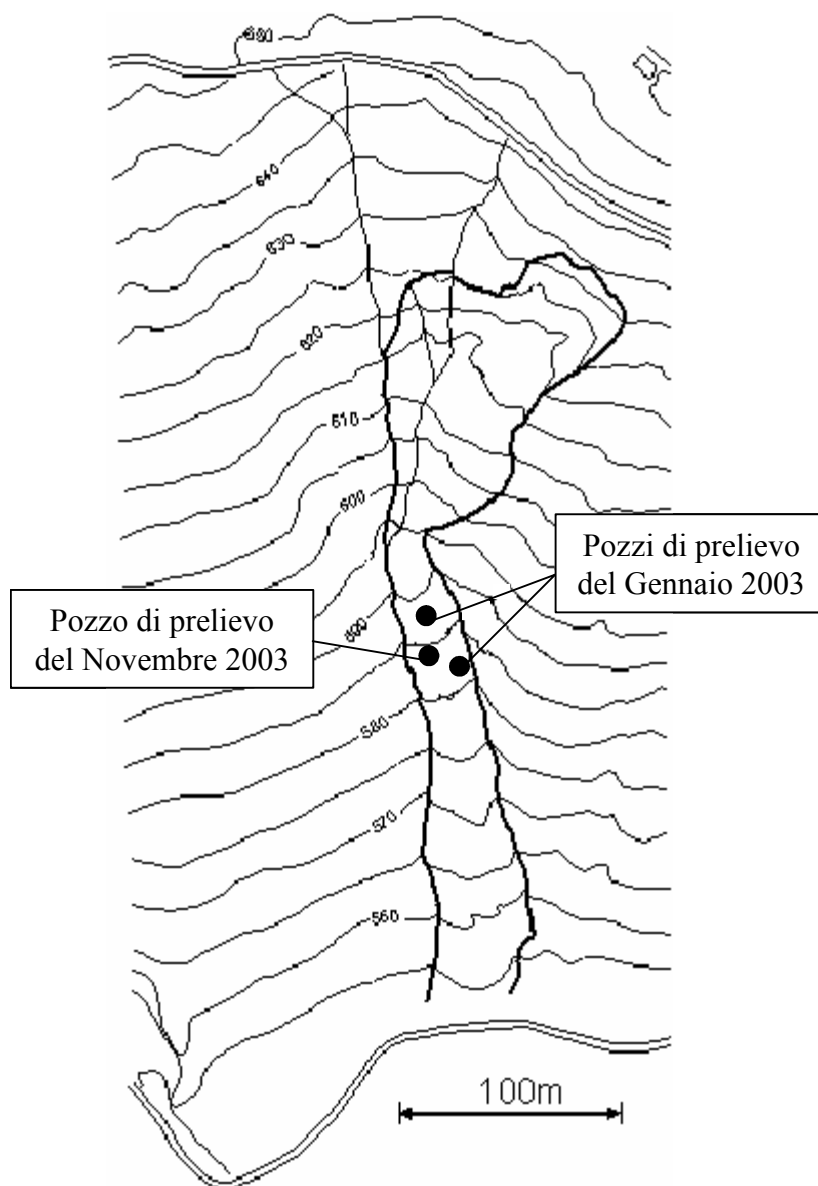


Fig. 4.1. Ubicazione dei pozzi di prelievo dei campioni

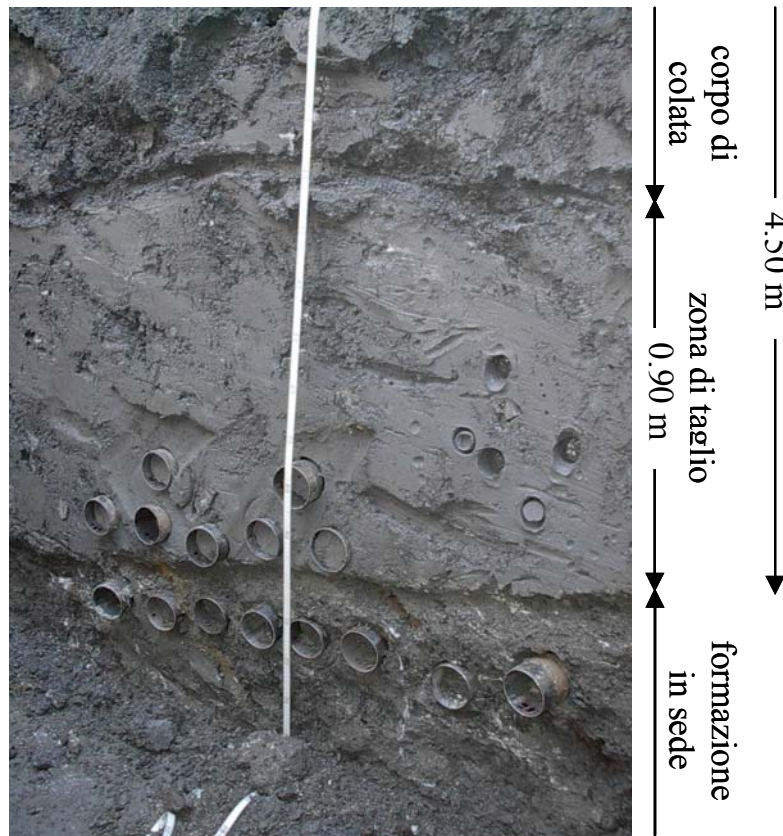


Fig. 4.2. Colata di Masseria Marino: sezione stratigrafica (da Comegna et al., 2004b)

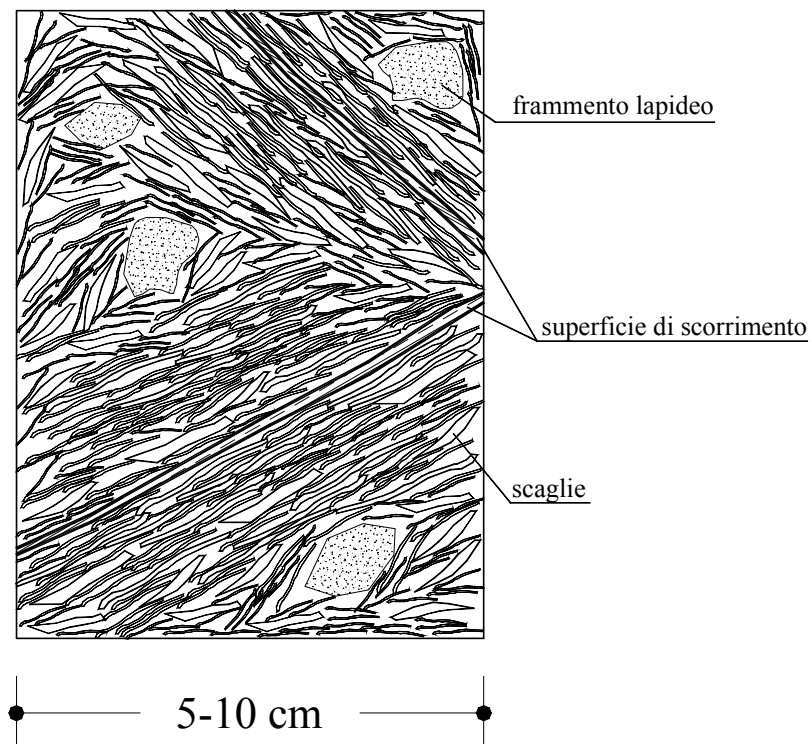


Fig. 4.3. Rappresentazione schematica della struttura di un'argillite tettonizzata intensamente fessurata (modificato da Guerriero et al., 1995)

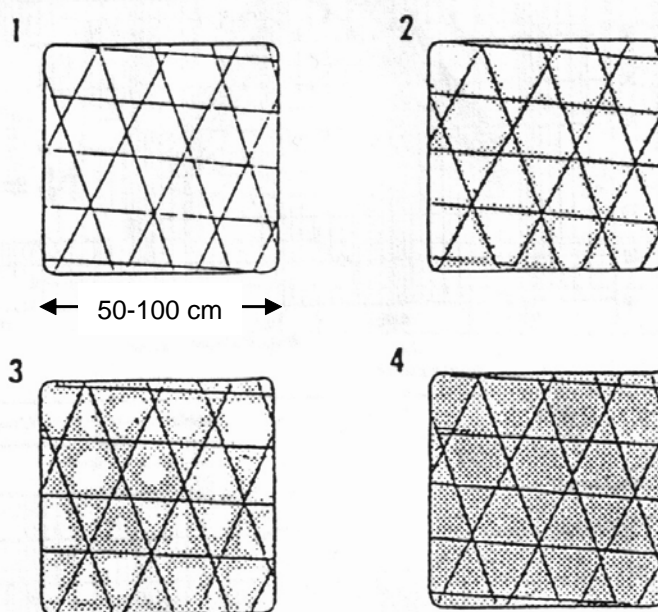


Fig. 4.4 Meccanismi di degradazione delle argilliti fessurate del South Dakota soggette a rilascio tensionale (da Botts, 1986)

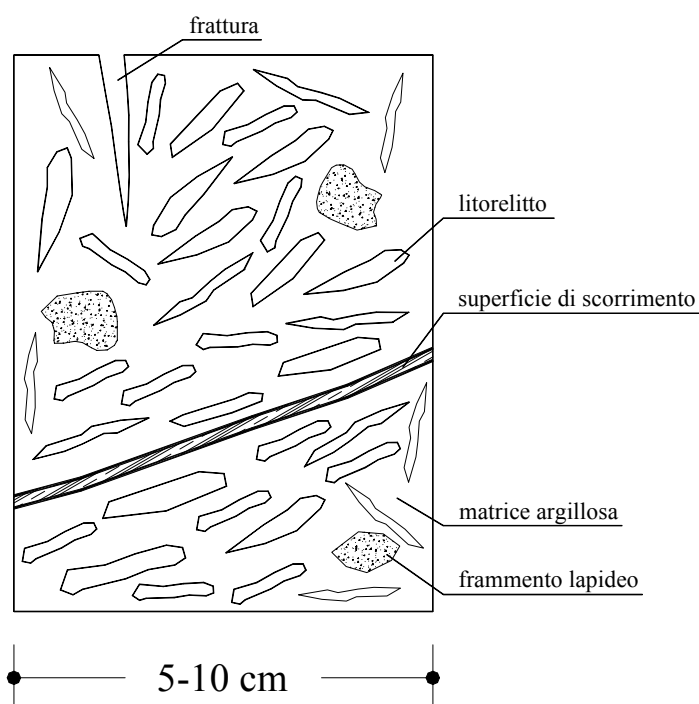


Fig. 4.5. Rappresentazione schematica della struttura del corpo di colata in argilliti tettonizzate intensamente fessurate (modificato da Guerriero et al., 1995)

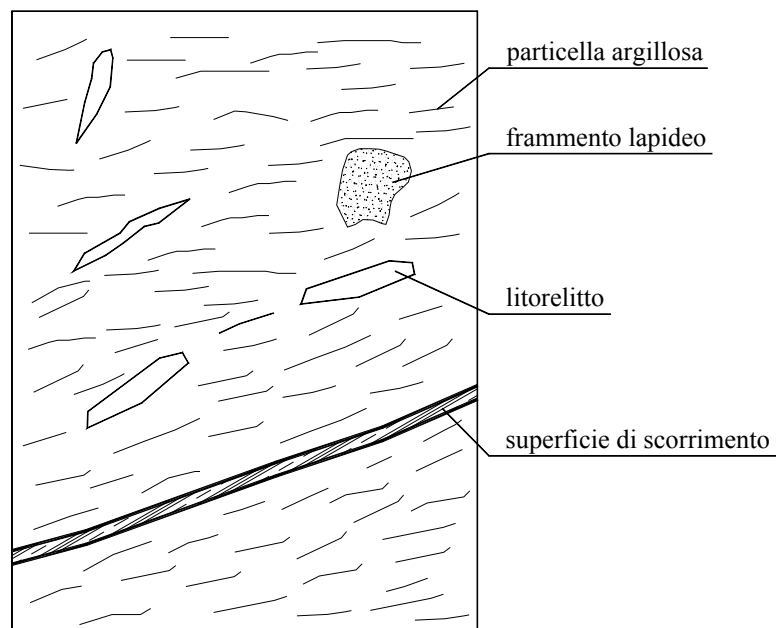


Fig. 4.6. Rappresentazione schematica della struttura di una zona di taglio in argilliti tettonizzate intensamente fessurate (da Comegna et al., 2004b)

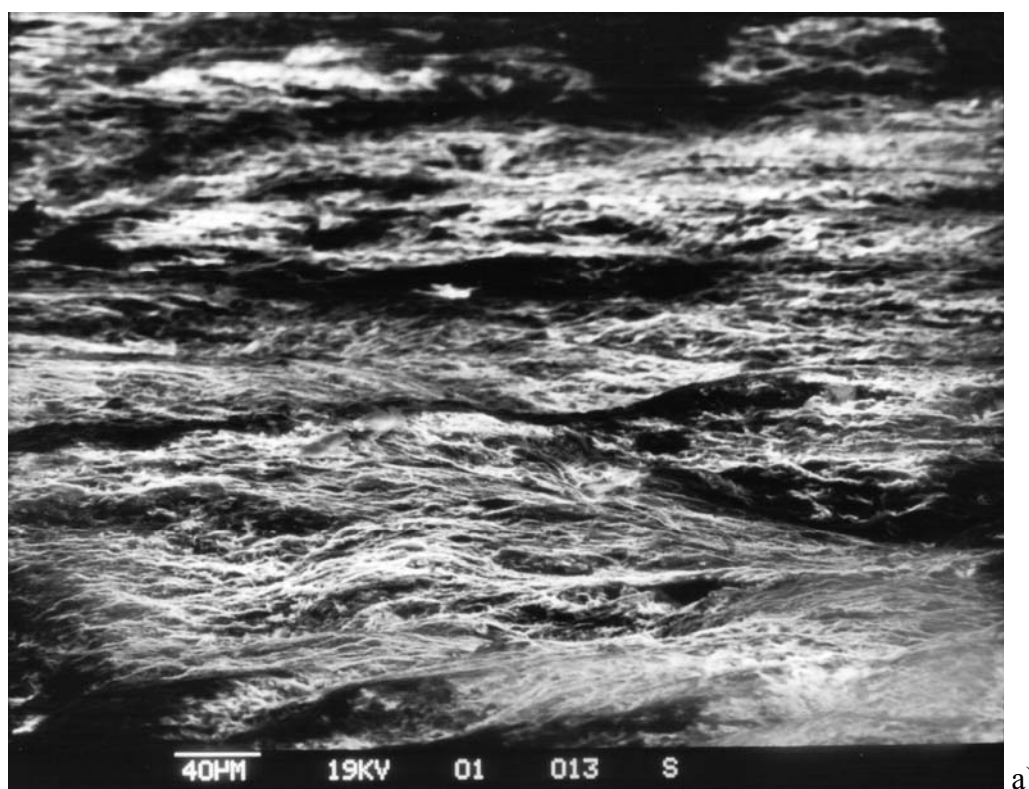
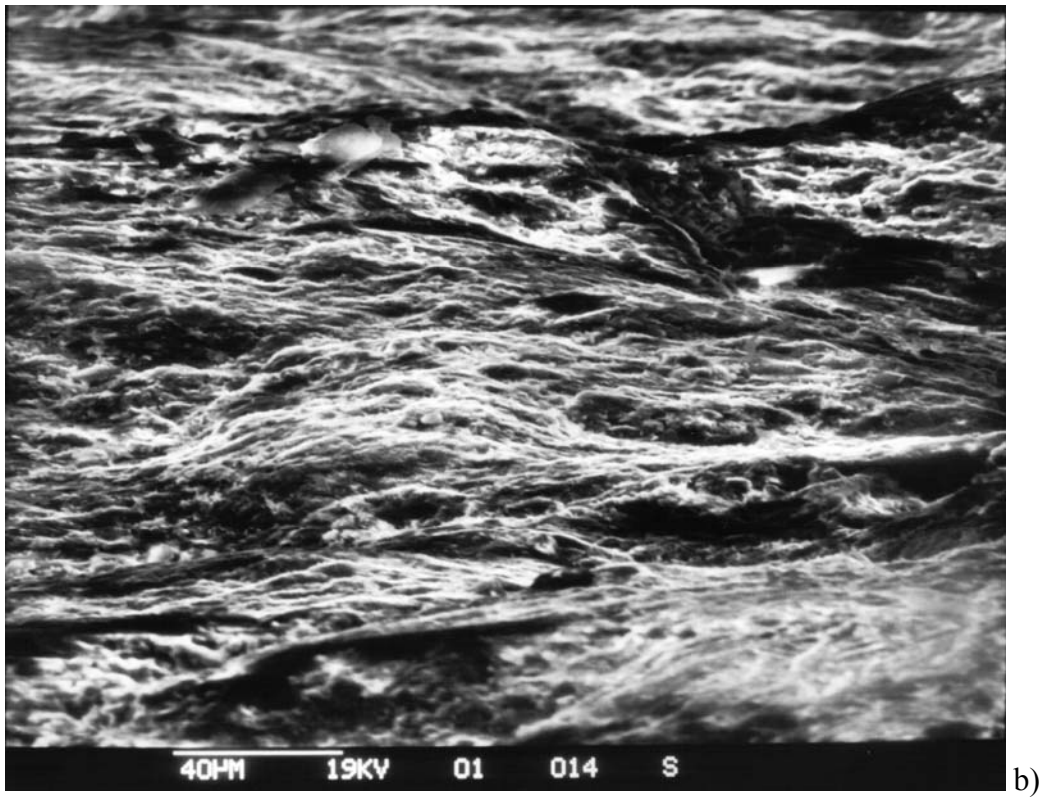
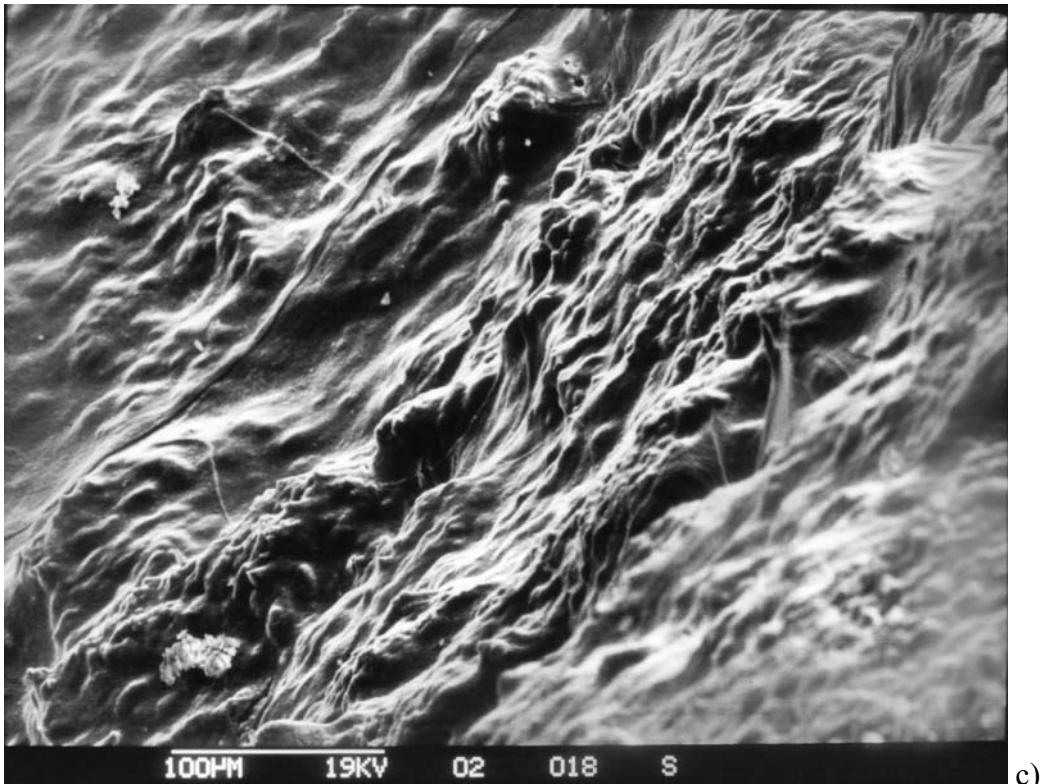


Fig. 4.7. Zona di taglio: foto al microscopio elettronico



b)



c)

Fig. 4.7. Zona di taglio: foto al microscopio elettronico

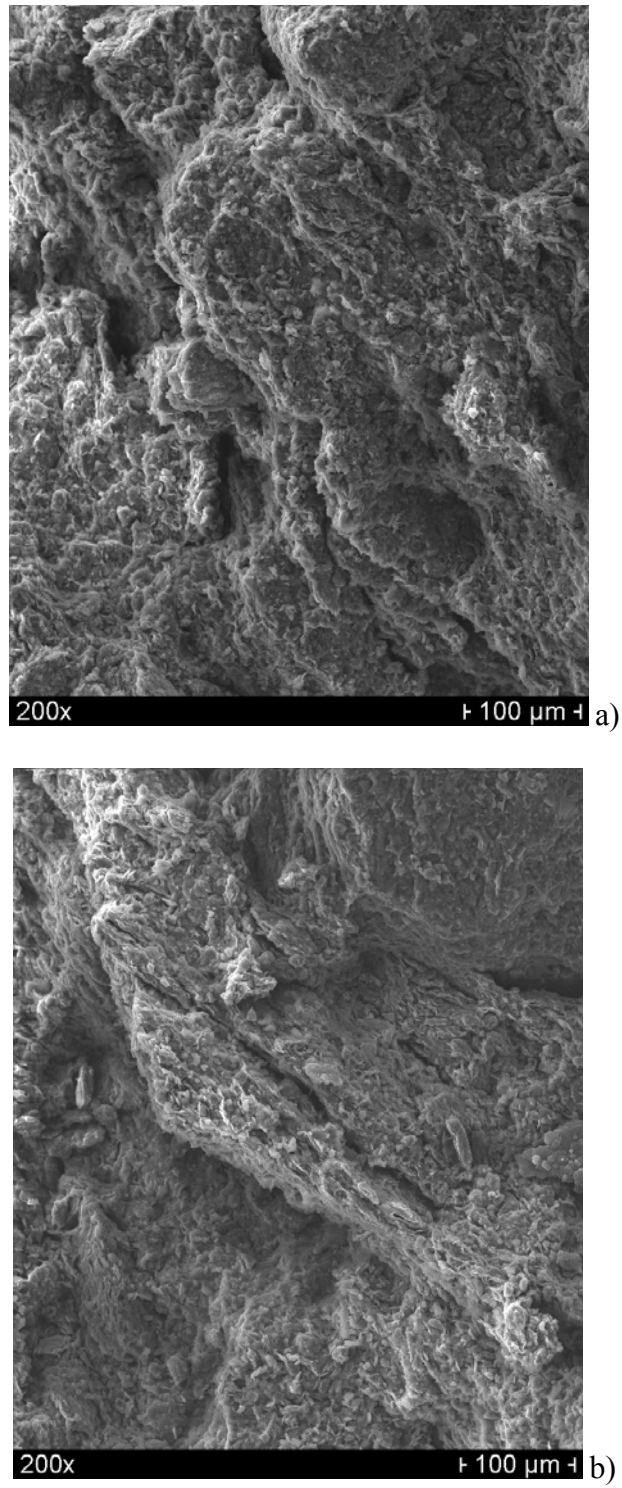


Fig. 4.8. Corpo di colata: foto al microscopio elettronico

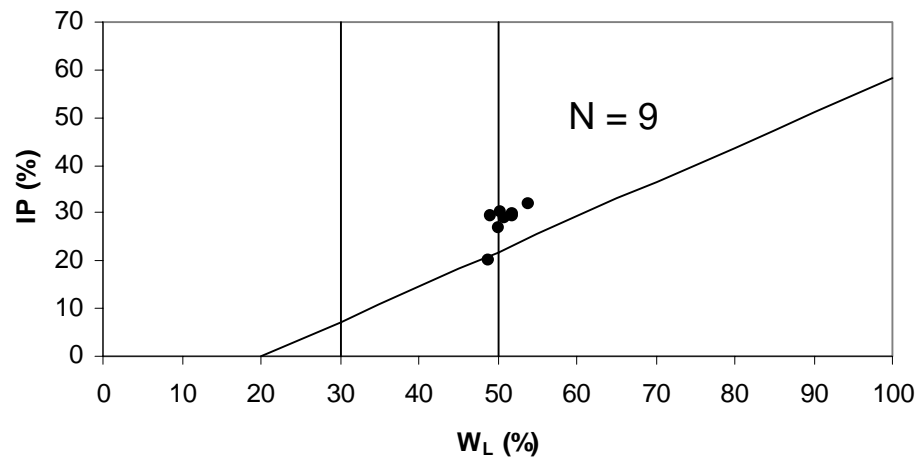


Fig. 4.9. Carta di Plasticità di Casagrande

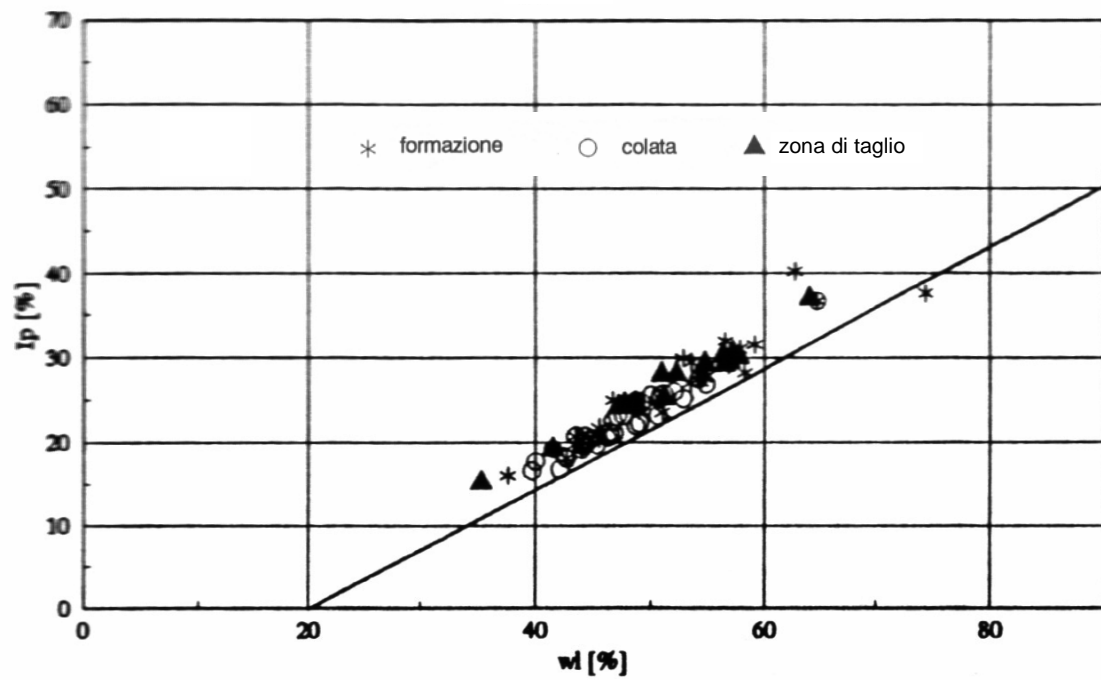


Fig. 4.10. Carta di Casagrande delle argille di Masseria Marino secondo Guerriero (1995)

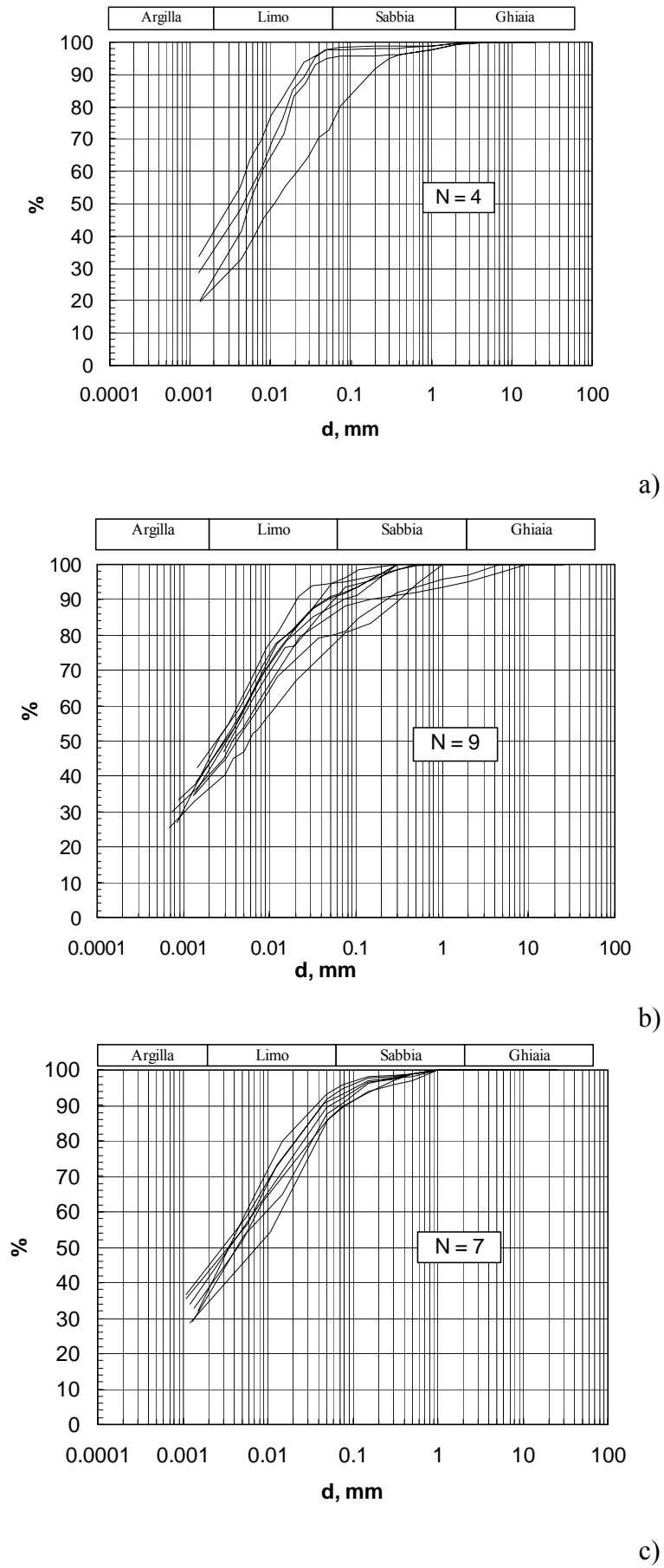


Fig. 4.11. Risultati delle analisi granulometriche: corpo di frana (a), zona di taglio (b) e formazione in sede (c)

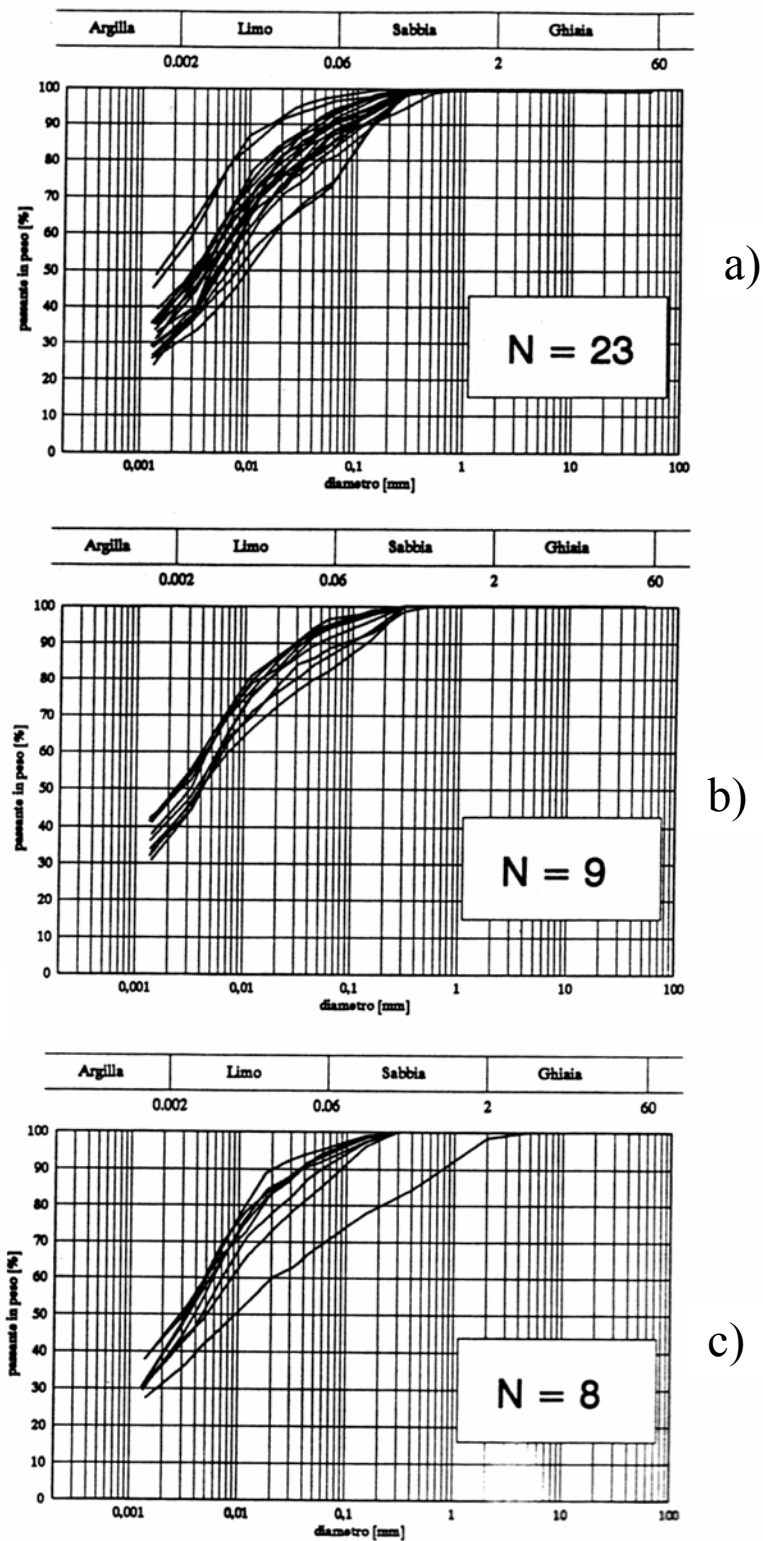



Fig. 4.12. Risultati delle analisi granulometriche effettuate da Guerriero (1995): corpo di frana (a), zona di taglio (b) e formazione in sede (c)



Fig. 4.13. Litorelitti presenti nel corpo di colata



Earthflow body	England		Basento Valley, Italy									
	Beltinge*		Sheppey*		1		2		3		4	
	w %	w %	w %	I _L %	w %	I _L %	w %	I _L %	w %	I _L %	w %	I _L %
Overall	43	48	30	-0.02	20	-0.29	22	-0.09	23	-0.26		
Lithorelict	41	34	18	-0.27	13	-0.50	15	-0.31	18	-0.31		
General matrix	average	46	52	40	0.19	24	-0.10	28	0.11	29	-0.04	
	max			77	1.01	36	0.31	47	0.76	33	0.10	
True matrix	>46	>52	>77		>36		>47		>33			
Formation			19	-0.25	16	-0.40	16	-0.29	18	-0.31		

* after Hutchinson (1988)

Fig. 4.14. Contenuto naturale d'acqua ed indice di liquidità di terreni coinvolti in colate (da Picarelli, 1993)

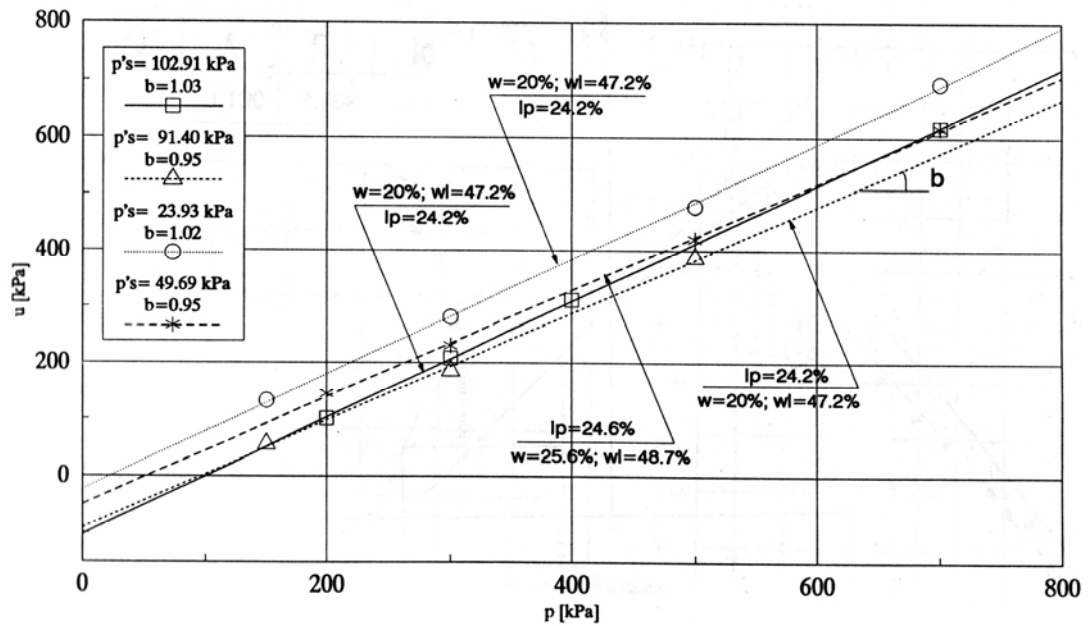
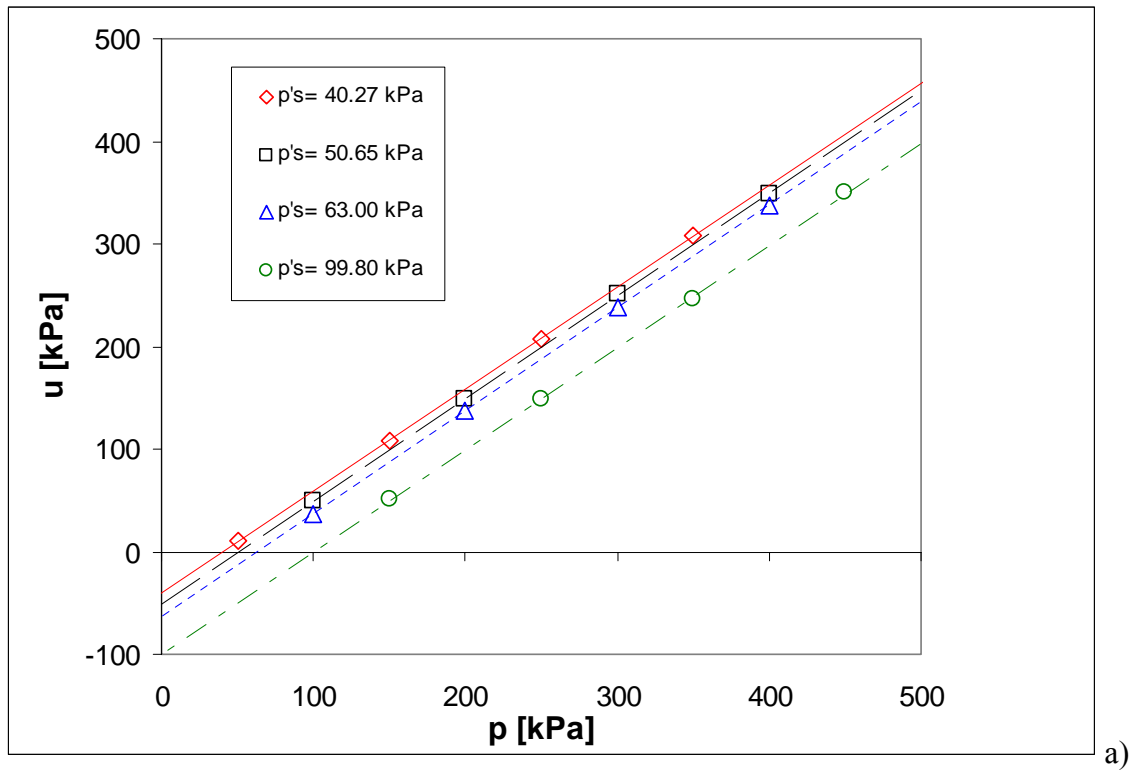


Fig. 4.15. Misure della suzione su campioni della zona di taglio mediante il metodo proposto da Bishop et al. (1975): a) Comegna, 2004; b) Guerriero, 1995

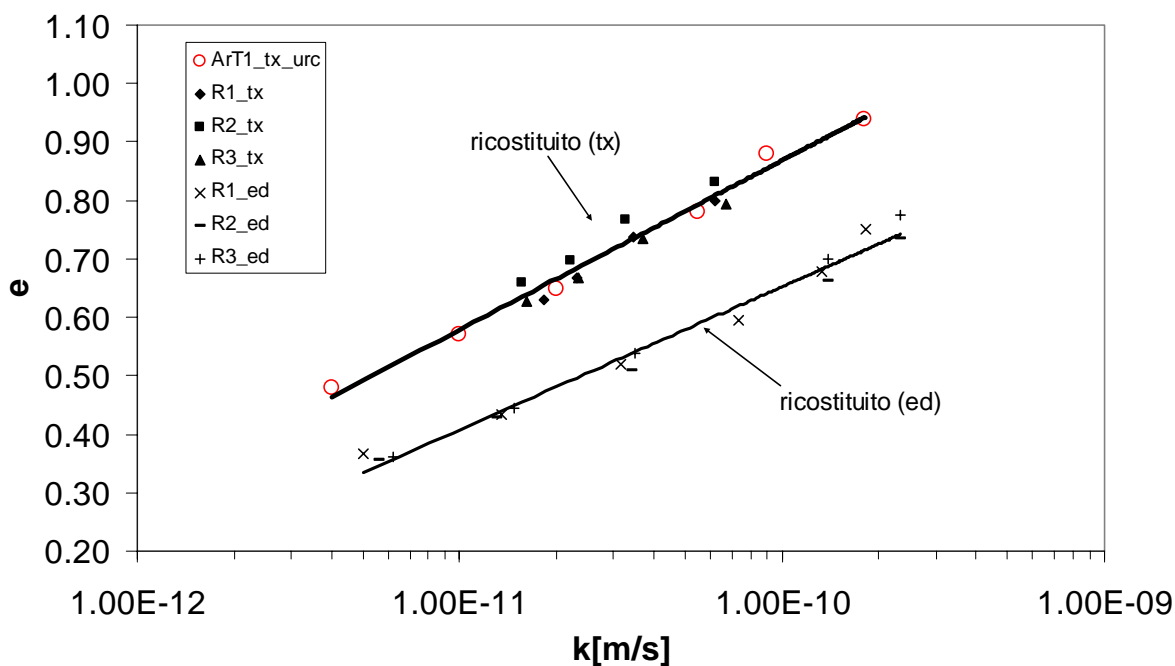


Fig. 4.16. Risultati delle prove di permeabilità in edometro ed in cella triassiale sul materiale ricostituito

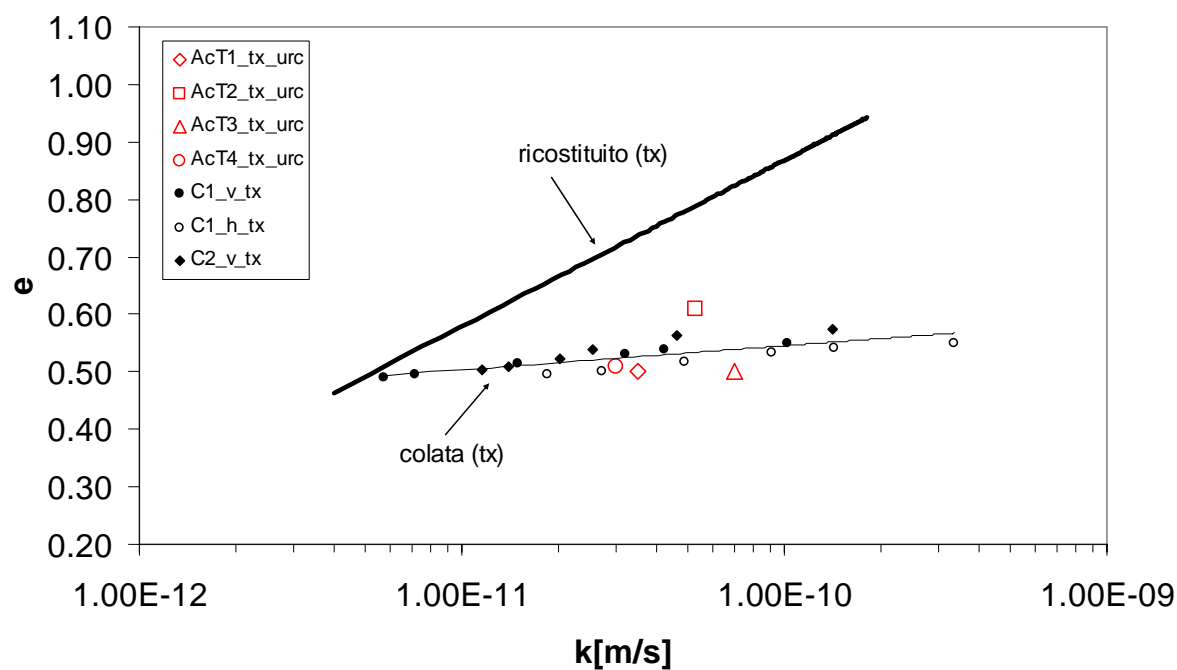


Fig. 4.17. Risultati delle prove di permeabilità in cella triassiale sul corpo di colata e sul materiale ricostituito

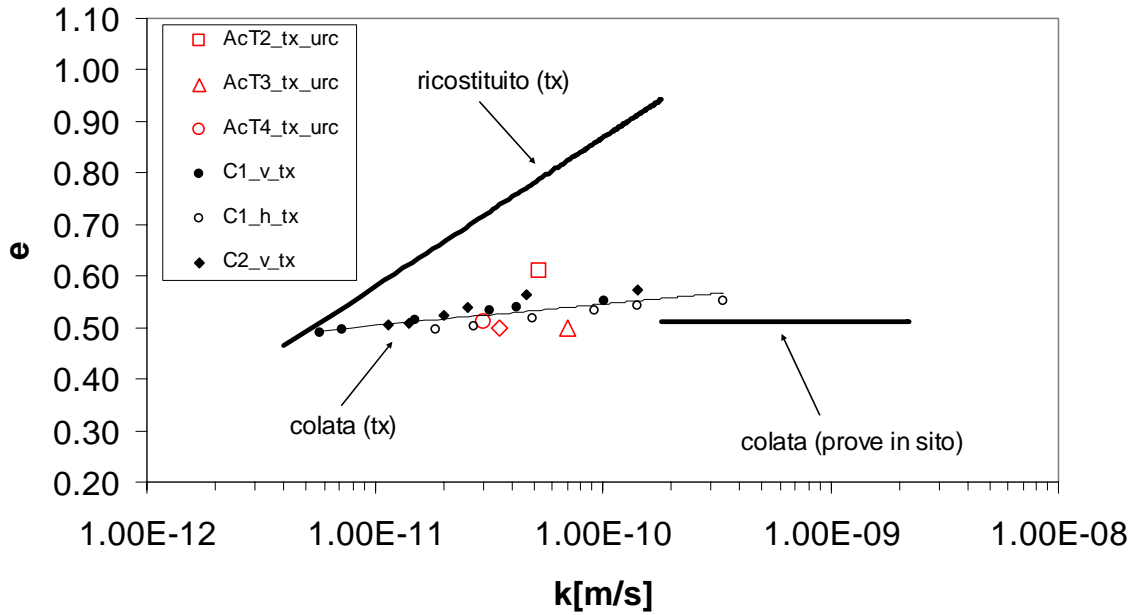


Fig. 4.18. Risultati delle prove di permeabilità in cella triassiale sul corpo di colata e sul materiale ricostituito e prove di permeabilità in sito sul corpo di colata (dati da Urciuoli, 1994)

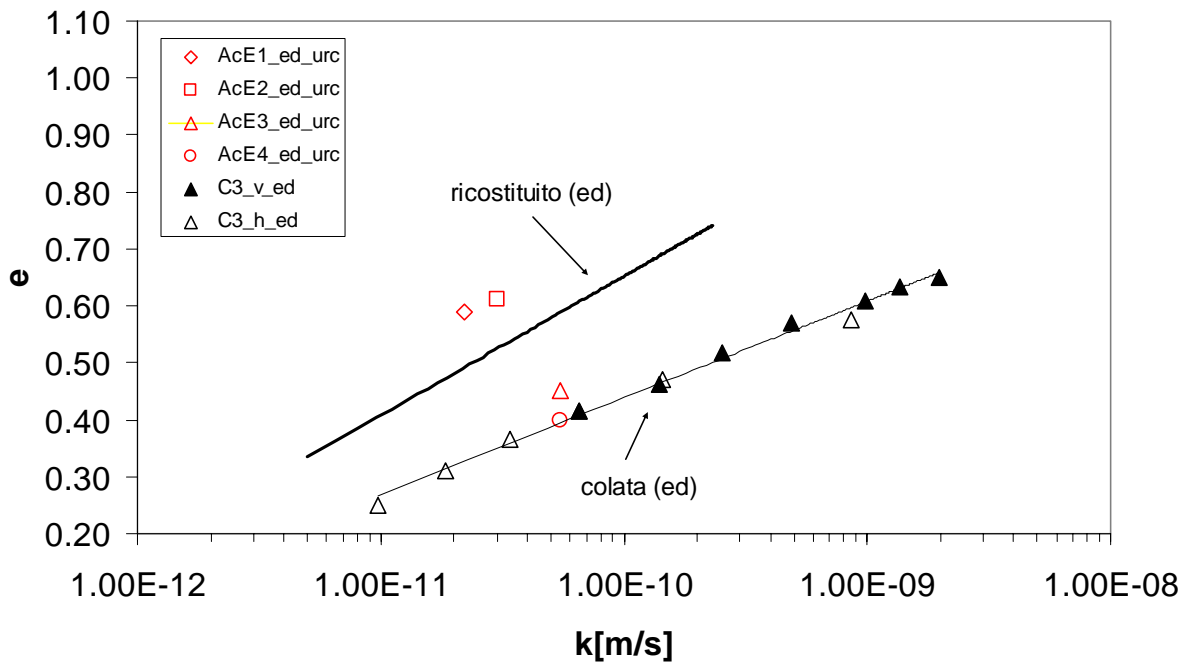


Fig. 4.19. Risultati delle prove di permeabilità in edometro sul corpo di colata e sul materiale ricostituito

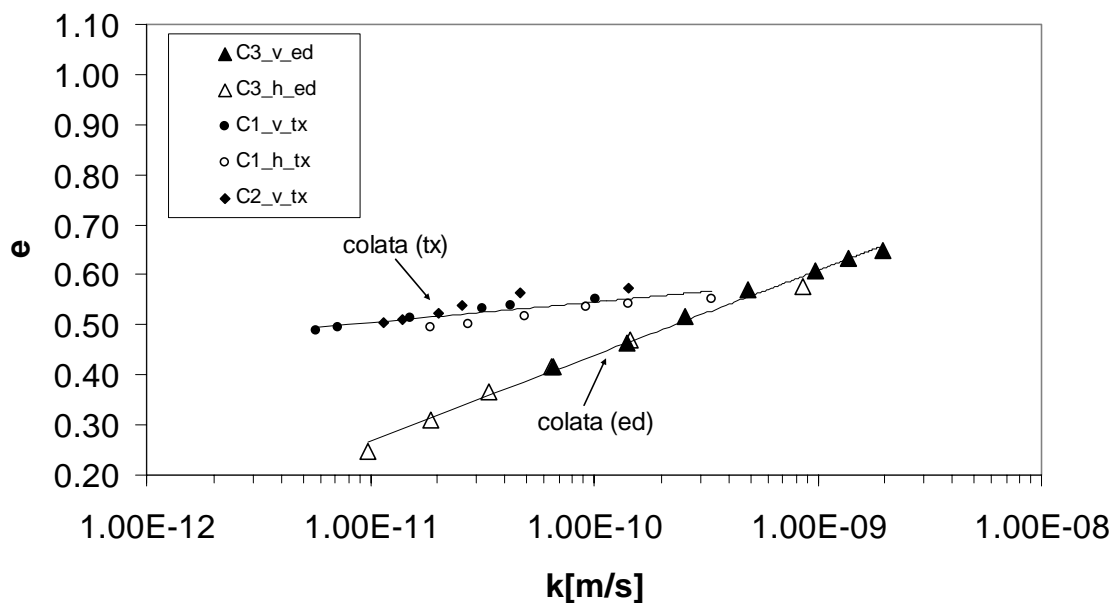


Fig. 4.20. Confronto tra i risultati delle prove di permeabilità in edometro e in cella triassiale sul corpo di colata

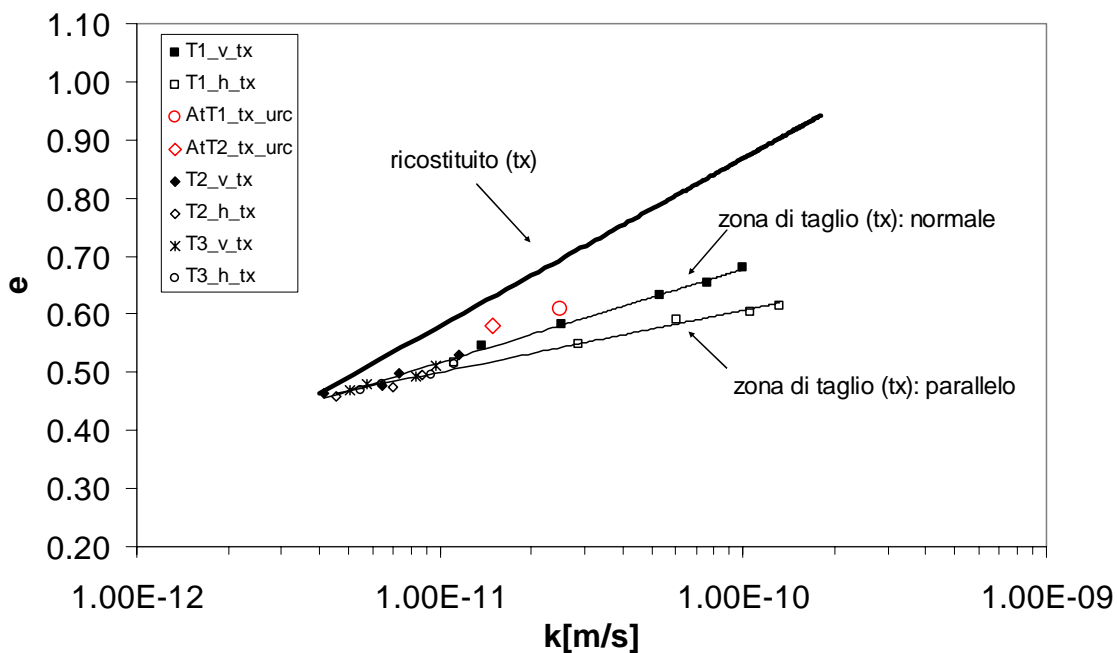


Fig. 4.21. Risultati delle prove di permeabilità in cella triassiale sulla zona di taglio e sul materiale ricostituito

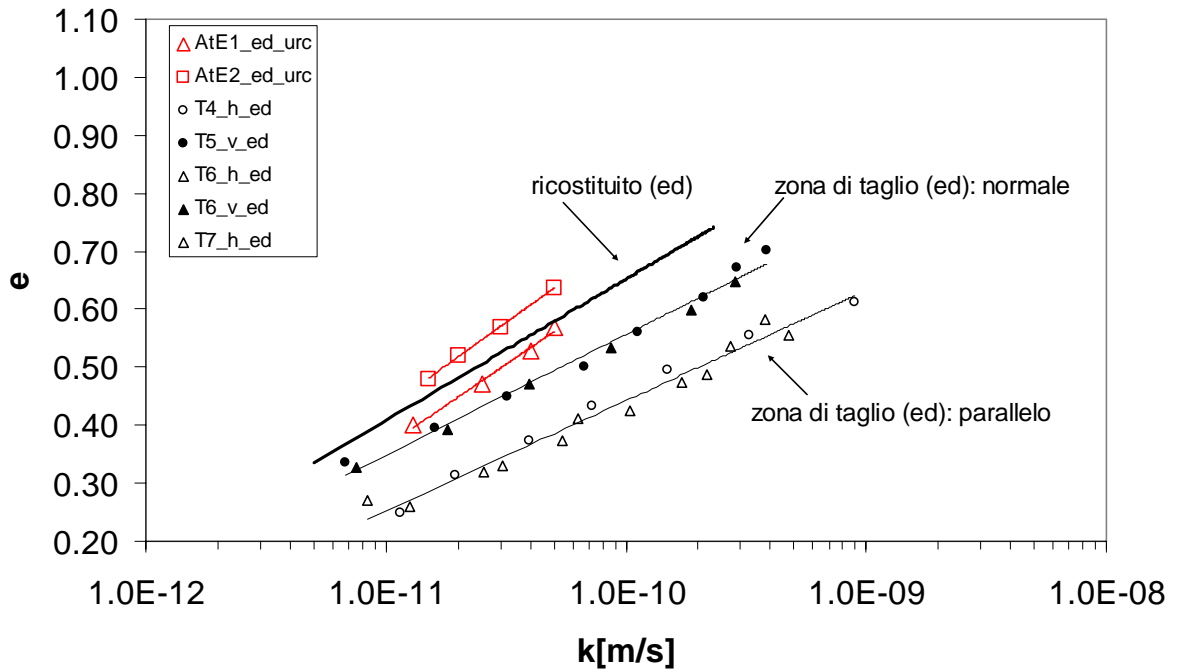


Fig. 4.22. Risultati delle prove di permeabilità in edometro sulla zona di taglio e sul materiale ricostituito

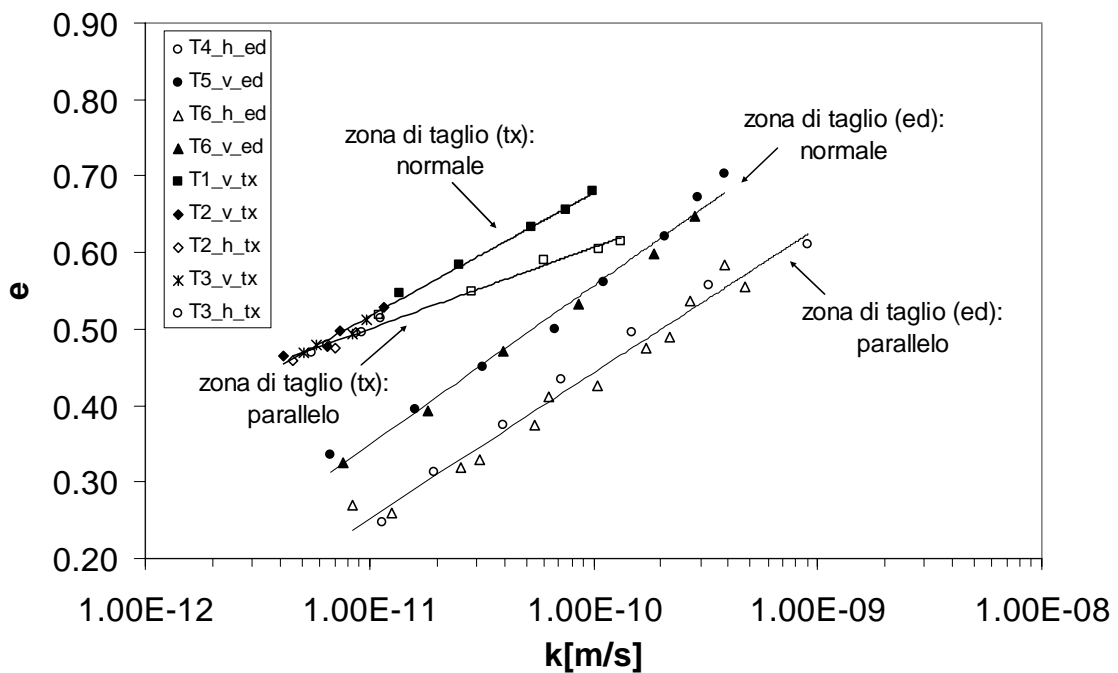


Fig. 4.23. Confronto tra i risultati delle prove di permeabilità in cella triassiale ed in edometro sulla zona di taglio

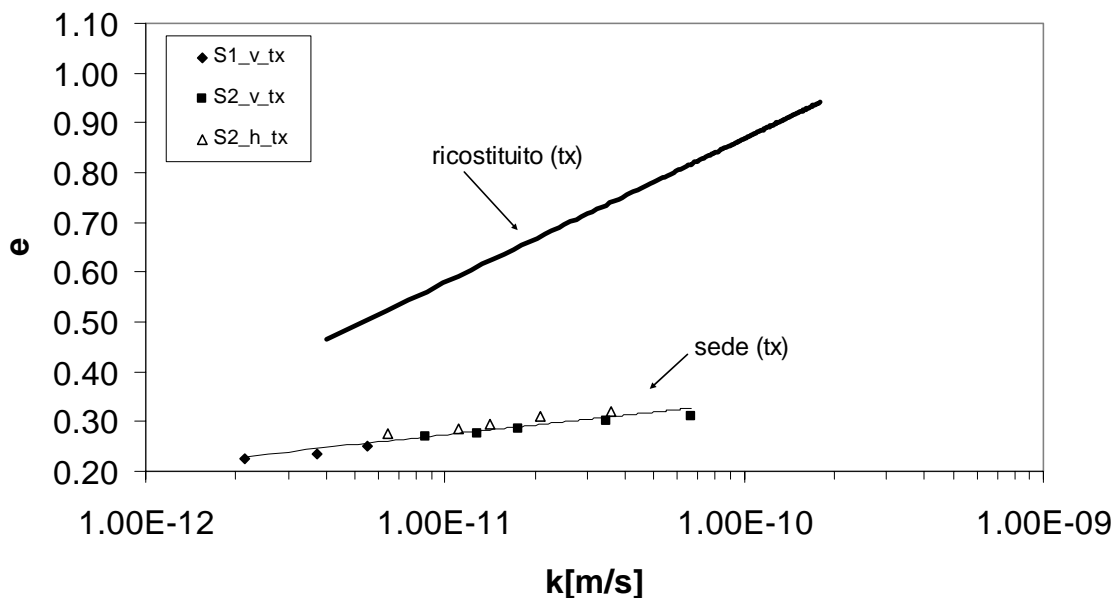


Fig. 4.24. Risultati delle prove di permeabilità in cella triassiale sul materiale ricostituito e sulla formazione in sede

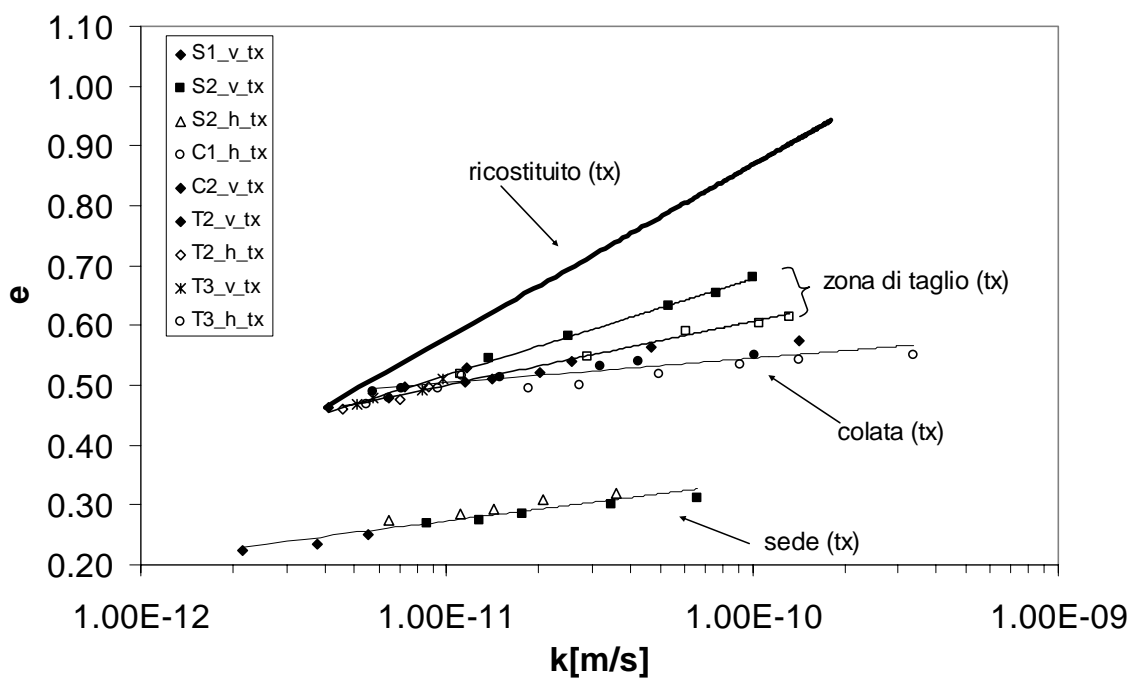


Fig. 4.25. Confronto tra i risultati delle prove di permeabilità in cella triassiale eseguite sul materiale ricostituito, sulla zona di taglio e sulla formazione in sede

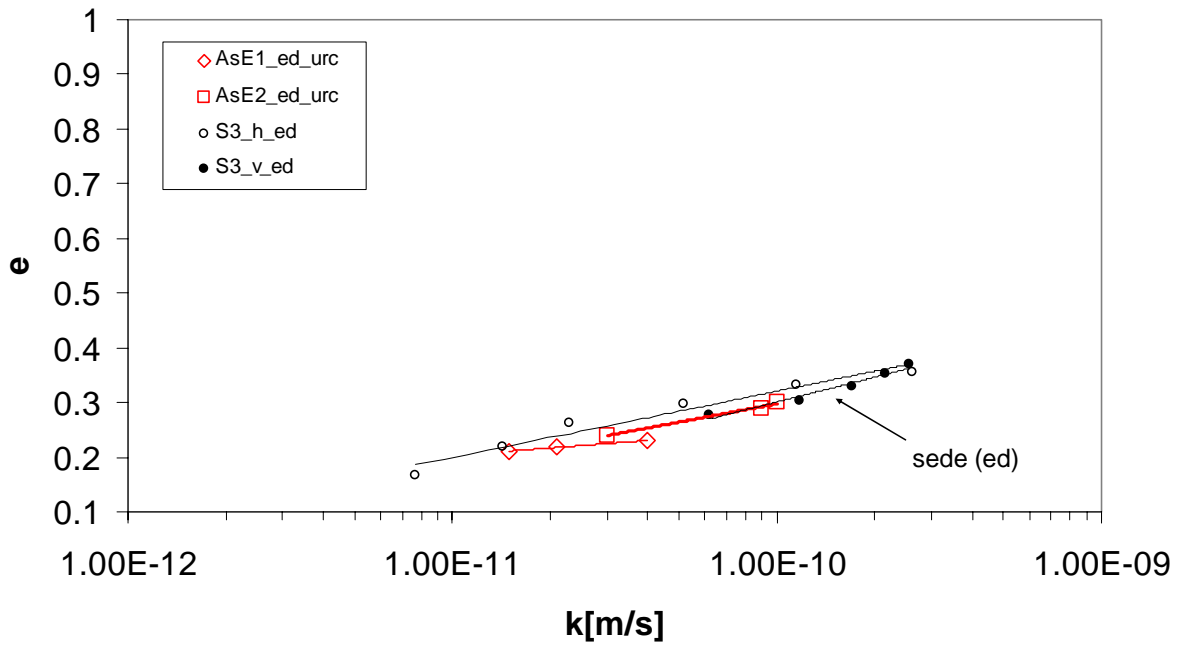


Fig. 4.26. Risultati delle prove di permeabilità in edometro sulla formazione in sede

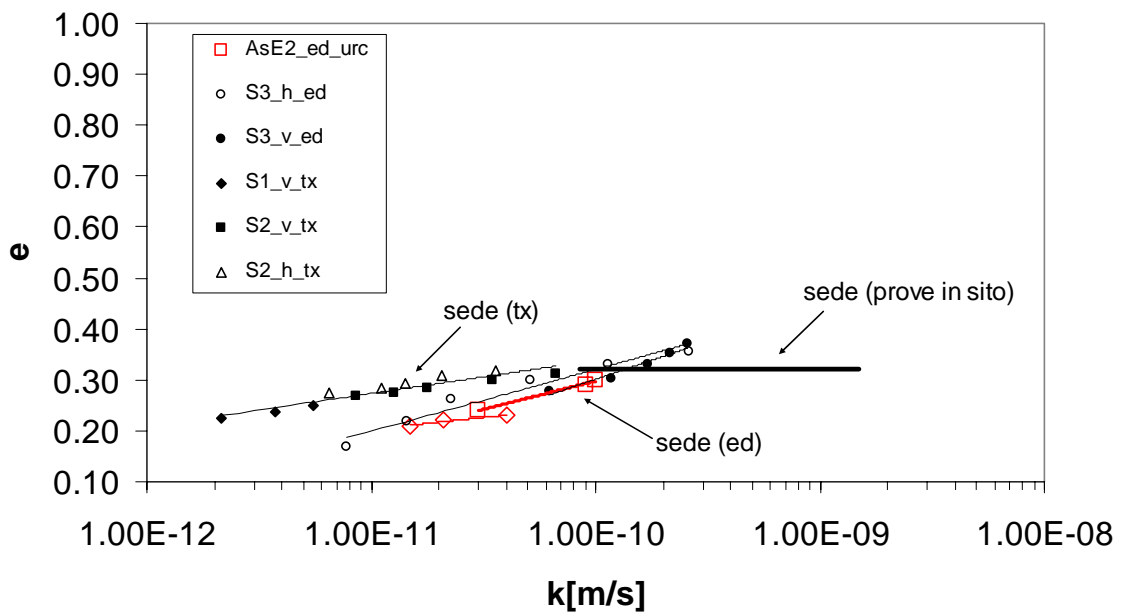


Fig. 4.27. Confronto tra i risultati delle prove di permeabilità eseguite in edometro, in cella triassiale ed in sito sulla formazione in sede

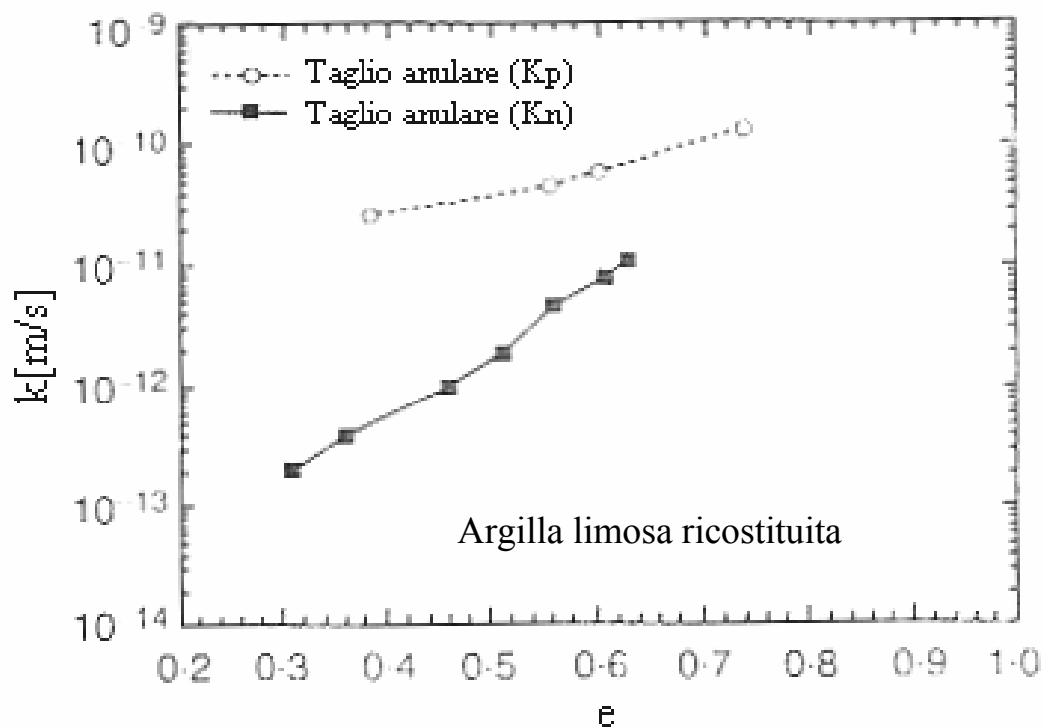
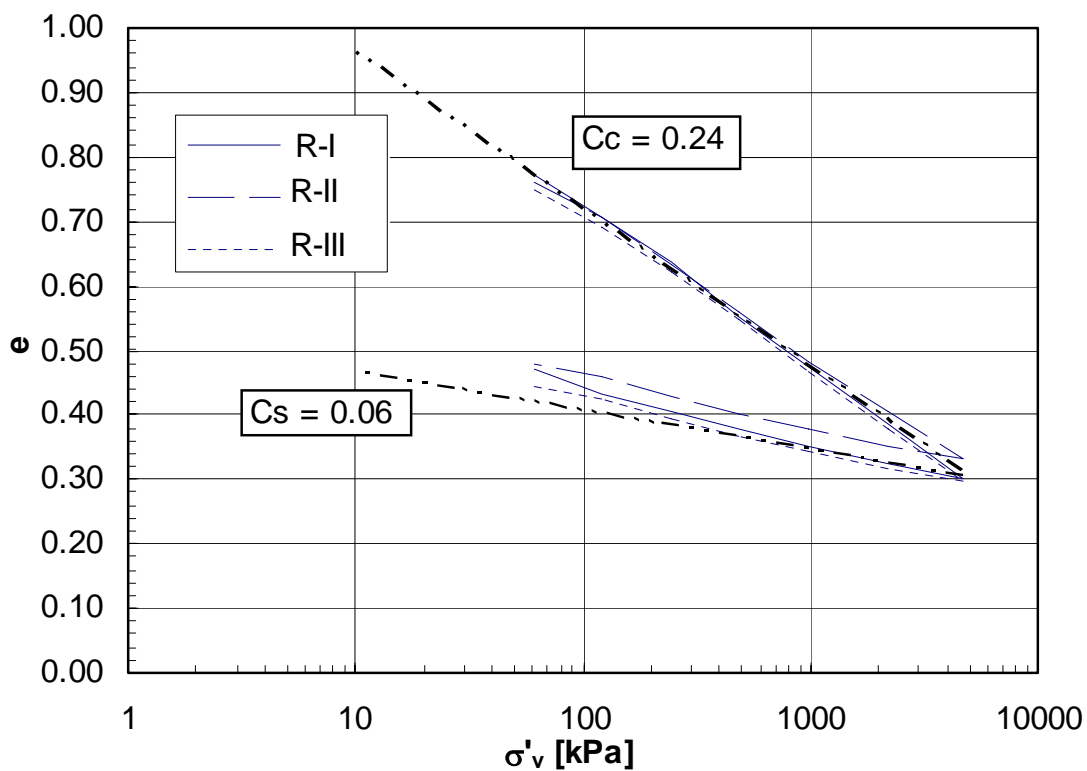


Fig. 4.28. Anisotropia della permeabilità di un'argilla limosa ricostituita indotta da azioni di taglio (modificato da Dewhurst et al., 1996)



Materiale ricostituito	Prova	e_0
	R-I	0.906
	R-II	0.856
	R-III	0.837

Fig. 4.29. Prove di compressione edometrica su materiale ricostituito

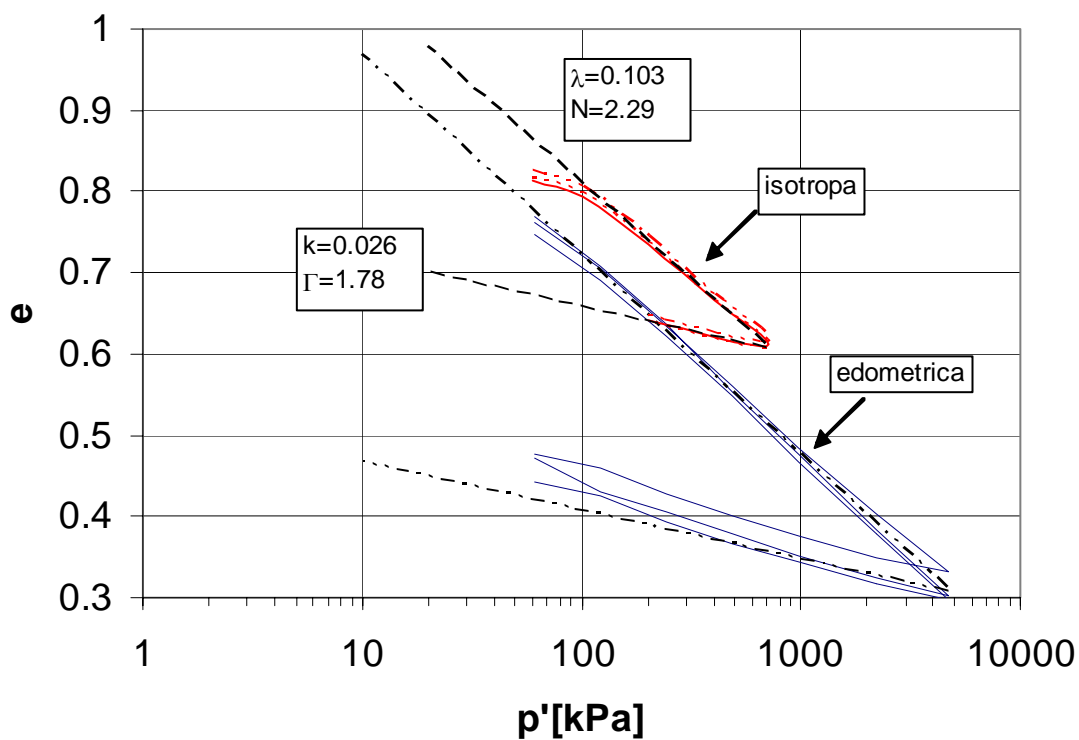
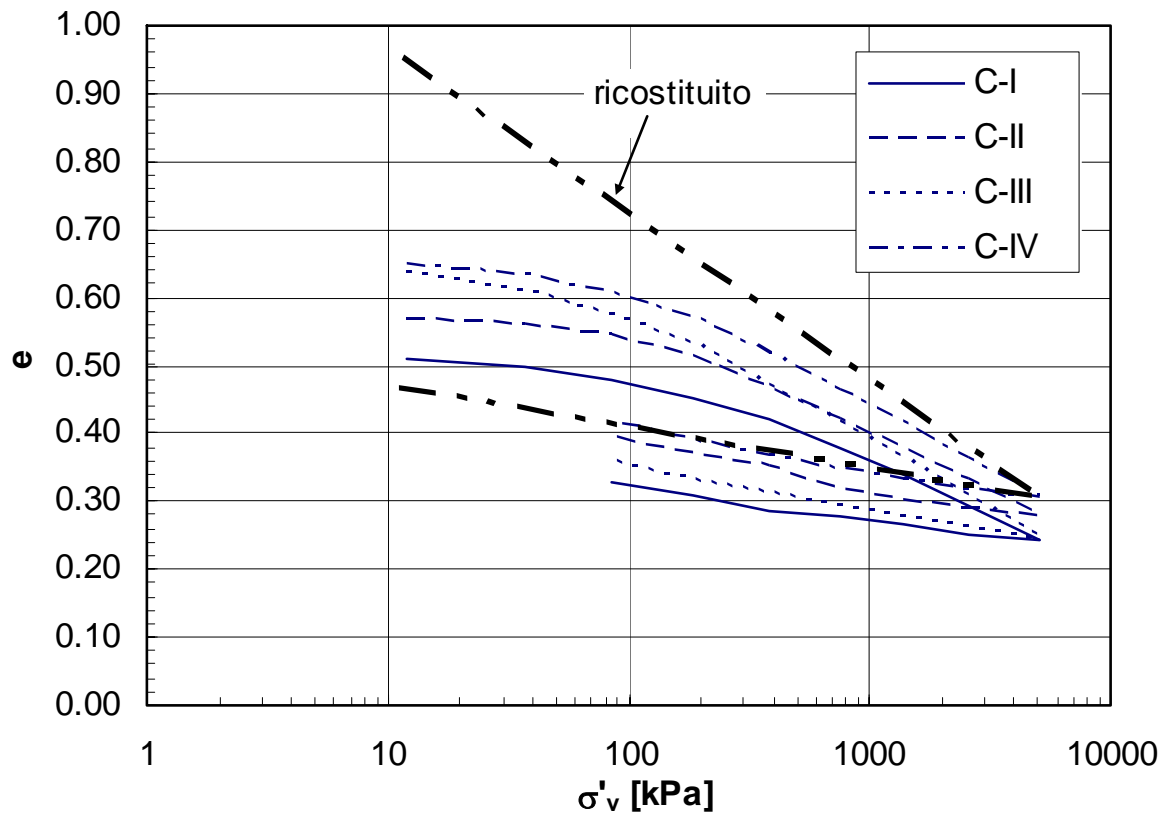


Fig. 4.30. Prove di compressione isotropa su materiale ricostituito



	Prova	e_0
Corpo di colata	C-I	0.514
	C-II	0.572
	C-III	0.652
	C-IV	0.648

Fig. 4.31. Prove di compressione edometrica sul corpo di colata

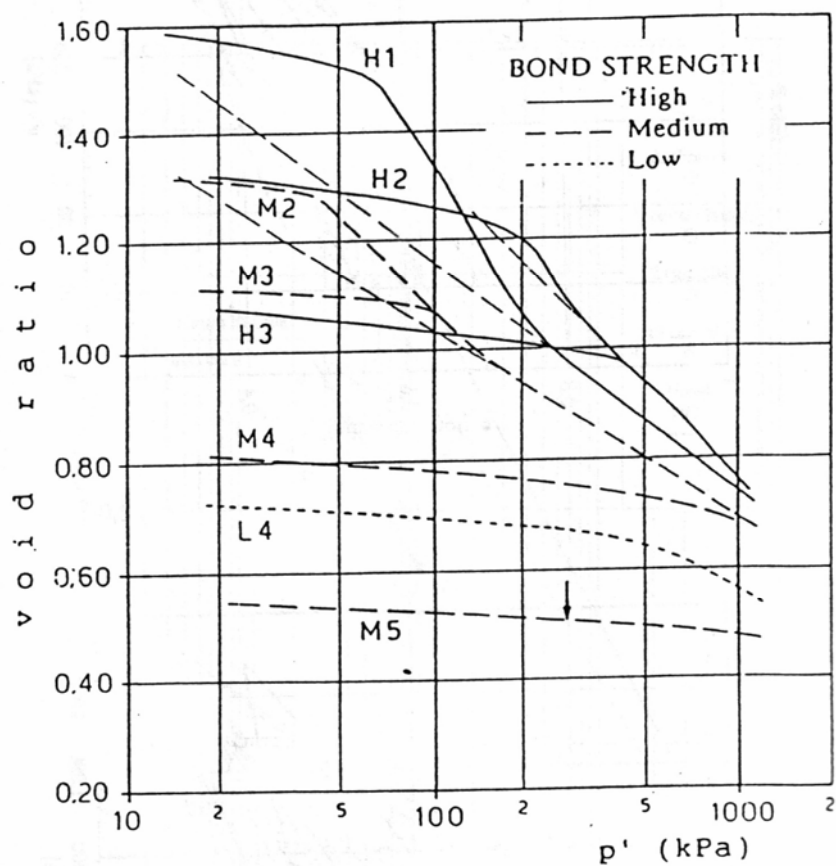


Fig. 4.32. Influenza della cementazione e della porosità iniziale sulle curve di compressione isotropa (da Maccarini, 1987)

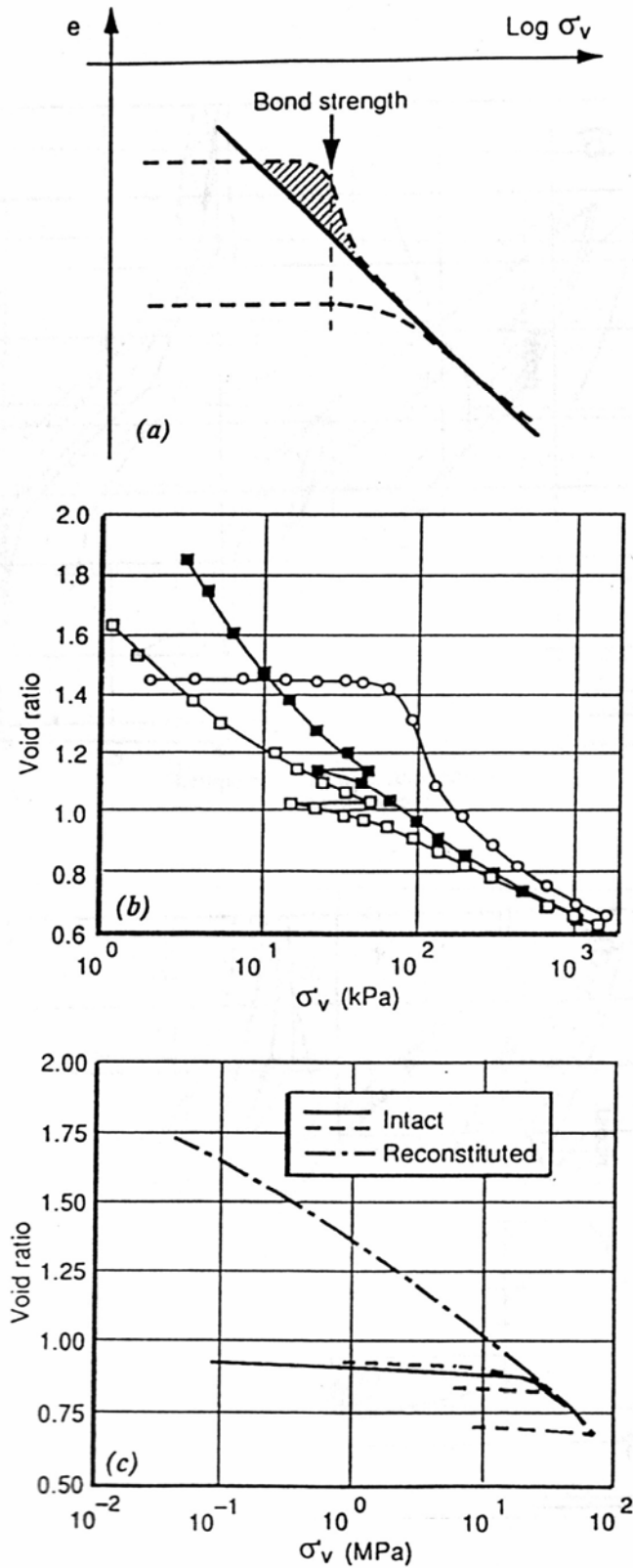


Fig. 4.33. Influenza dei legami di cementazione sulle curve di compressione di terreni strutturati: a) schema; b) Grande Baleine Clay (da Locat e Lefebvre, 1984); c) Tufo Giallo Napoletano (da Aversa et al., 1993)

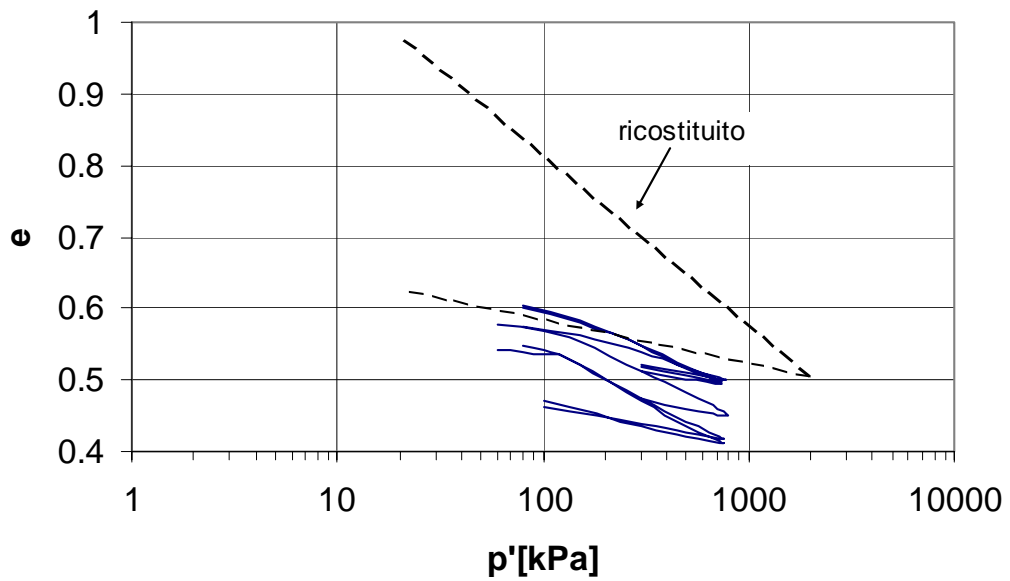
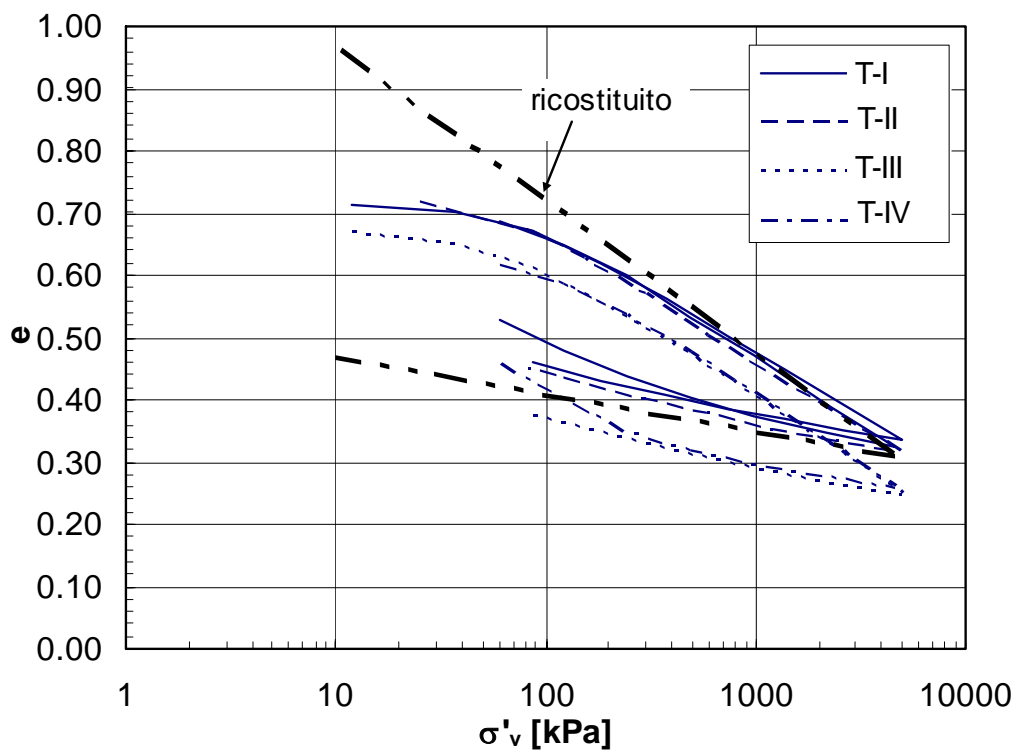


Fig. 4.34. Prove di compressione isotropa sul corpo di colata



		Prova	e_0
		Zona di taglio	T-I
T-II	0.736		
T-III	0.676		
T-IV	0.656		

Fig. 4.35. Prove di compressione edometrica sulla zona di taglio

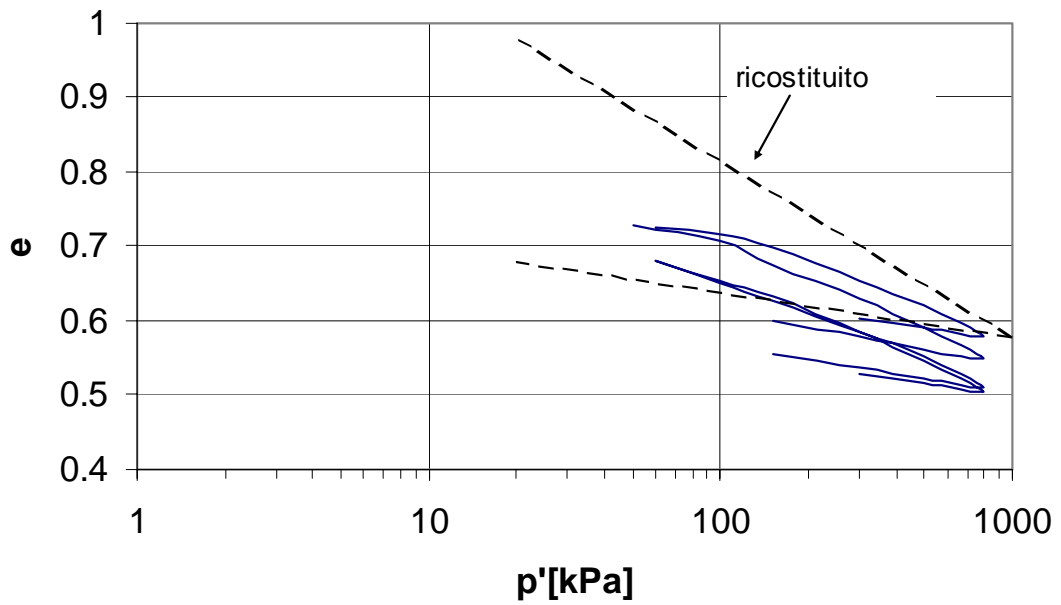
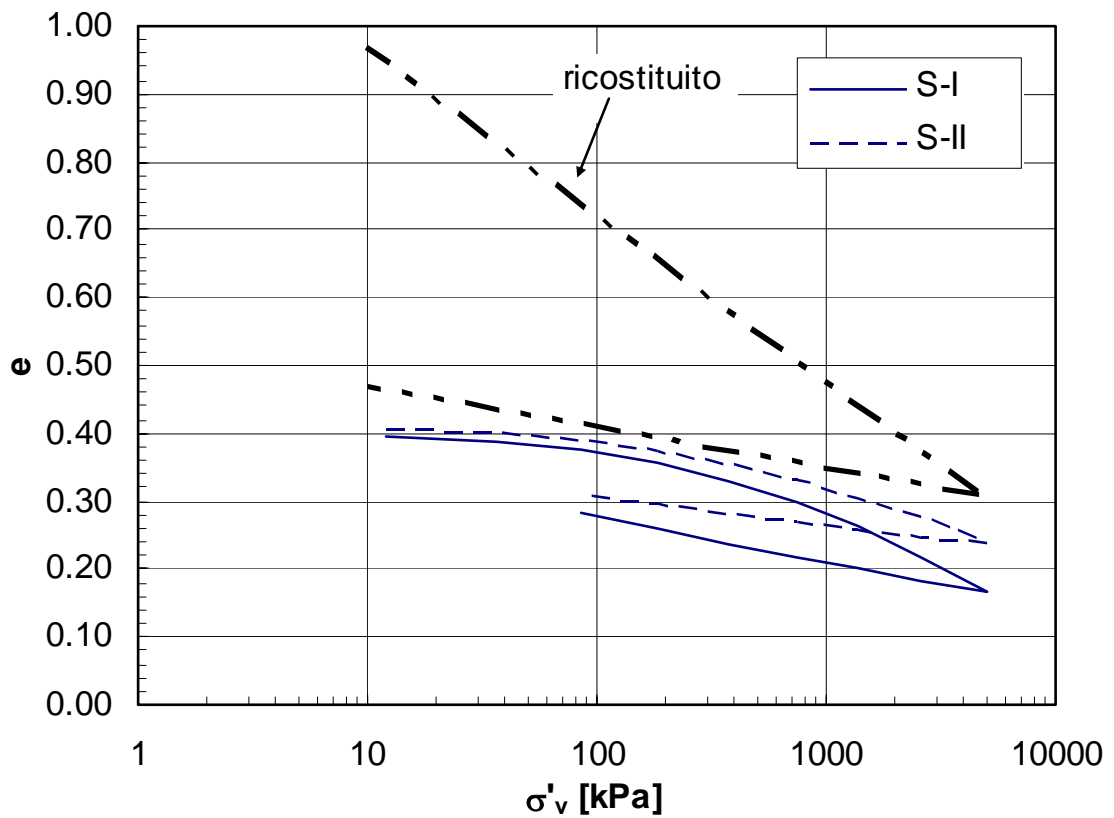


Fig. 4.36. Prove di compressione isotropa sulla zona di taglio



	Prova	e_0
Formazione in sede	S-I	0.398
	S-II	0.407

Fig. 4.37. Prove di compressione edometrica sulla formazione in sede

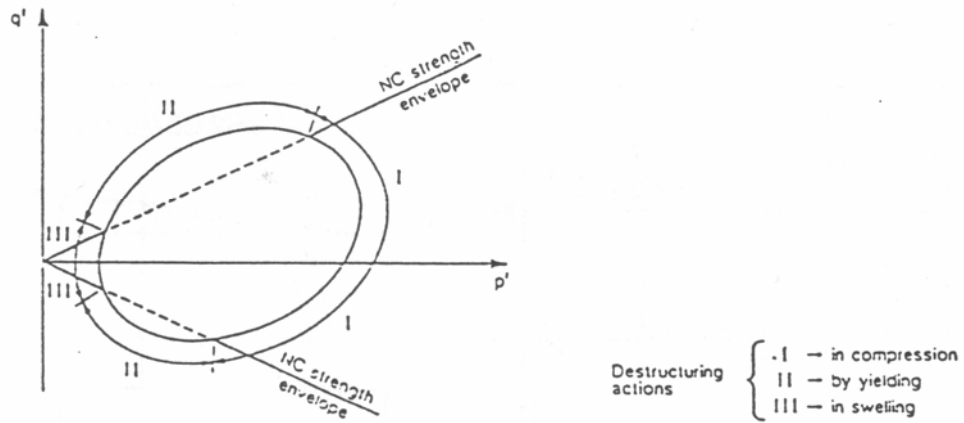


Fig. 4.38. Possibili meccanismi di destrutturazione (da Leroueil e Vaughan, 1990)

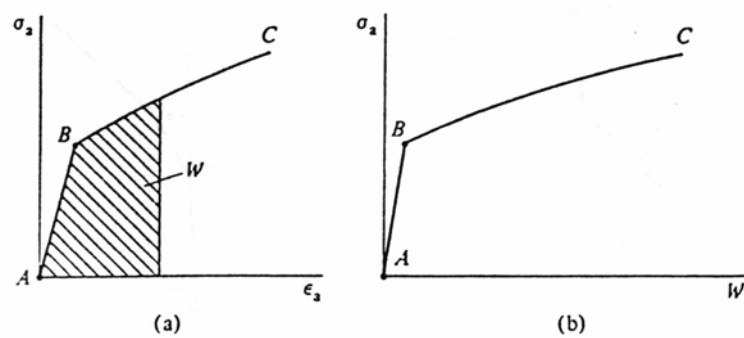


Fig. 4.39. Lavoro speso per produrre deformazioni assiali in una prova di compressione semplice (a); snervamento dedotto dal lavoro compiuto durante l'applicazione di un carico (b) (da Wood, 1990)

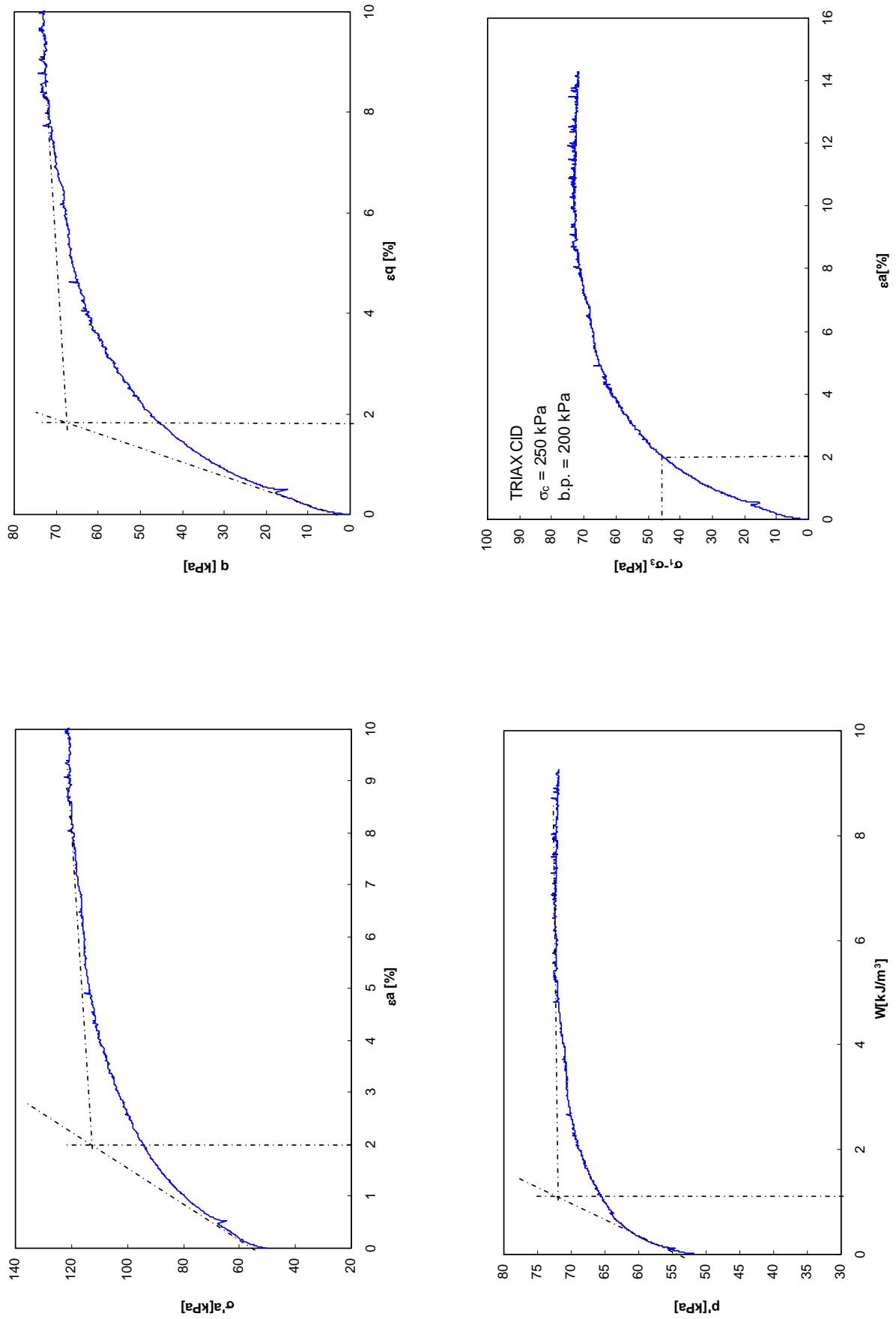


Fig. 4.40. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione della zona di taglio sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$

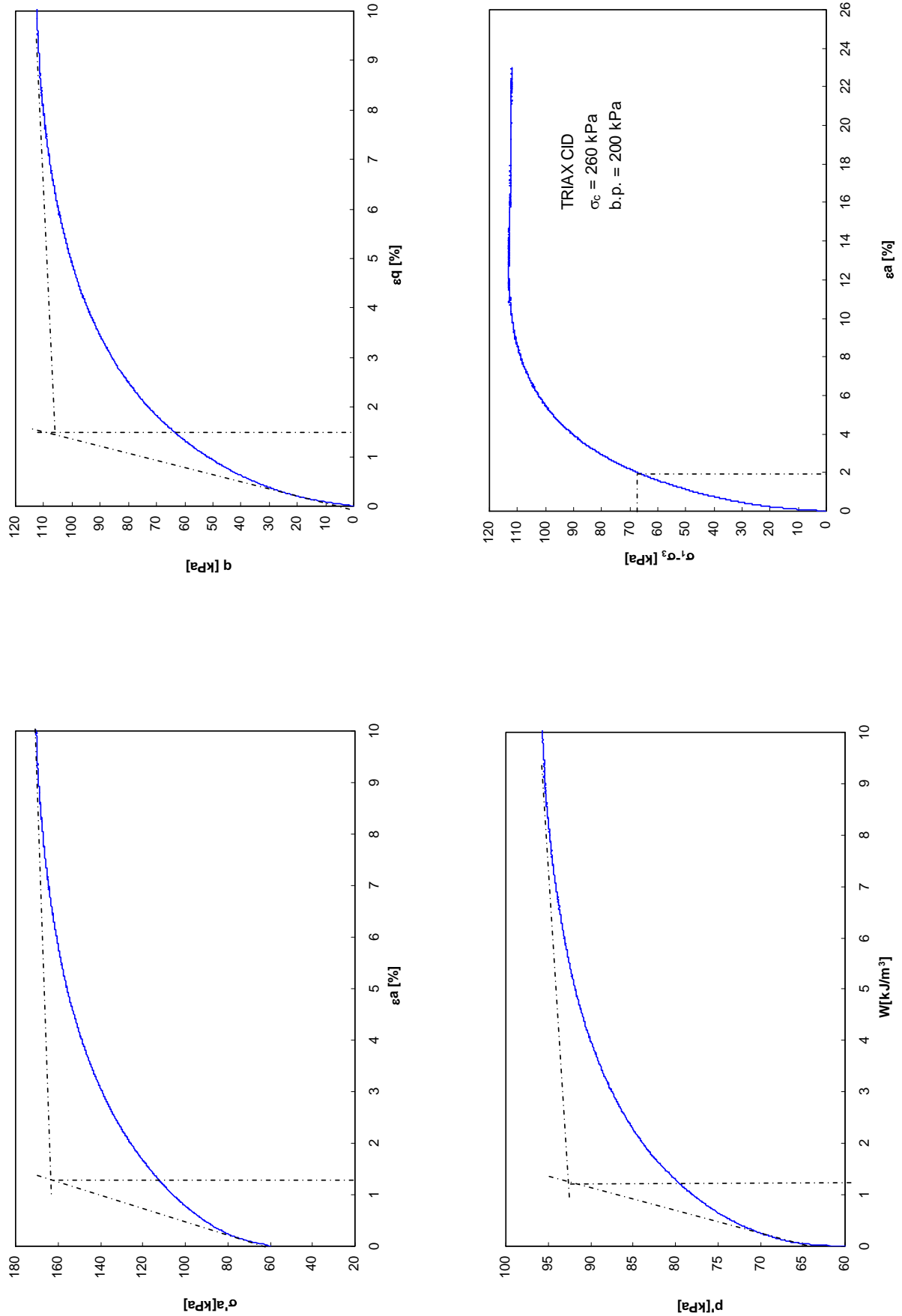


Fig. 4.41. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 60$ kPa

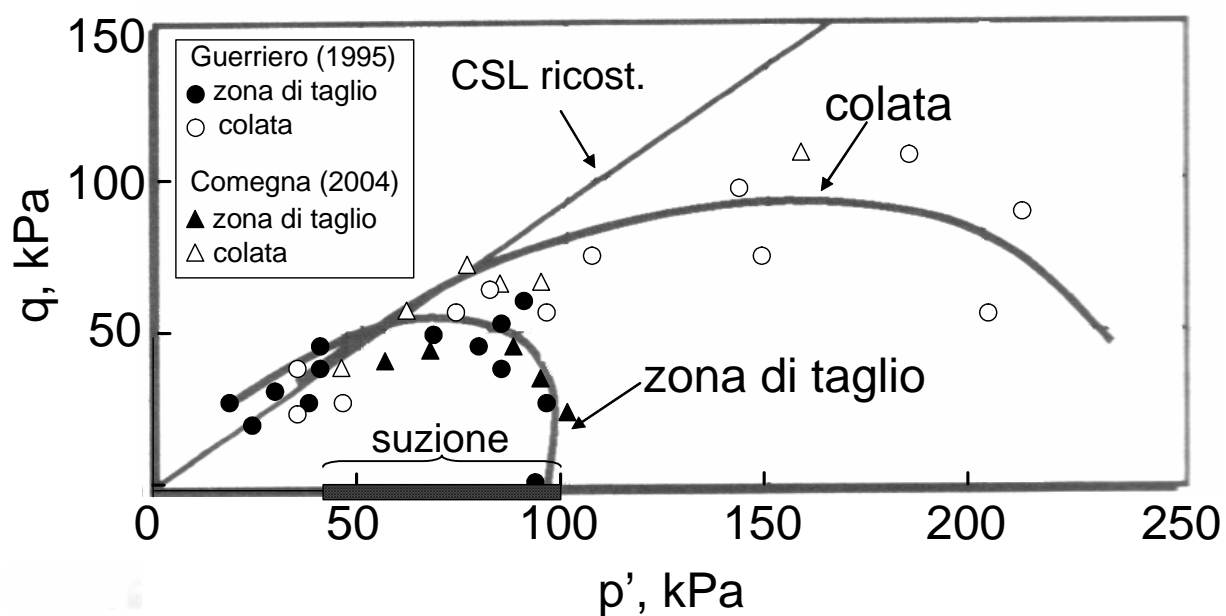
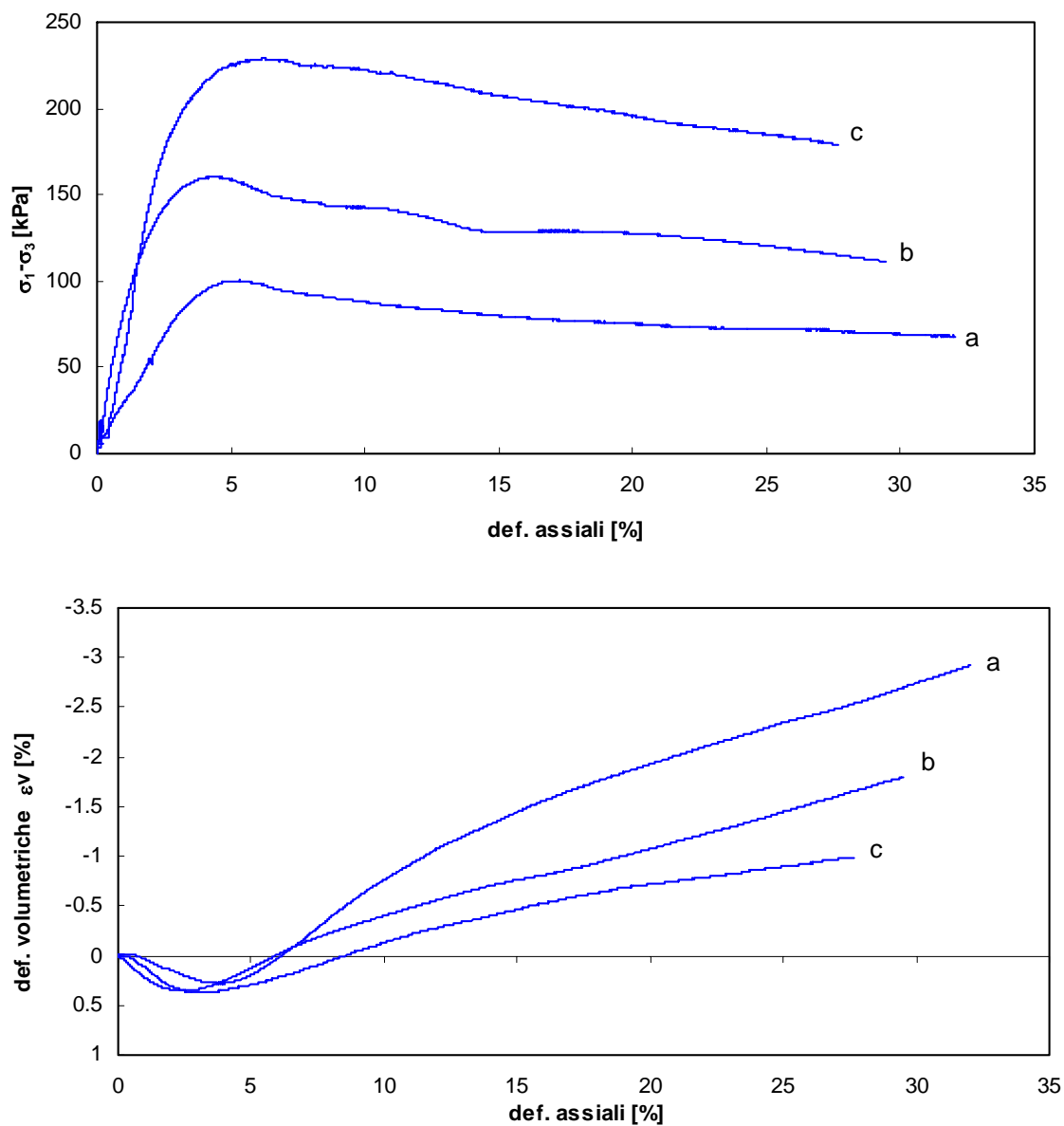
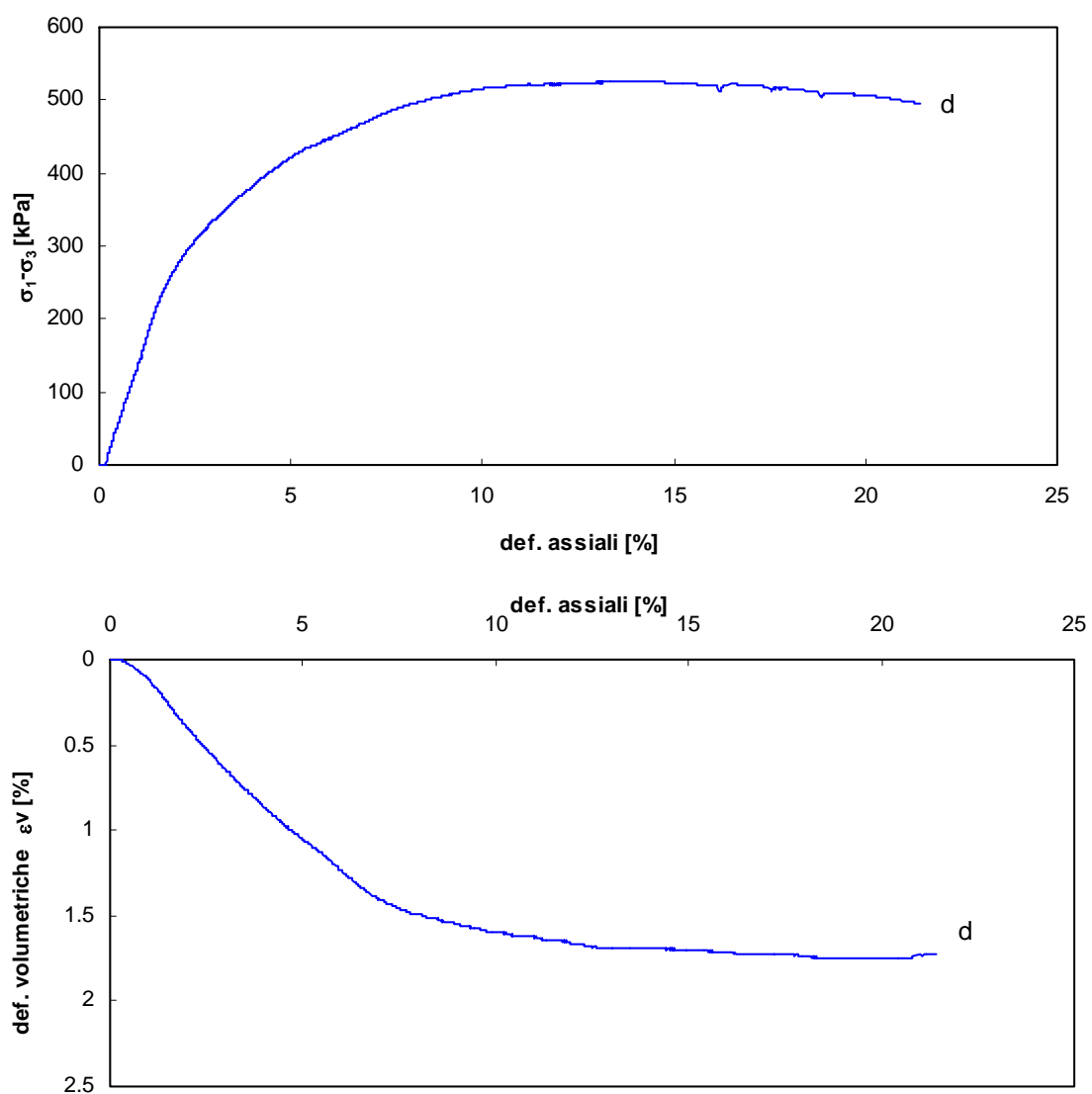


Fig. 4.42. Superfici di snervamento del corpo di colata e della zona di taglio (modificato da Guerriero, 1995)



TERRENO RICOSTITUITO			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
a	40	0.75	18.75
b	80	0.67	9.38
c	130	0.65	5.77

Fig. 4.43. Prove di compressione triassiale drenata su materiale ricostituito



TERRENO RICOSTITUITO			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
d	400	0.63	1.88

Fig. 4.44. Prova di compressione triassiale drenata su un provino di materiale ricostituito

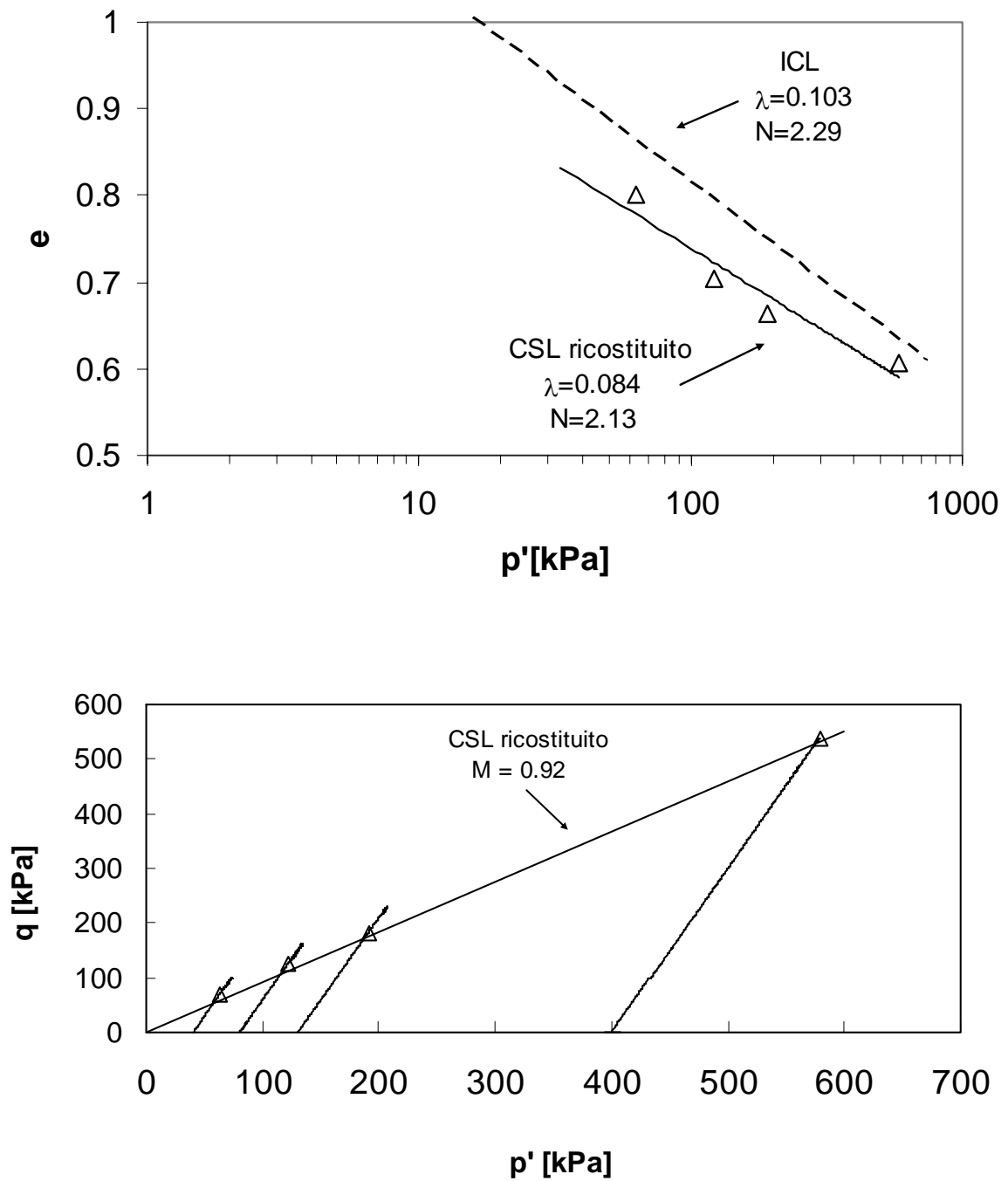


Fig. 4.45. Linea di Stato Critico ricavata dalle prove sul materiale ricostituito

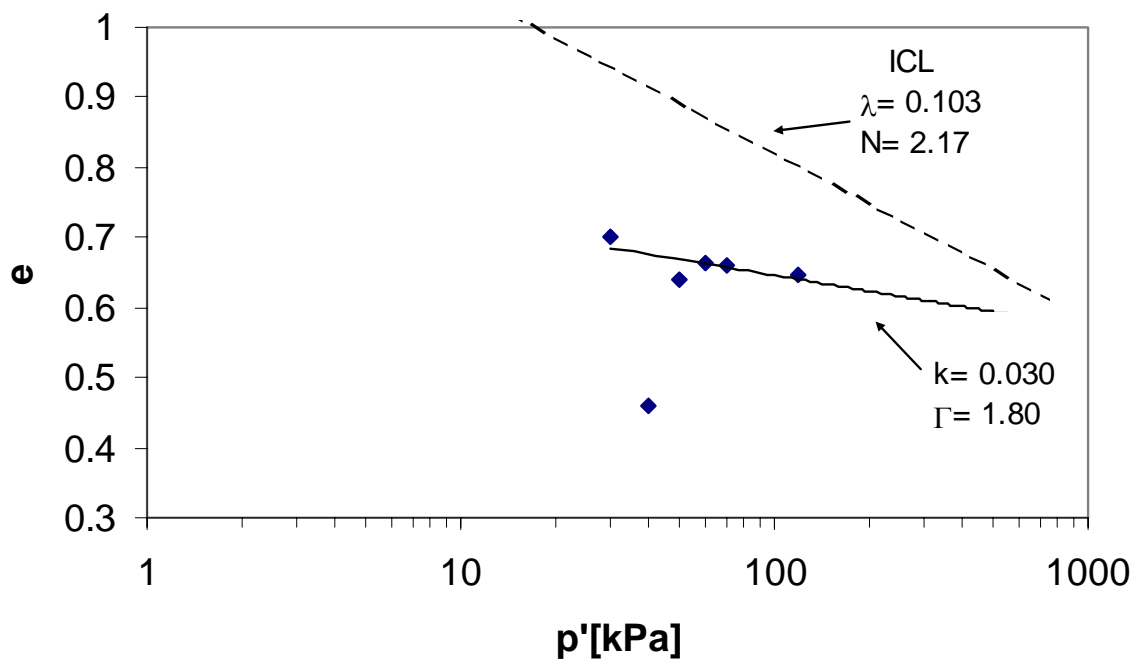
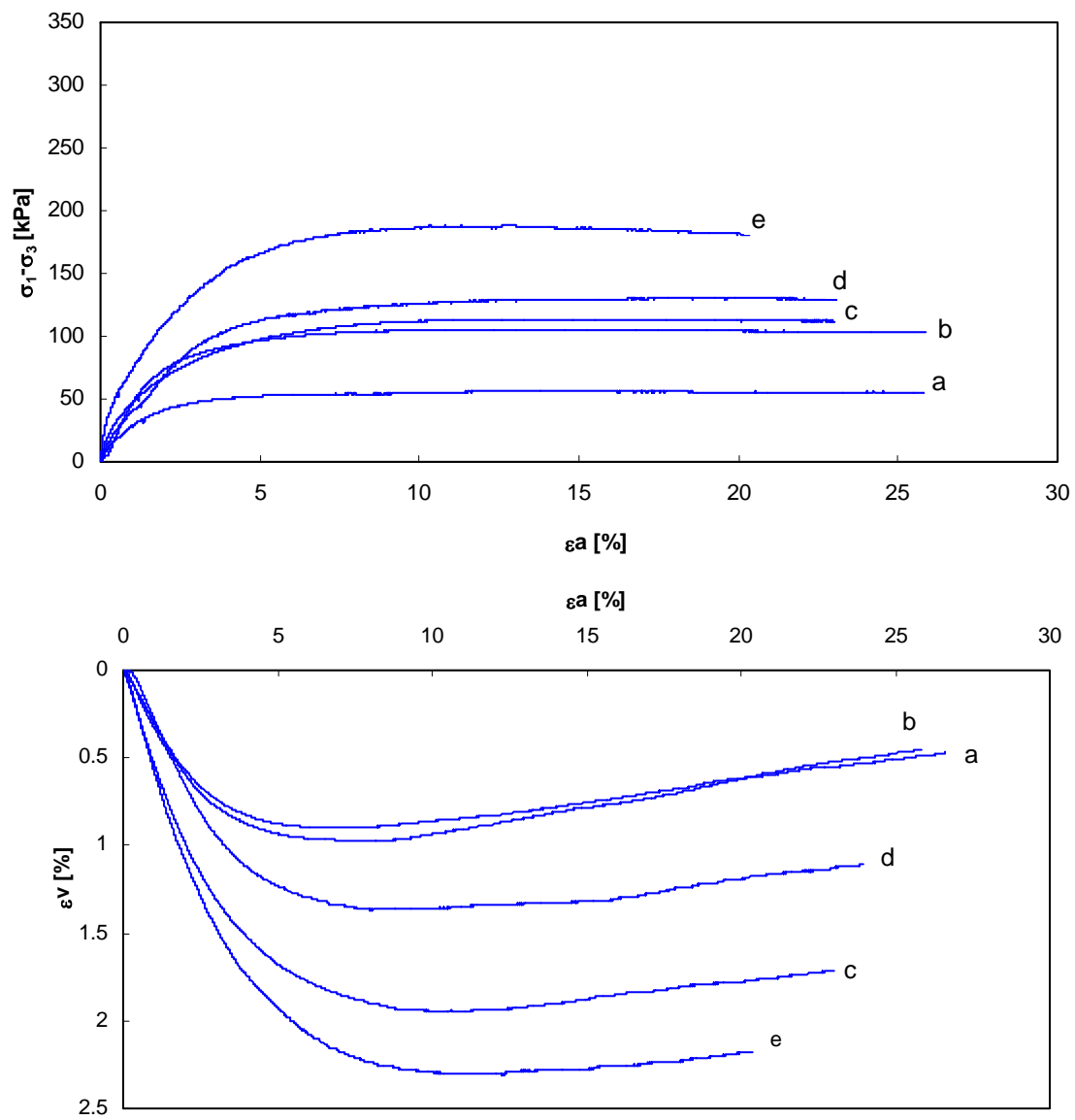
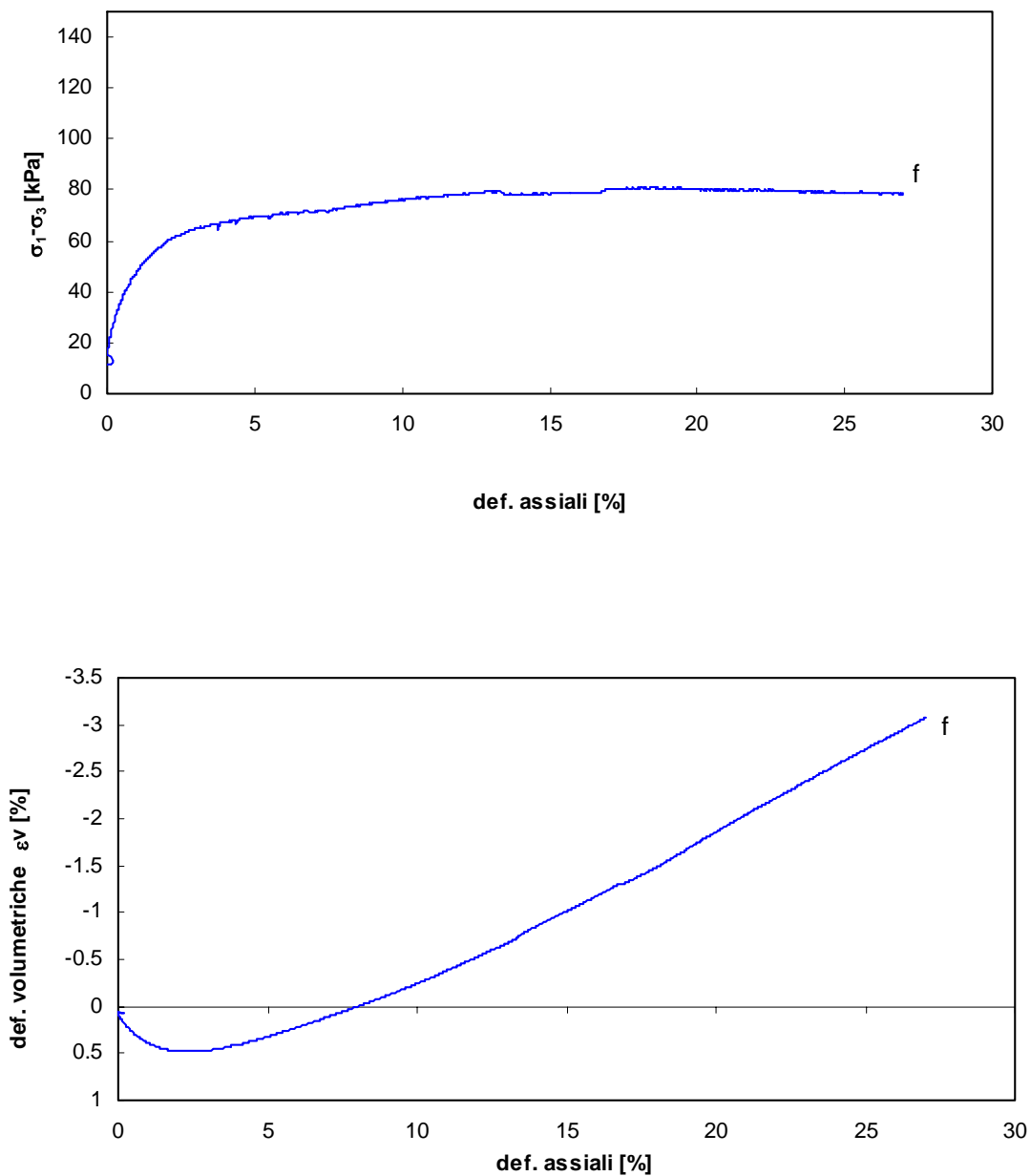


Fig. 4.46. Indice dei vuoti del corpo di colata a fine consolidazione



CORPO DI COLATA			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
a	30	0.70	36.76
b	50	0.64	22.06
c	60	0.67	18.38
d	70	0.66	15.76
e	120	0.65	9.19

Fig. 4.47. Prove di compressione triassiale drenata sul corpo di colata



CORPO DI COLATA			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
f	40	0.46	625.00

Fig. 4.48. Prova di compressione triassiale drenata sul corpo di colata

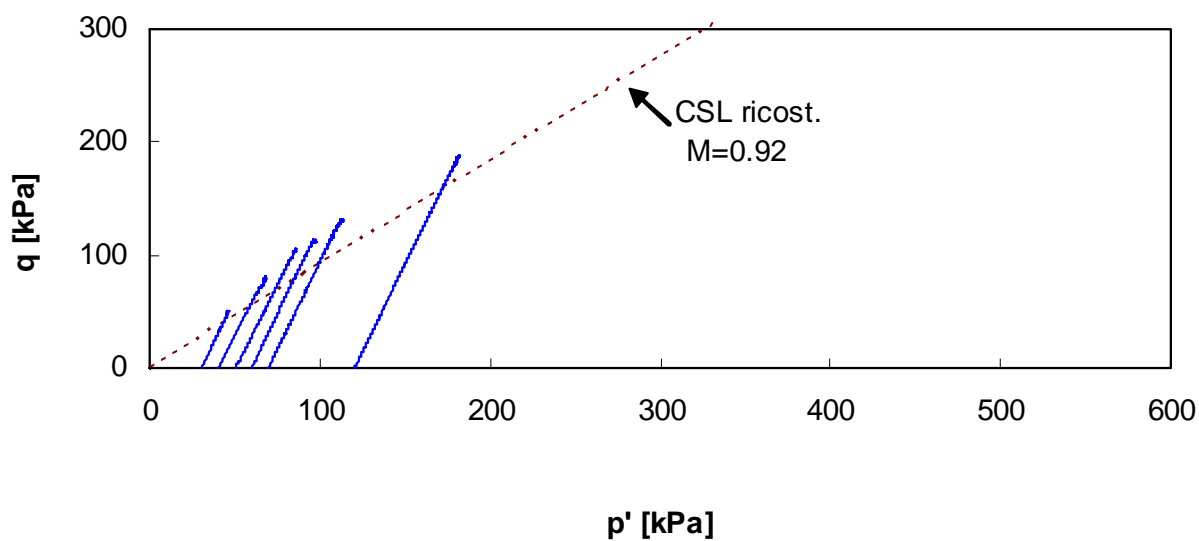


Fig. 4.49. Corpo di colata: percorsi tensionali delle prove triassiali CID

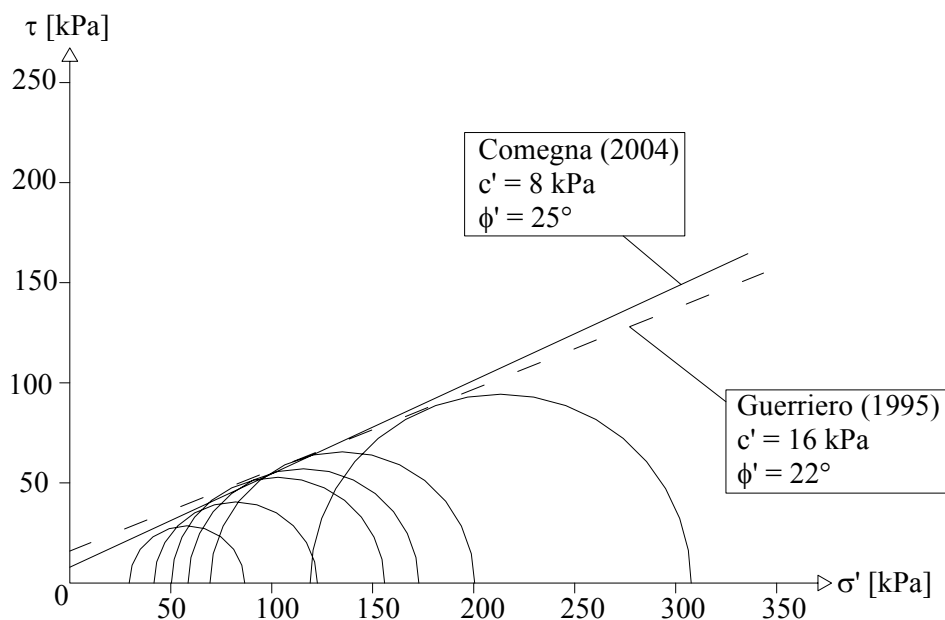


Fig. 4.50. Piano di Mohr: involucro di resistenza del corpo di colata

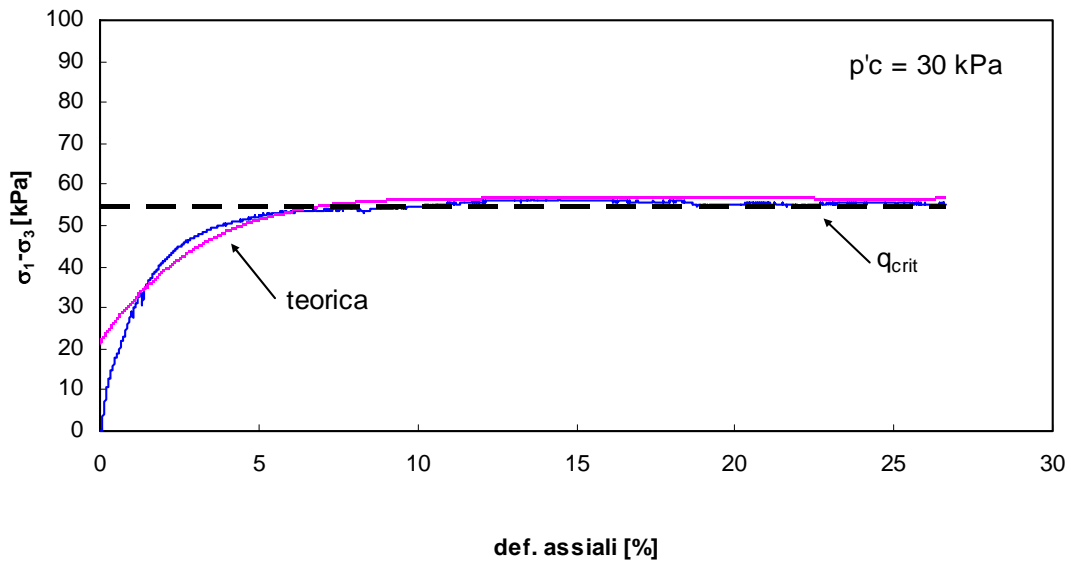


Fig. 4.51. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, in base alla teoria di Rowe ($p'_c = 30$ kPa)

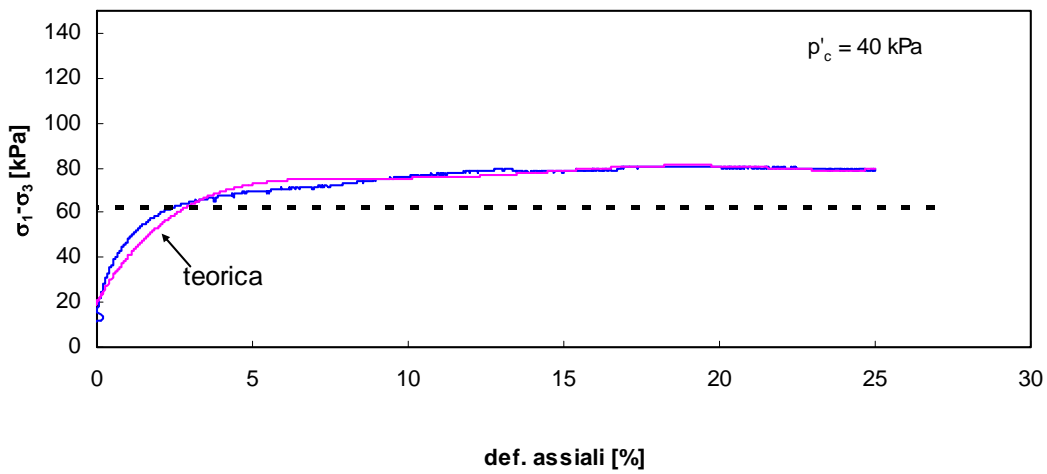


Fig. 4.52. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, in base alla teoria di Rowe ($p'_c = 40$ kPa)

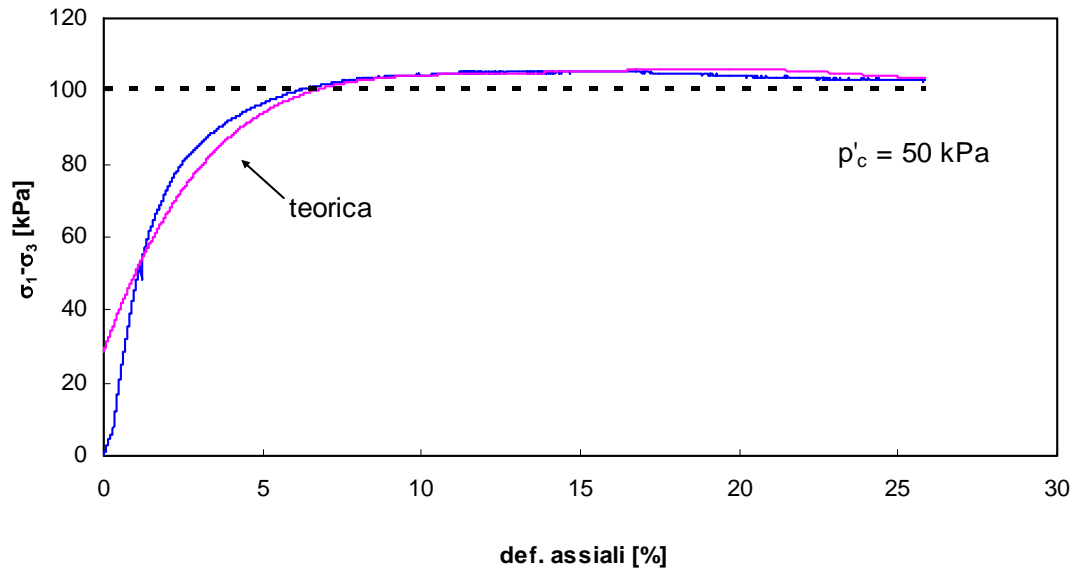


Fig. 4.53. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, in base alla teoria di Rowe ($p'_c = 50$ kPa)

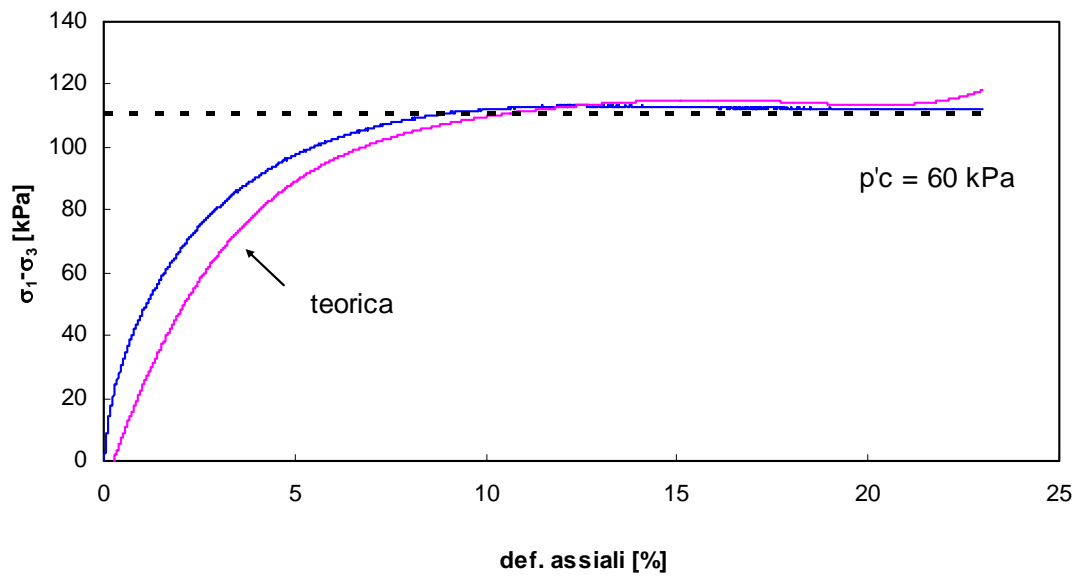


Fig. 4.54. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, in base alla teoria di Rowe ($p'_c = 60$ kPa)

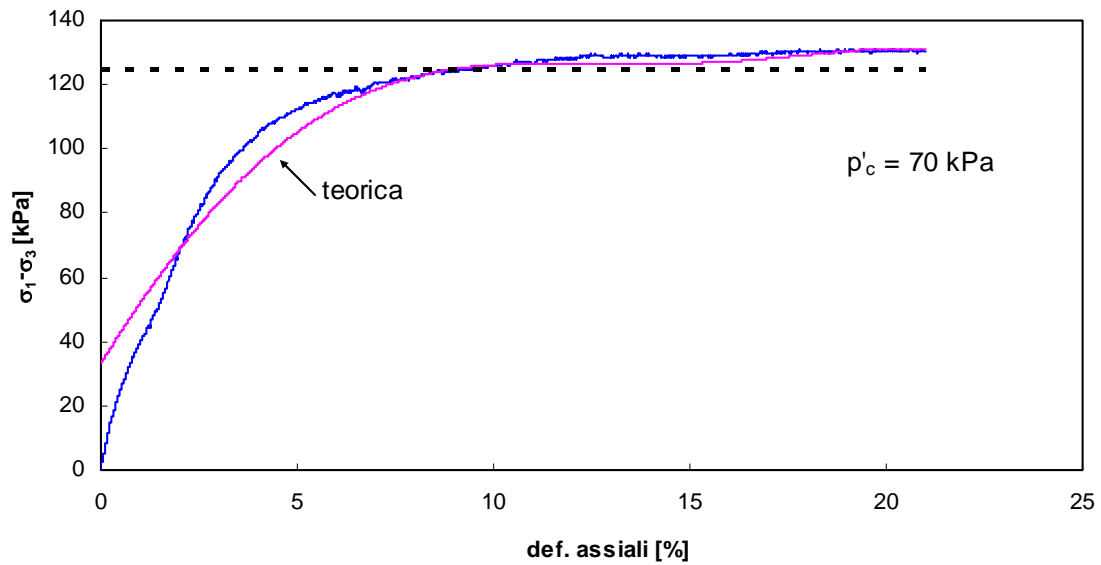


Fig. 4.55. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, in base alla teoria di Rowe ($p'_c = 70$ kPa)

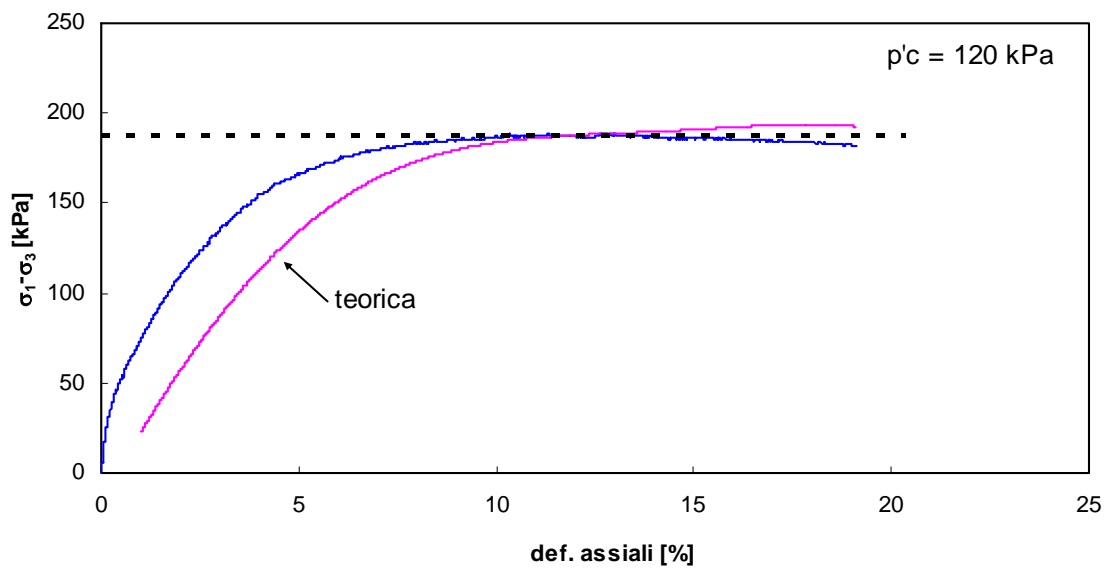


Fig. 4.56. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, in base alla teoria di Rowe ($p'_c = 120$ kPa)

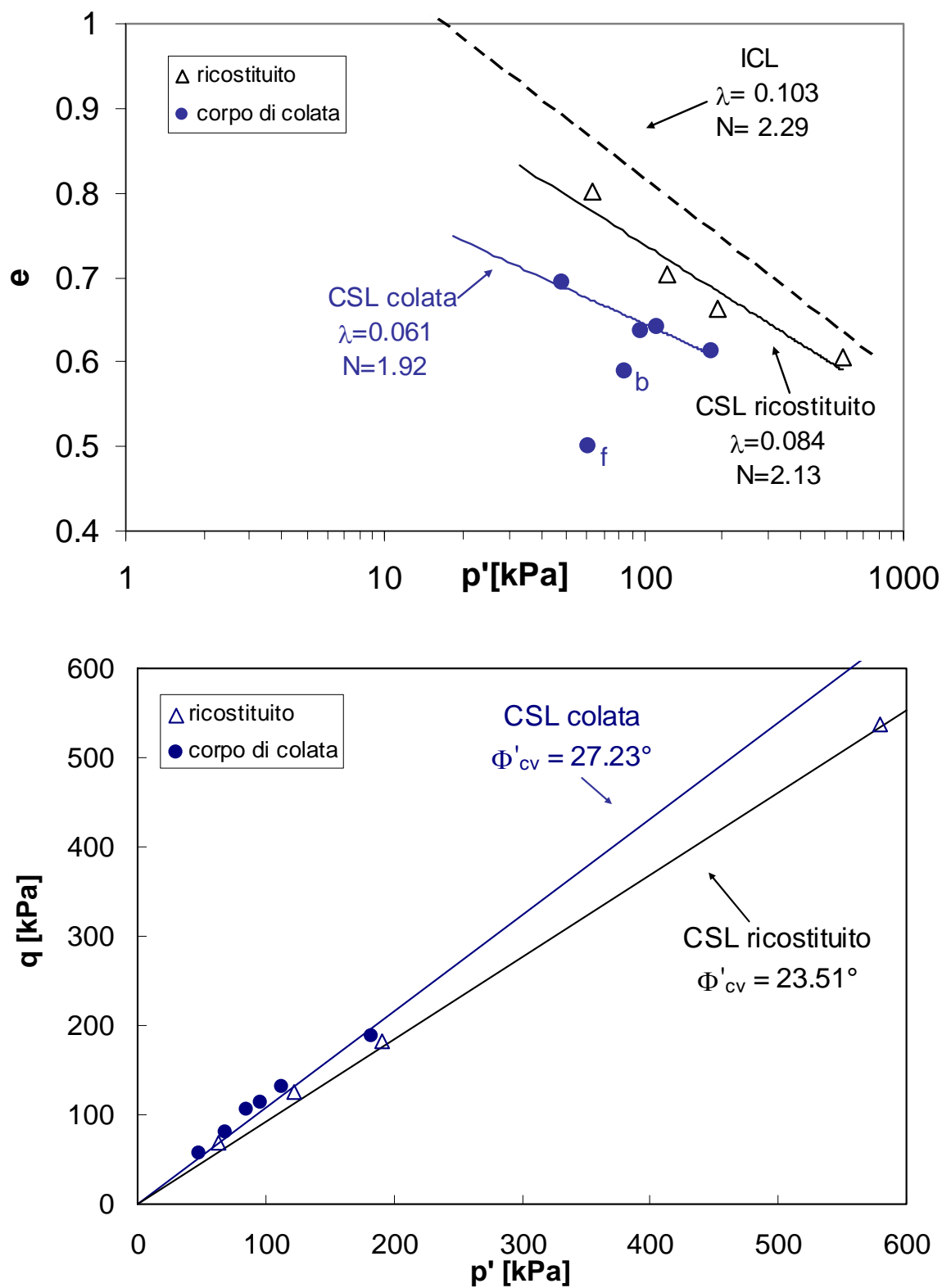


Fig. 4.57. Confronto tra le CSL del corpo di colata e del terreno ricostituito

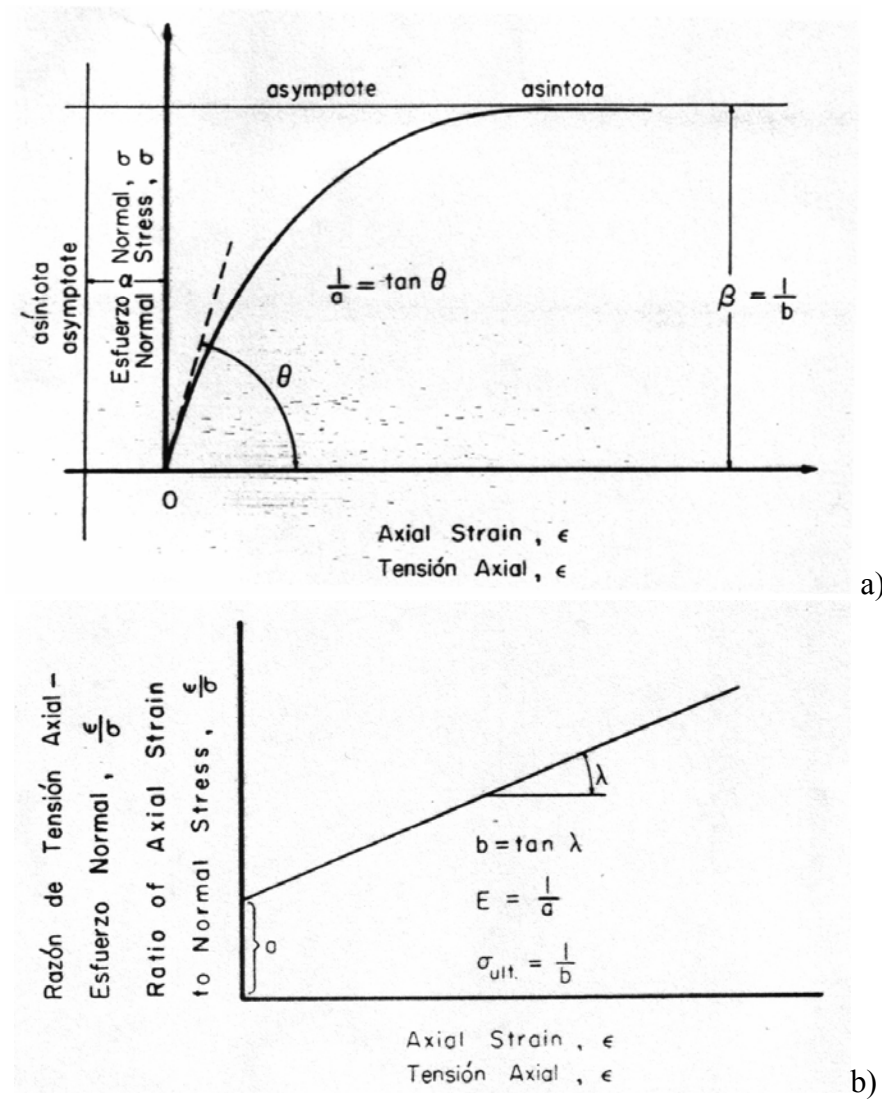
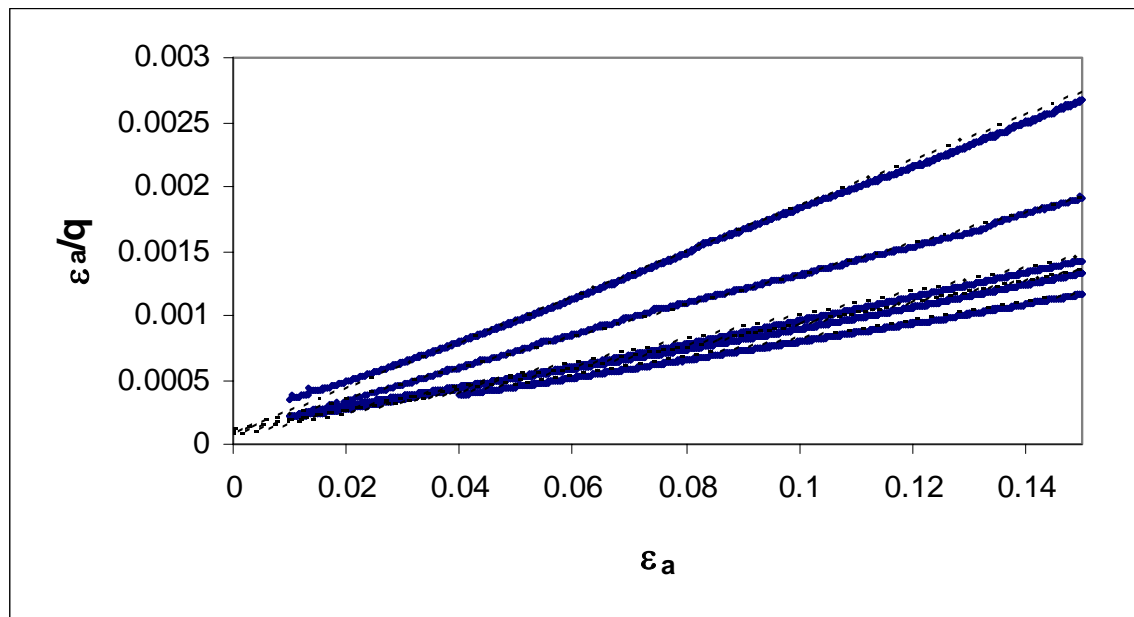
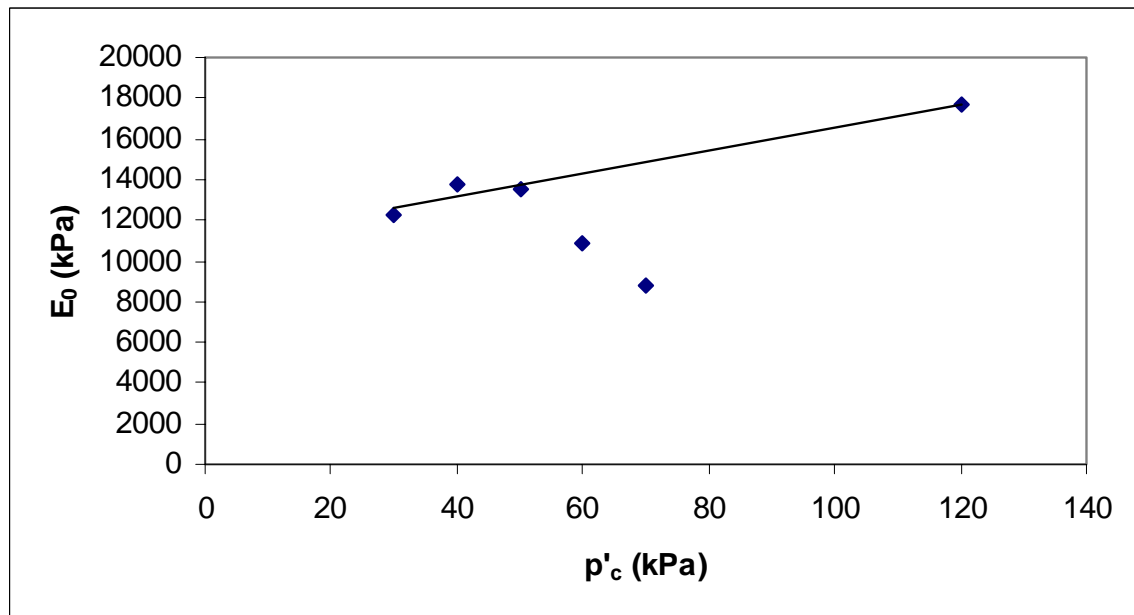


Fig. 4.58. Legame tensio-deformativo: a) rappresentazione iperbolica nel piano σ - ϵ ; b) piano ϵ/σ - ϵ (da Kondner e Zelasko, 1963)



a)



b)

Fig. 4.59. Corpo di colata: rigidezza tangenziale iniziale ottenuta in base ad un'interpolazione iperbolica dei dati sperimentali

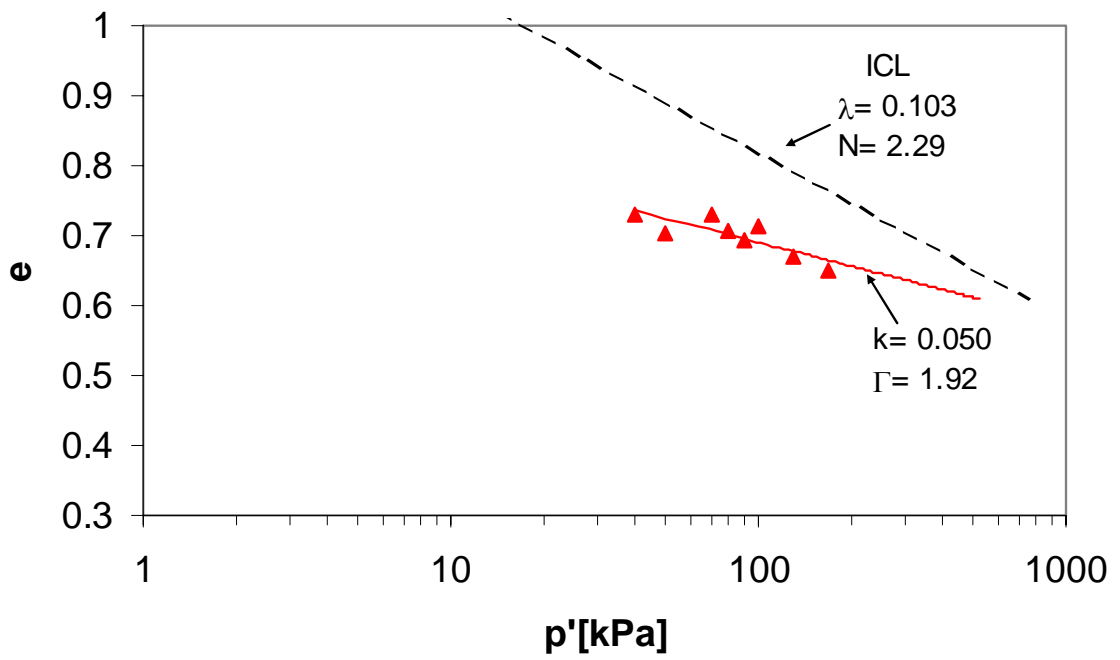
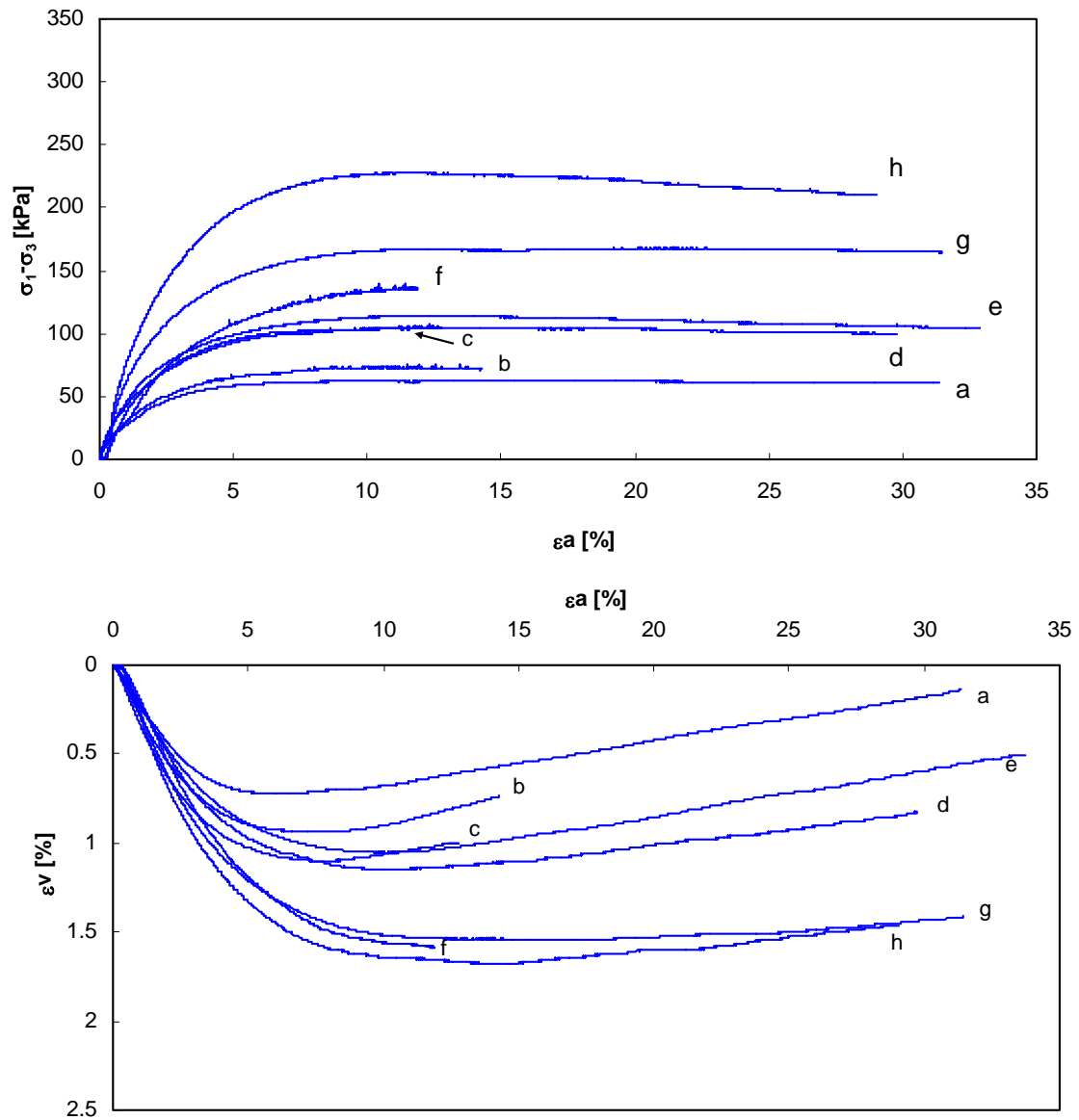
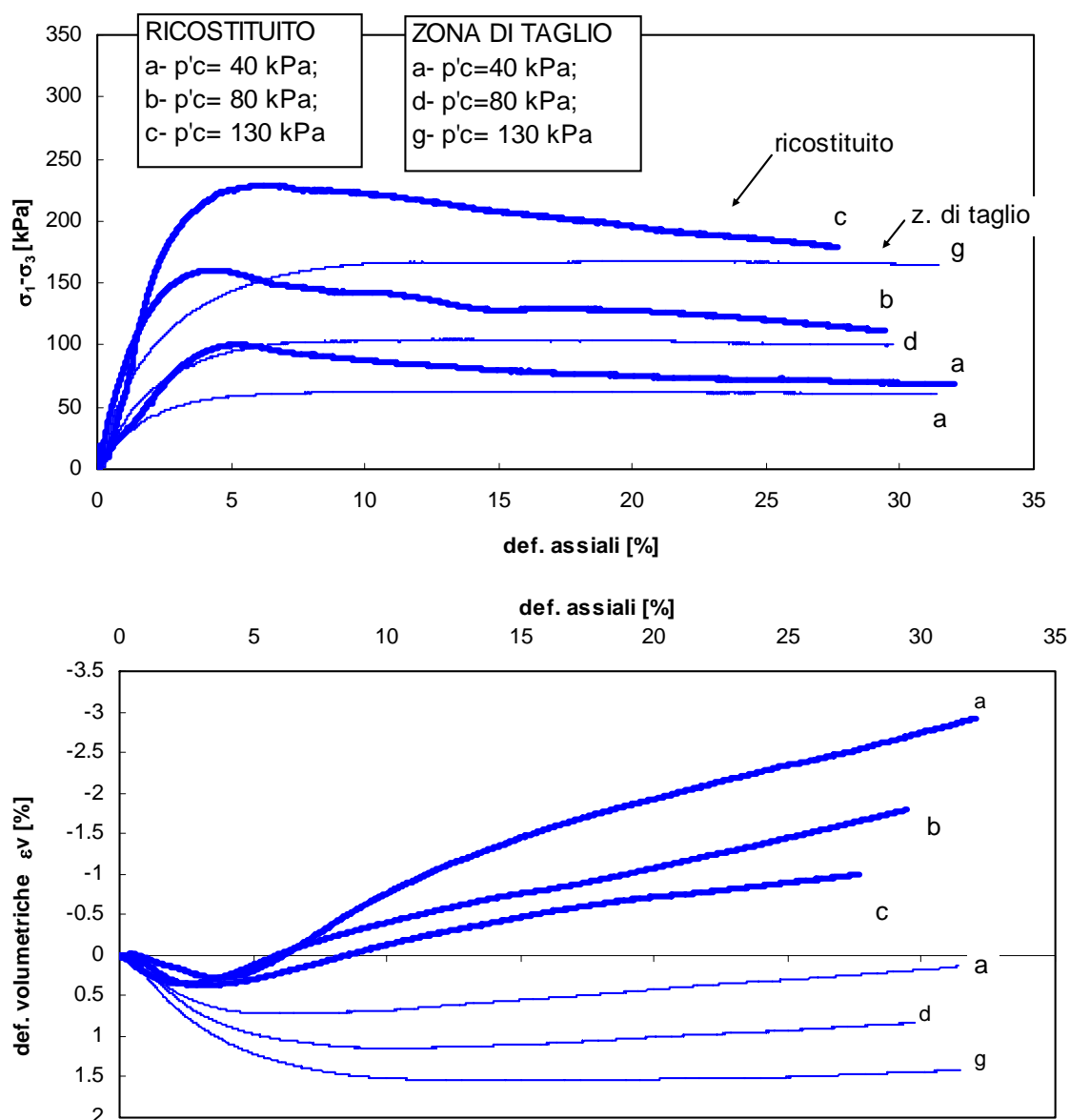


Fig. 4.60. Indice dei vuoti della zona di taglio a fine consolidazione



ZONA DI TAGLIO			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
a	40	0.73	25.23
b	50	0.70	20.19
c	70	0.73	14.42
d	80	0.71	12.62
e	90	0.69	11.21
f	100	0.71	10.09
g	130	0.67	7.76
h	170	0.65	5.94

Fig. 4.61. Zona di taglio: risultati delle prove di compressione triassiale CID



TERRENO RICOSTITUITO			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
a	40	0.75	18.75
b	80	0.67	9.38
c	130	0.65	5.77

ZONA DI TAGLIO			
provino	p'c [kPa]	e	O.C.R.
a	40	0.73	25.23
d	80	0.71	12.62
g	130	0.67	7.76

Fig. 4.62. Prove triassiali CID: confronto tra i comportamenti di materiale ricostituito e zona di taglio

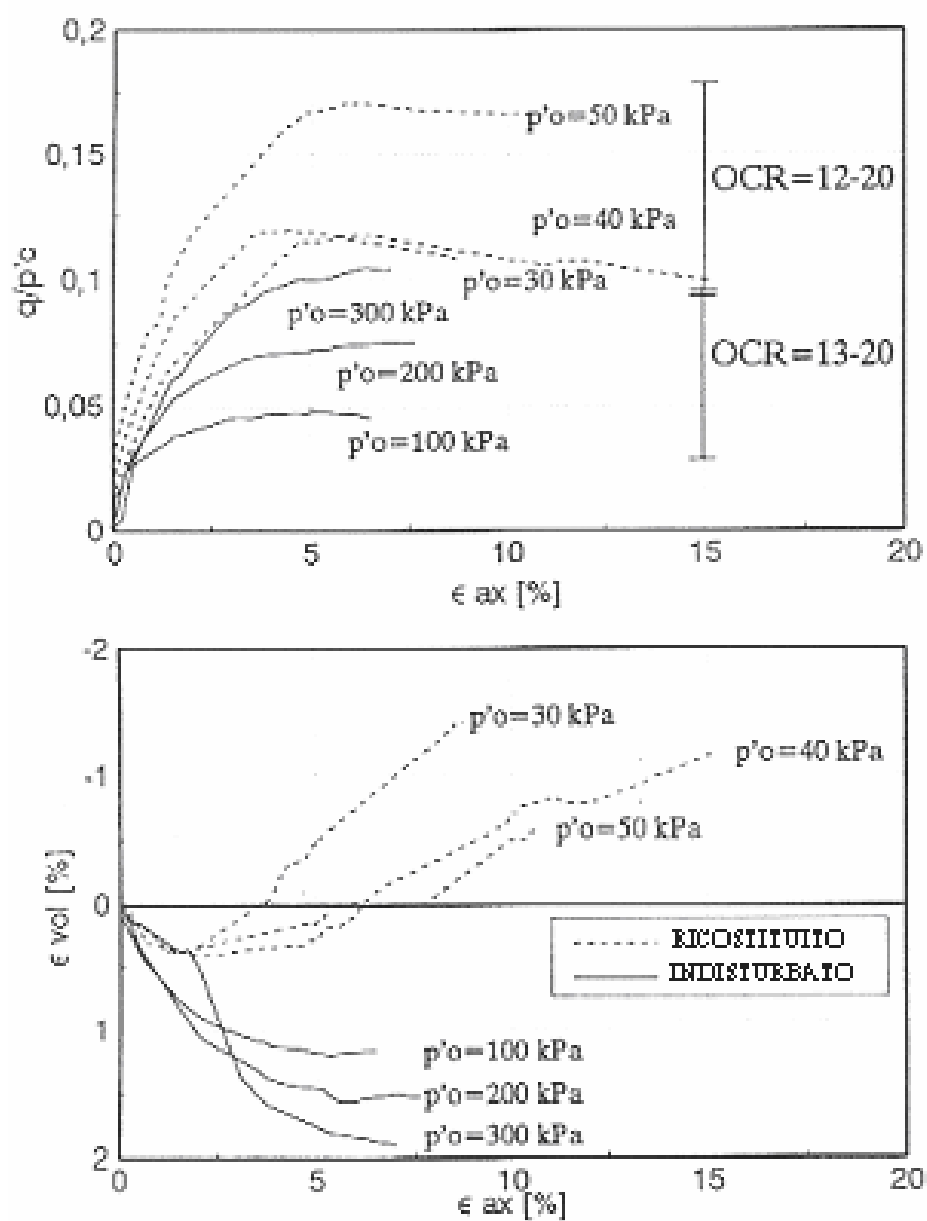
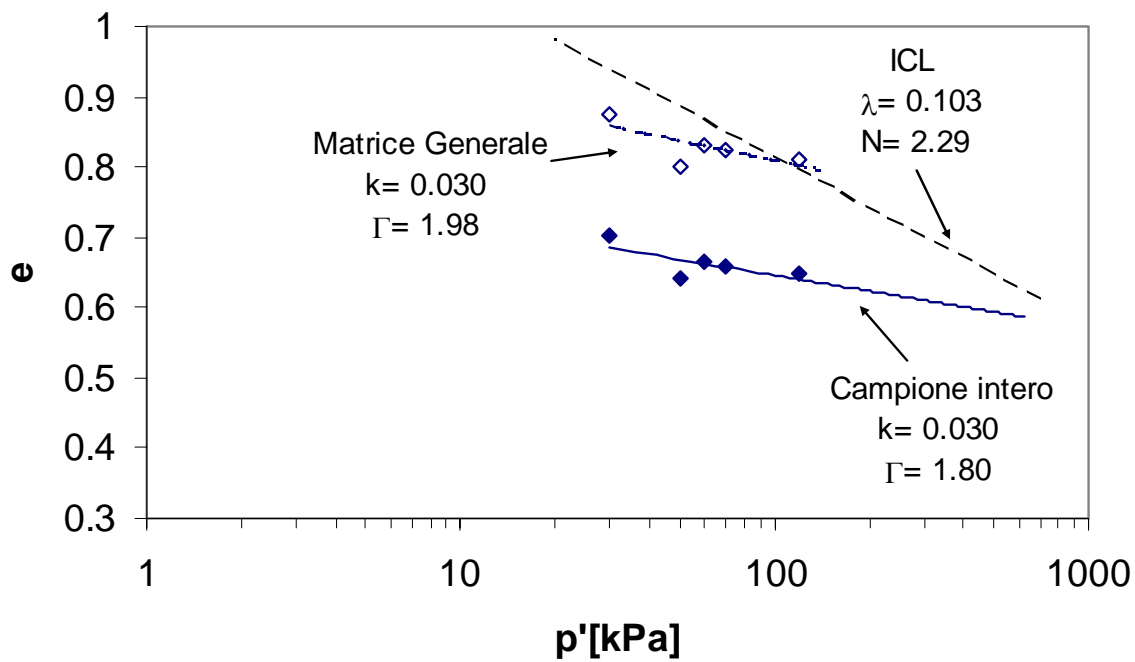
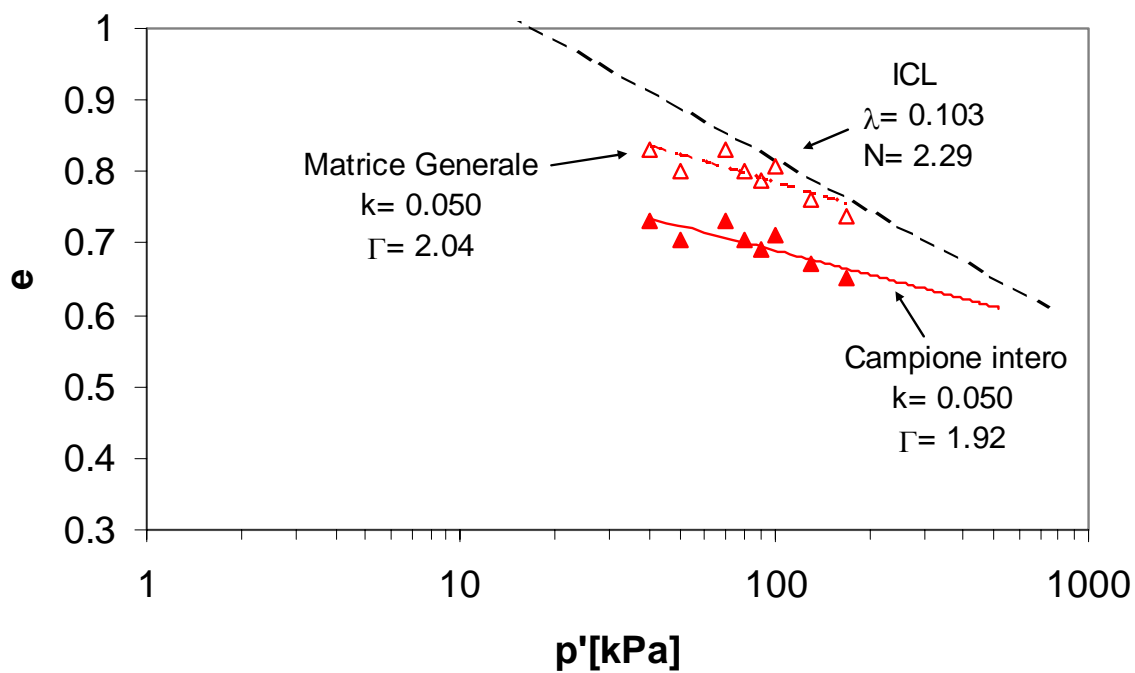


Fig. 4.63. Prove triassiali CID: confronto tra comportamenti di materiale ricostituito e zona di taglio (da Guerriero, 1995)



p'_c [kPa]	e_0	
	campione intero	matrice generale
30	0.70	0.88
50	0.64	0.80
60	0.67	0.83
70	0.66	0.83
120	0.65	0.81

Fig. 4.64. Indice dei vuoti del corpo di frana a fine consolidazione: campione intero e matrice generale



p'_c [kPa]	e_0	
	campione intero	matrice generale
40	0.73	0.83
50	0.70	0.80
70	0.73	0.83
80	0.71	0.80
90	0.69	0.79
100	0.71	0.81
130	0.67	0.76
170	0.65	0.74

Fig. 4.65. Indice dei vuoti della zona di taglio a fine consolidazione: campione intero e matrice generale

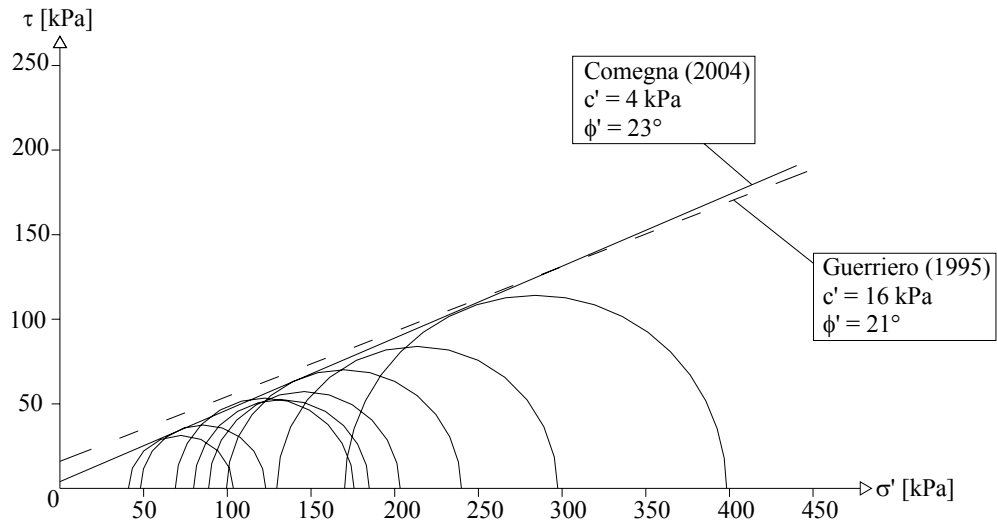


Fig. 4.66. Piano di Mohr: involucro di resistenza della zona di taglio

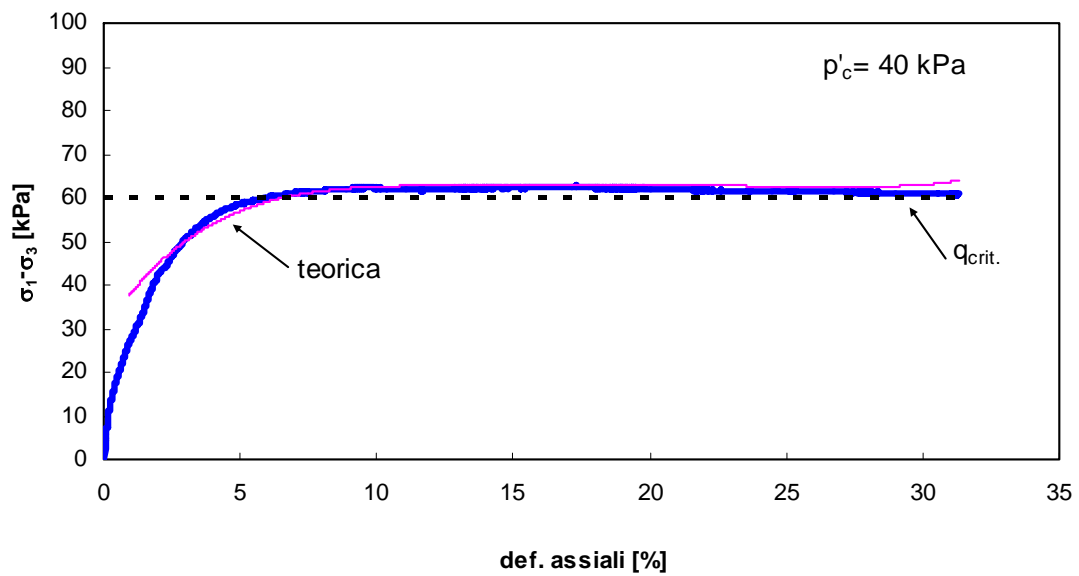


Fig. 4.67. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 40$ kPa)

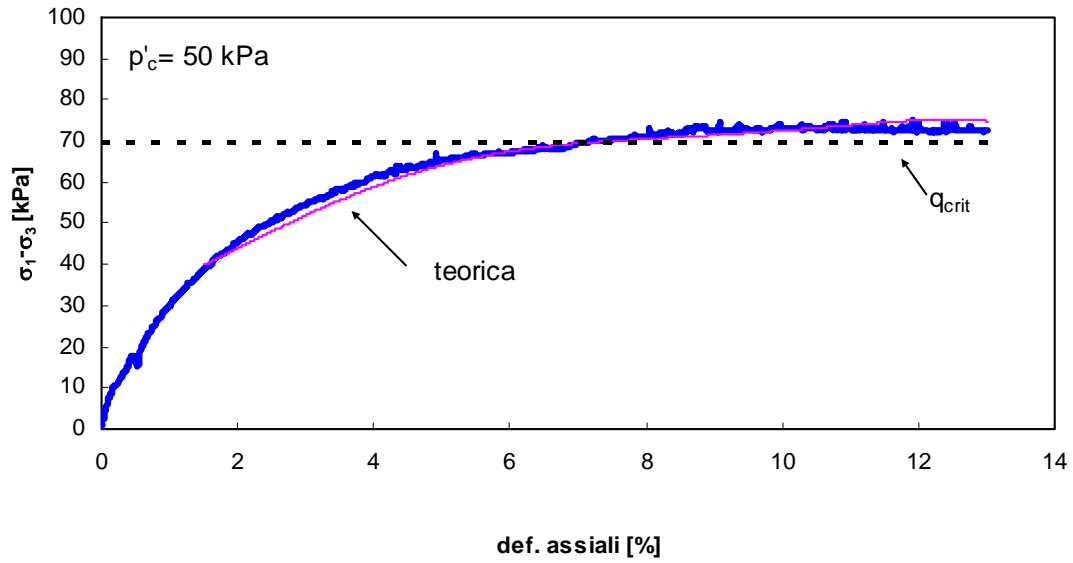


Fig. 4.68. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 50$ kPa)

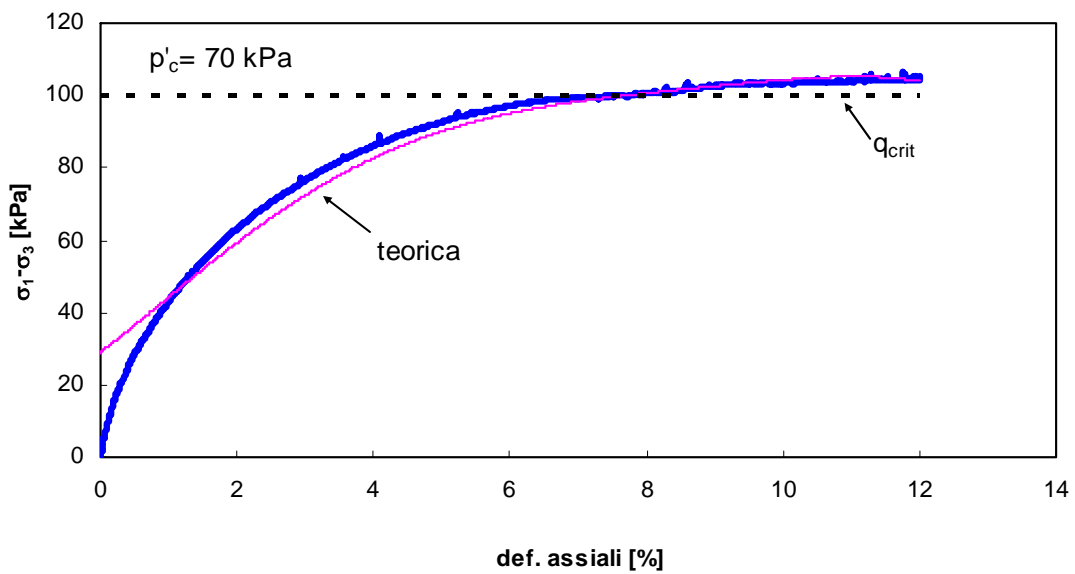


Fig. 4.69. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 70$ kPa)

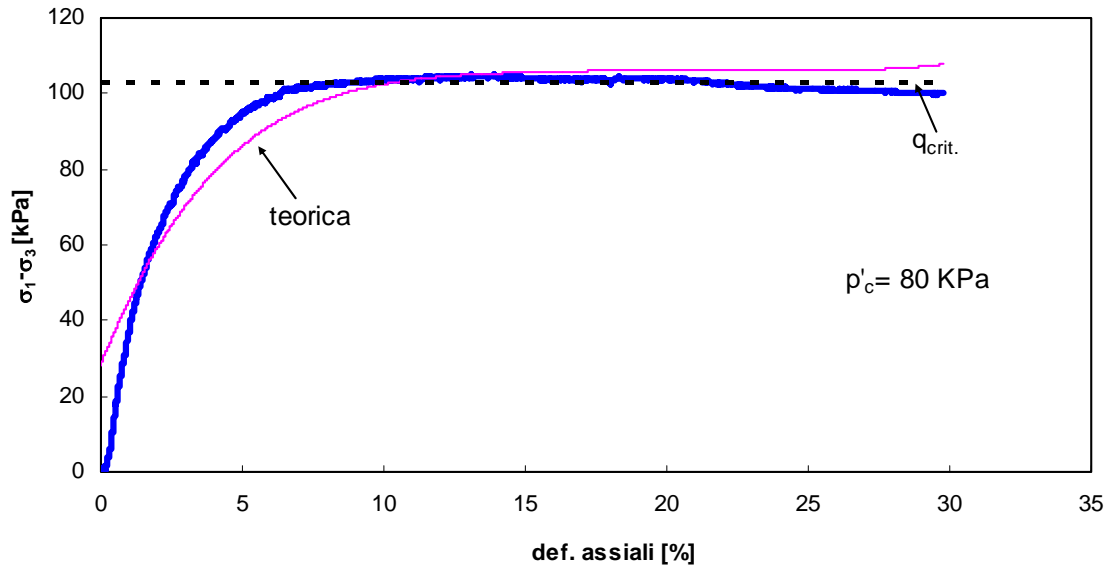


Fig. 4.70. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 80$ kPa)

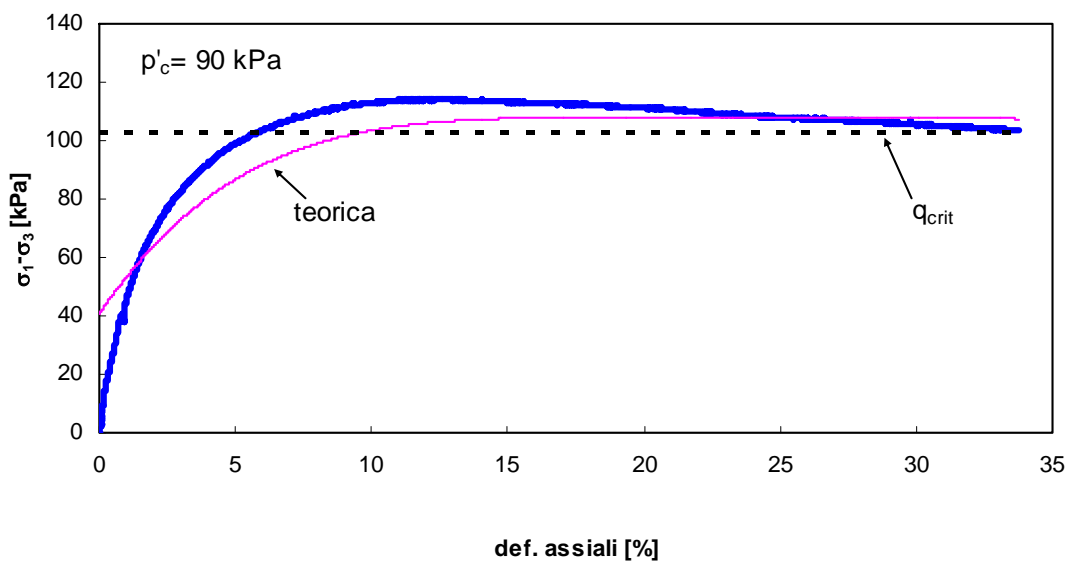


Fig. 4.71. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 90$ kPa)

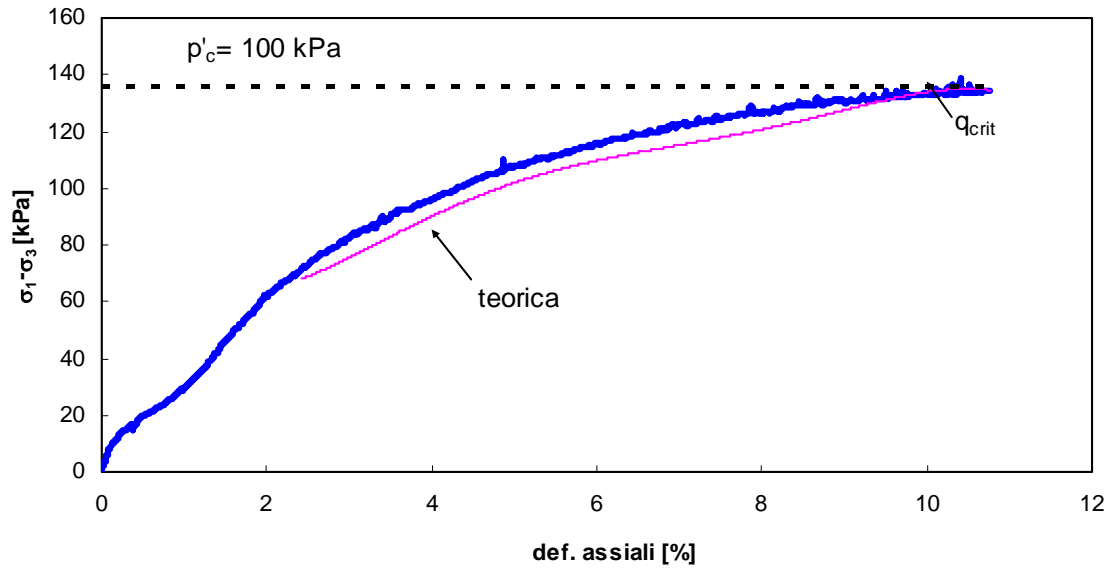


Fig. 4.72. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 100$ kPa)

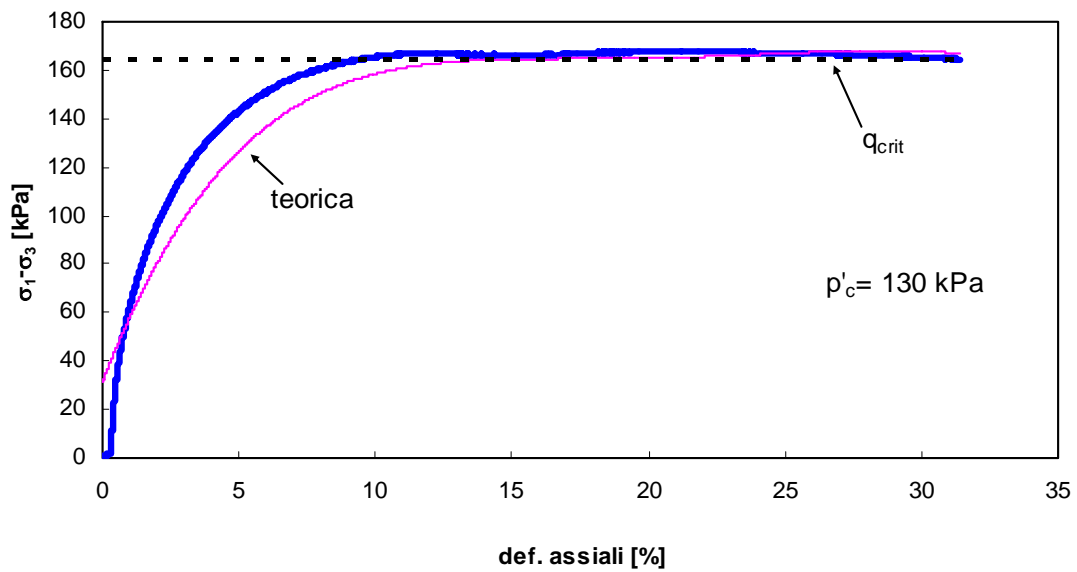


Fig. 4.73. Zona di taglio: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 130$ kPa)

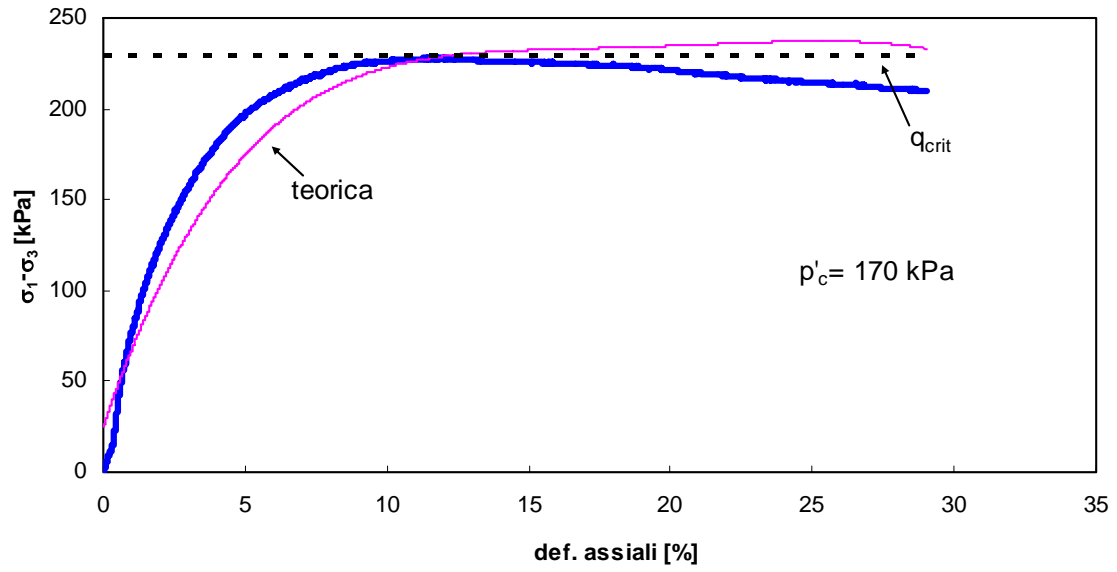


Fig. 4.74. Corpo di colata: confronto curva sperimentale - curva teorica, ottenuta adottando la teoria di Rowe ($p'_c = 170$ kPa)

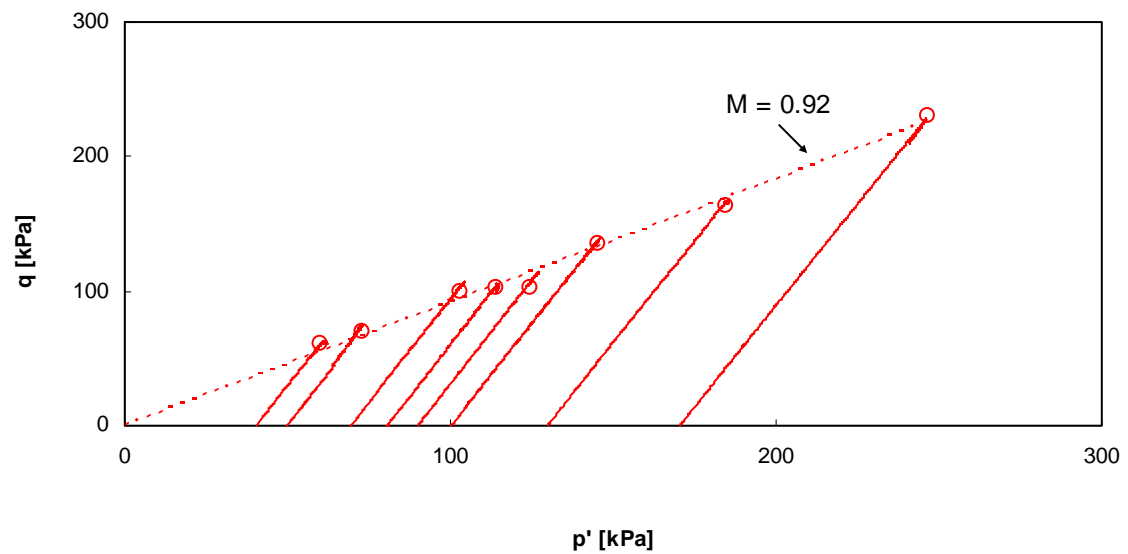


Fig. 4.75. Prove triassiali CID: involucro degli stati tensionali critici della zona di taglio

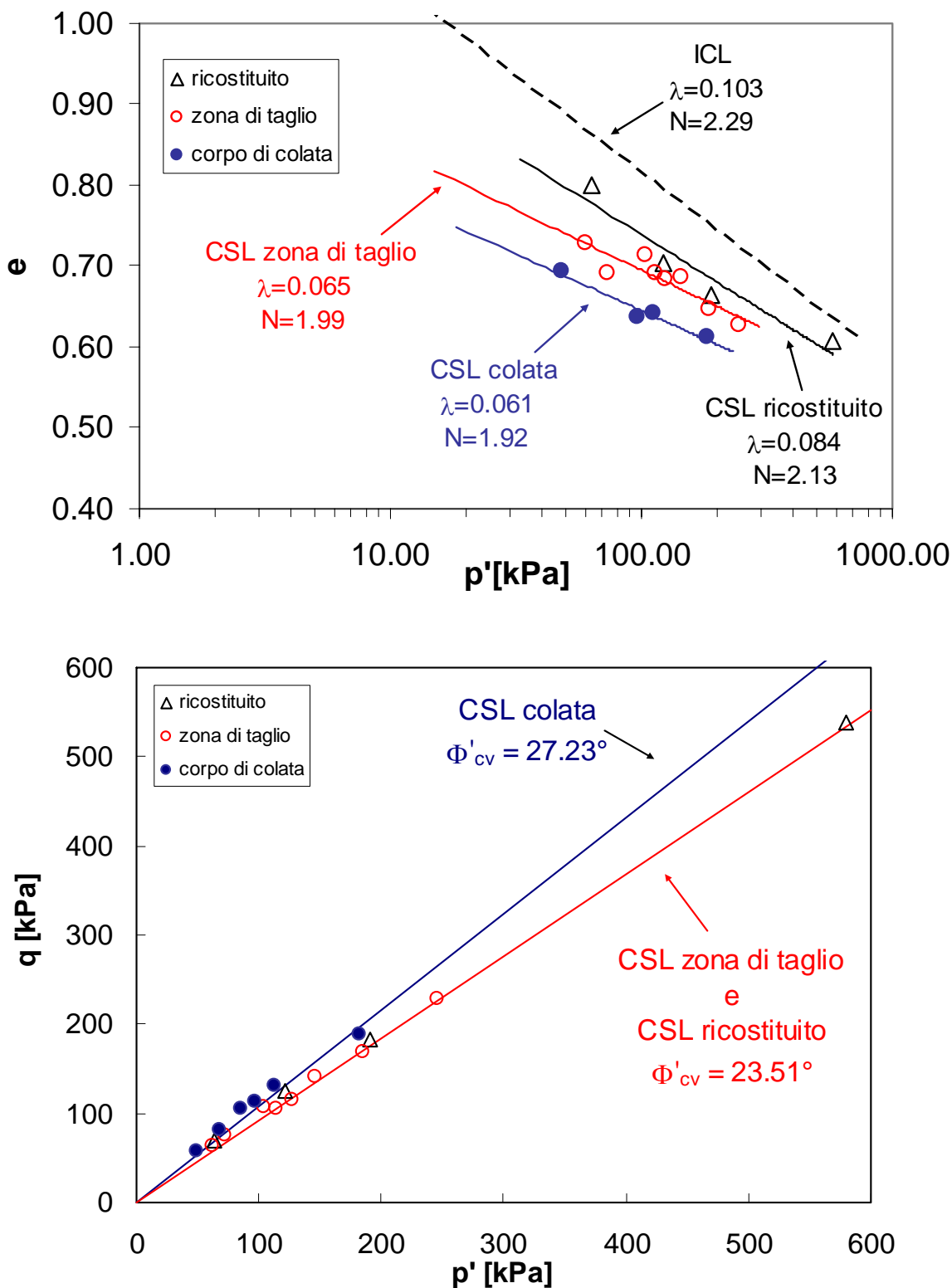
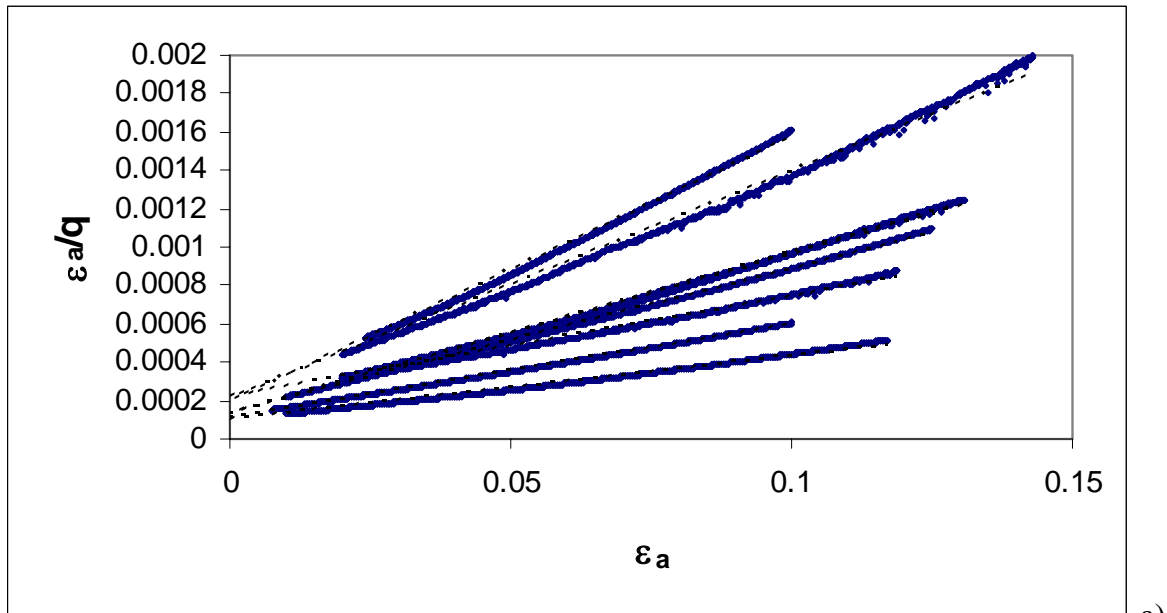
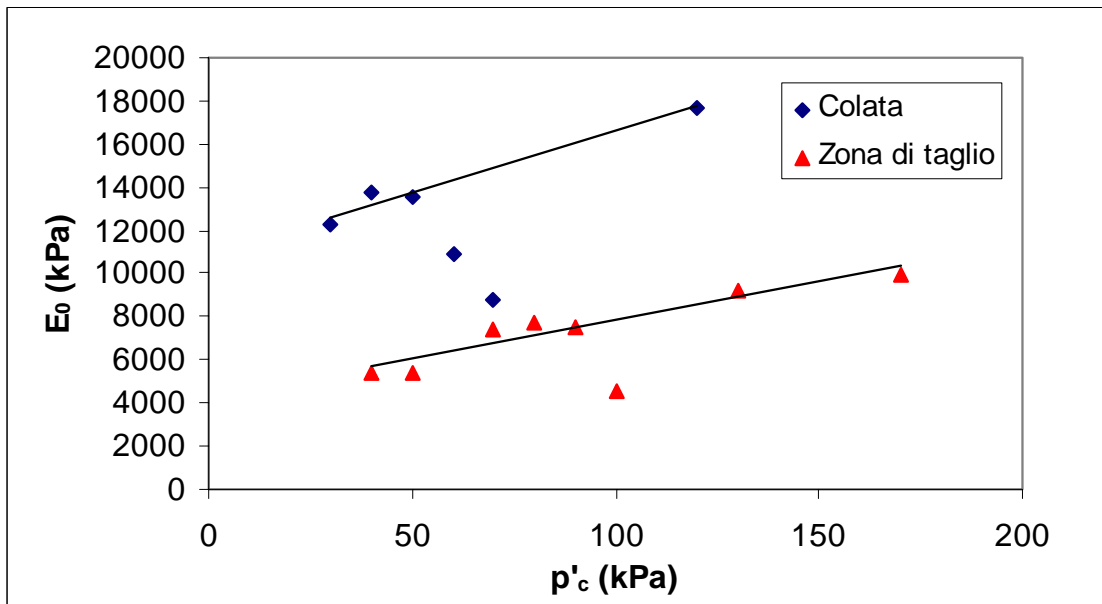


Fig. 4.76. Confronto tra le CSL del corpo di colata e della zona di taglio

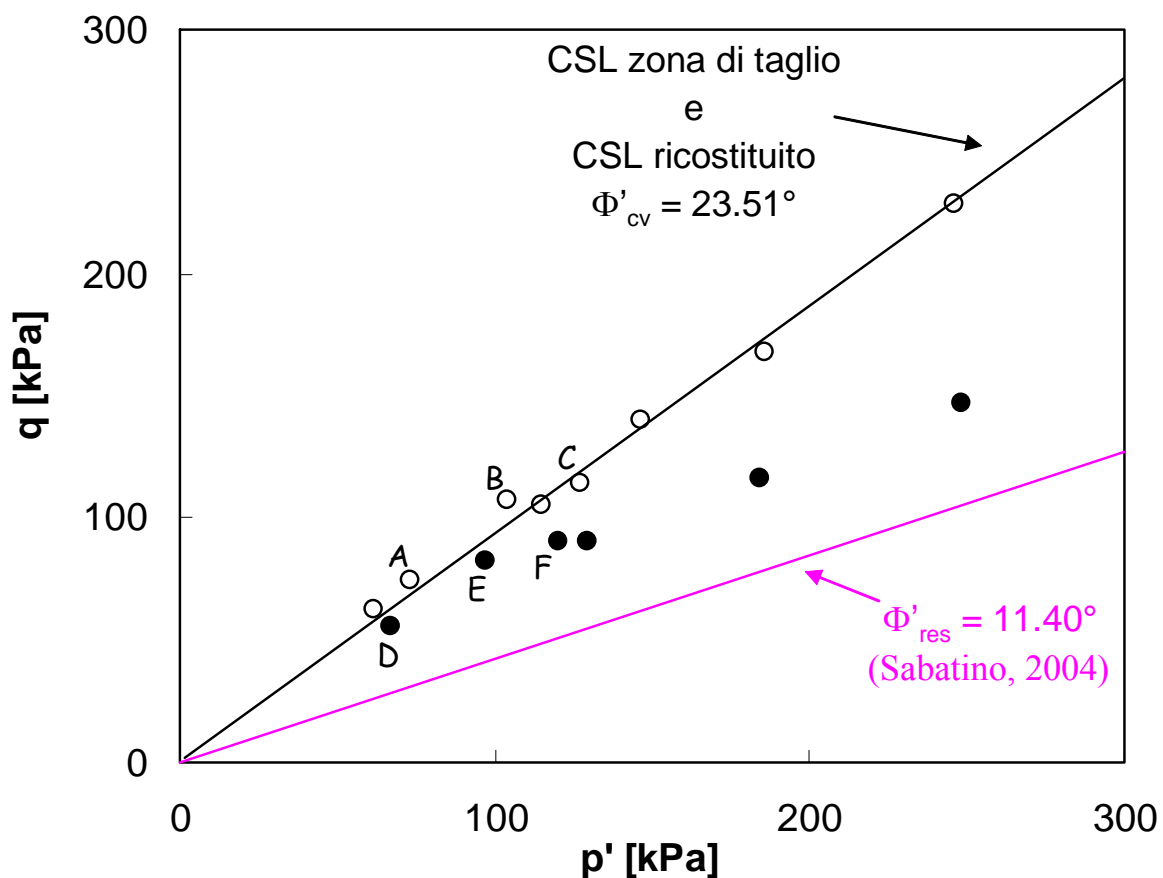


a)



b)

Fig. 4.77. Rigidezza tangenziale iniziale della zona di taglio: a) applicazione del metodo di Kondner e Zelasko; b) confronto con il corpo di colata



a)



A

B

C

b)



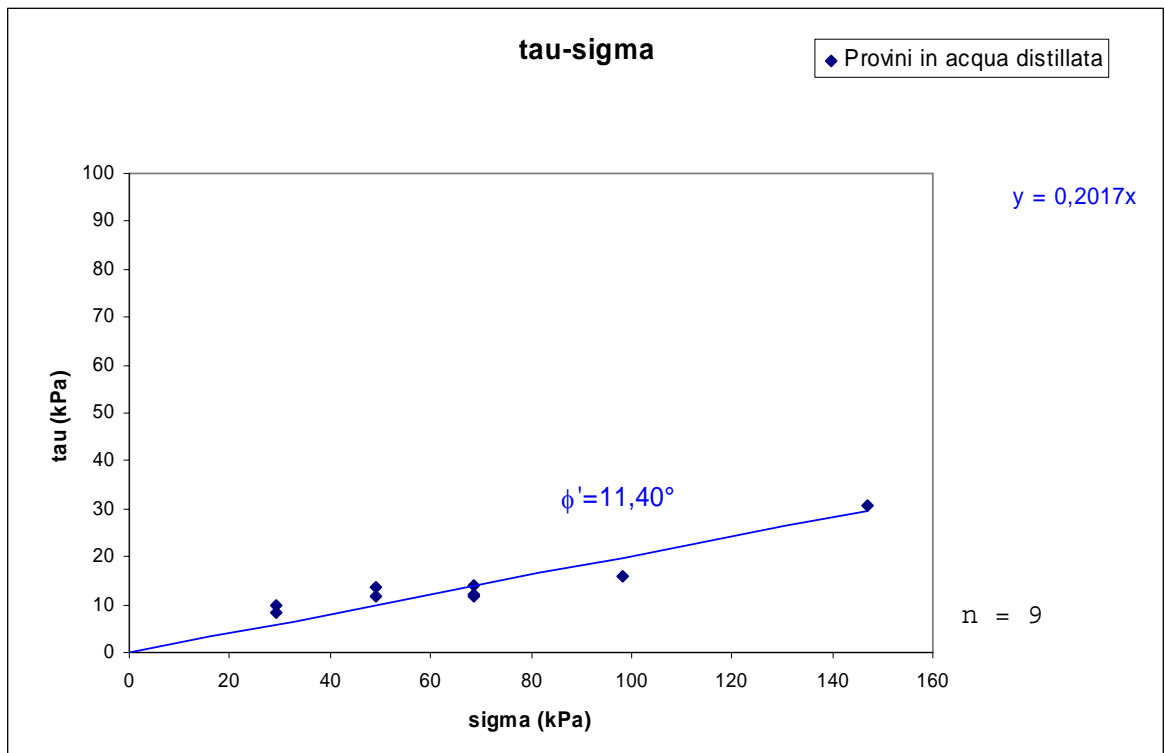
D

E

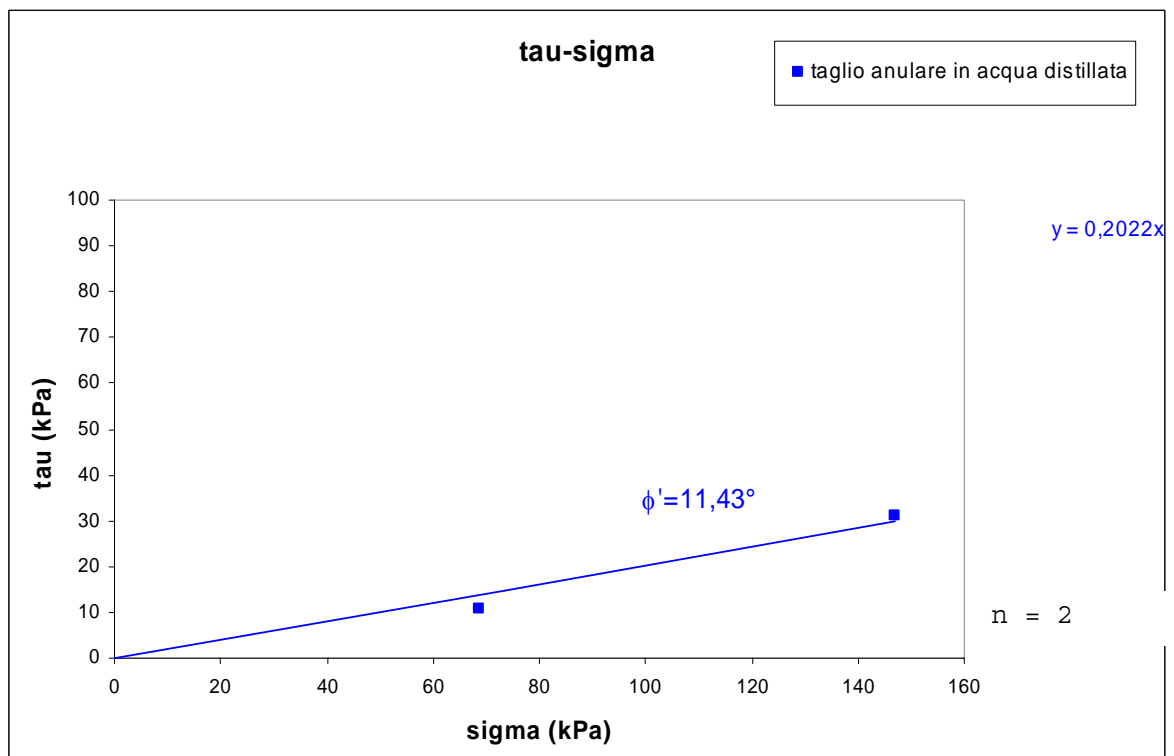
F

c)

Fig. 4.78. Prove triassiali CID sulla zona di taglio: a) confronto tra provini che hanno manifestato differenti parametri di resistenza; b) modalità di rottura “a barilotto”; c) modalità di rottura con probabile attivazione di una preesistente superficie di taglio



a)



b)

Fig. 4.79. Involuppi di resistenza residui ottenuti attraverso prove di taglio diretto (a) e prove di taglio anulare (b) (Sabatino, 2003)

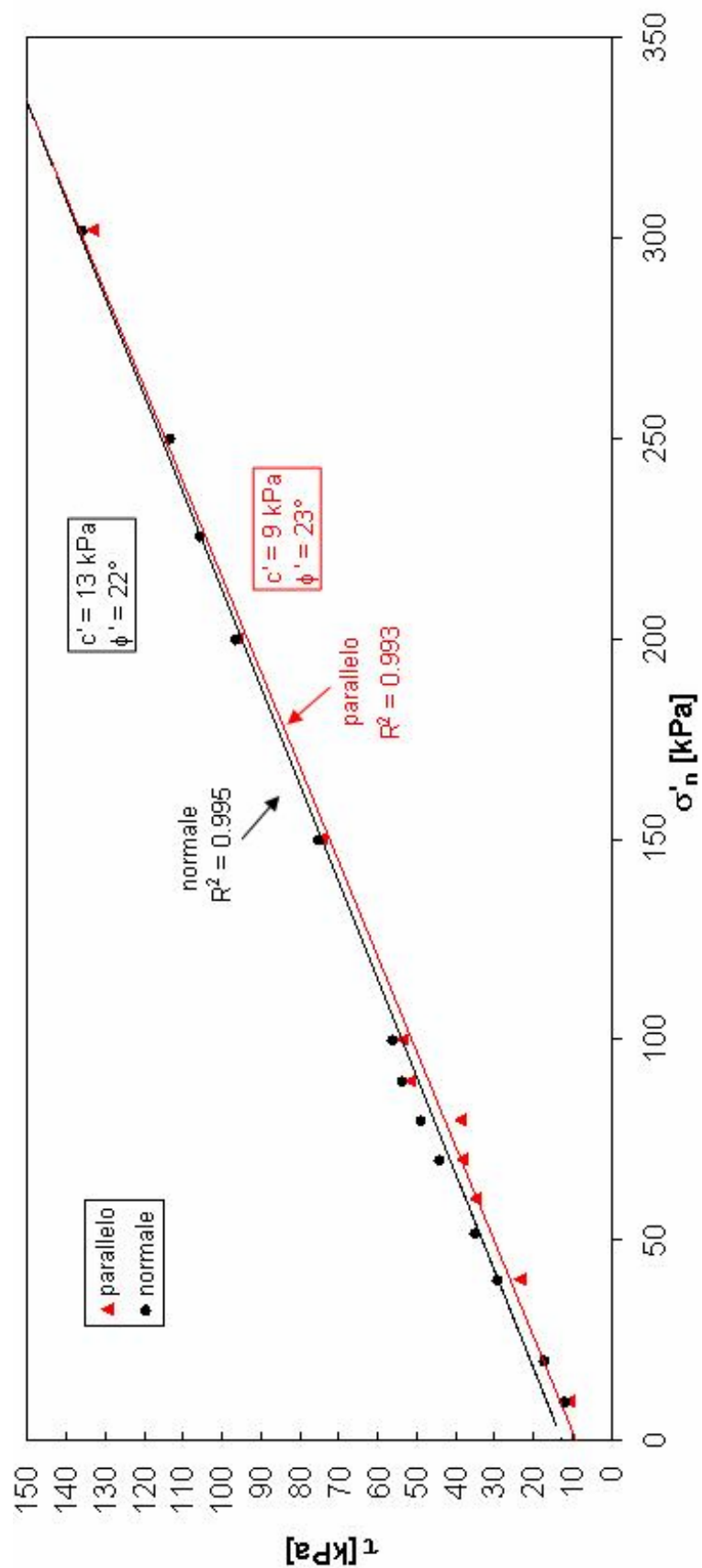


Fig. 4.80. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: interpolazione lineare dei risultati

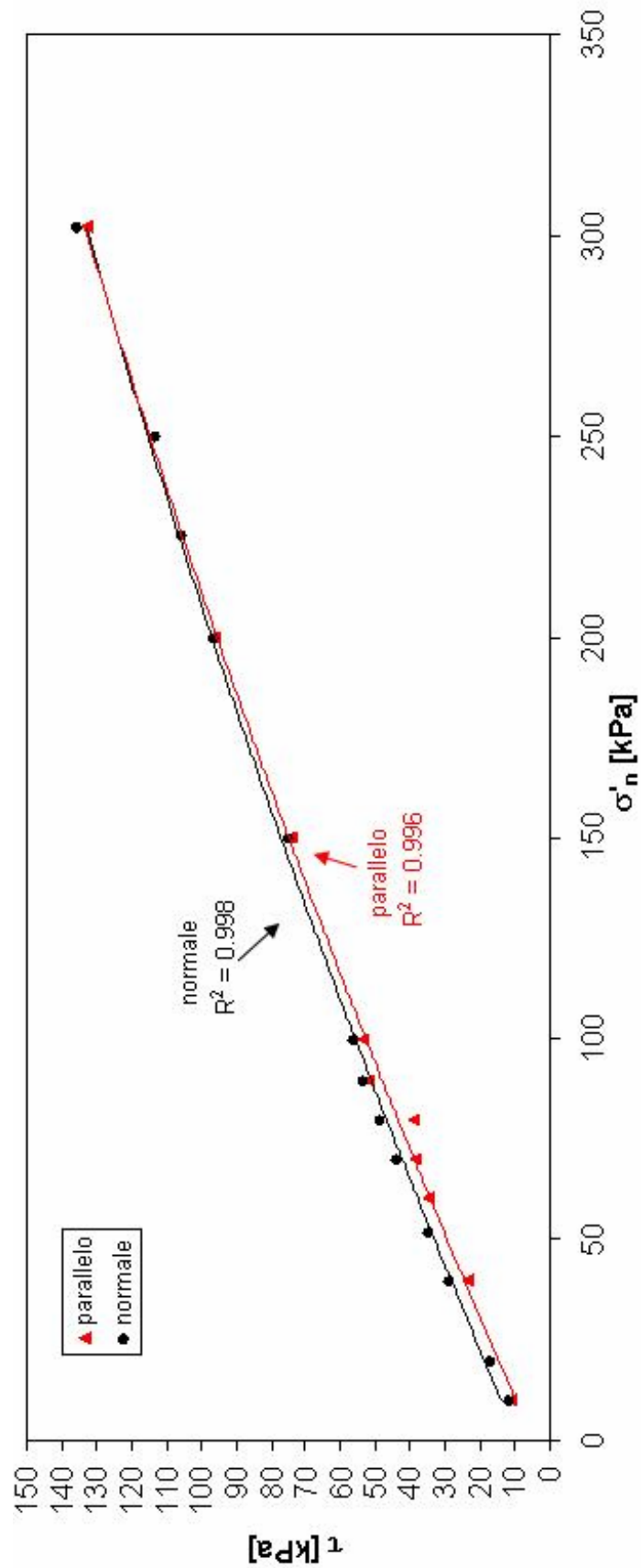


Fig. 4.81. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: interpolazione non lineare dei risultati

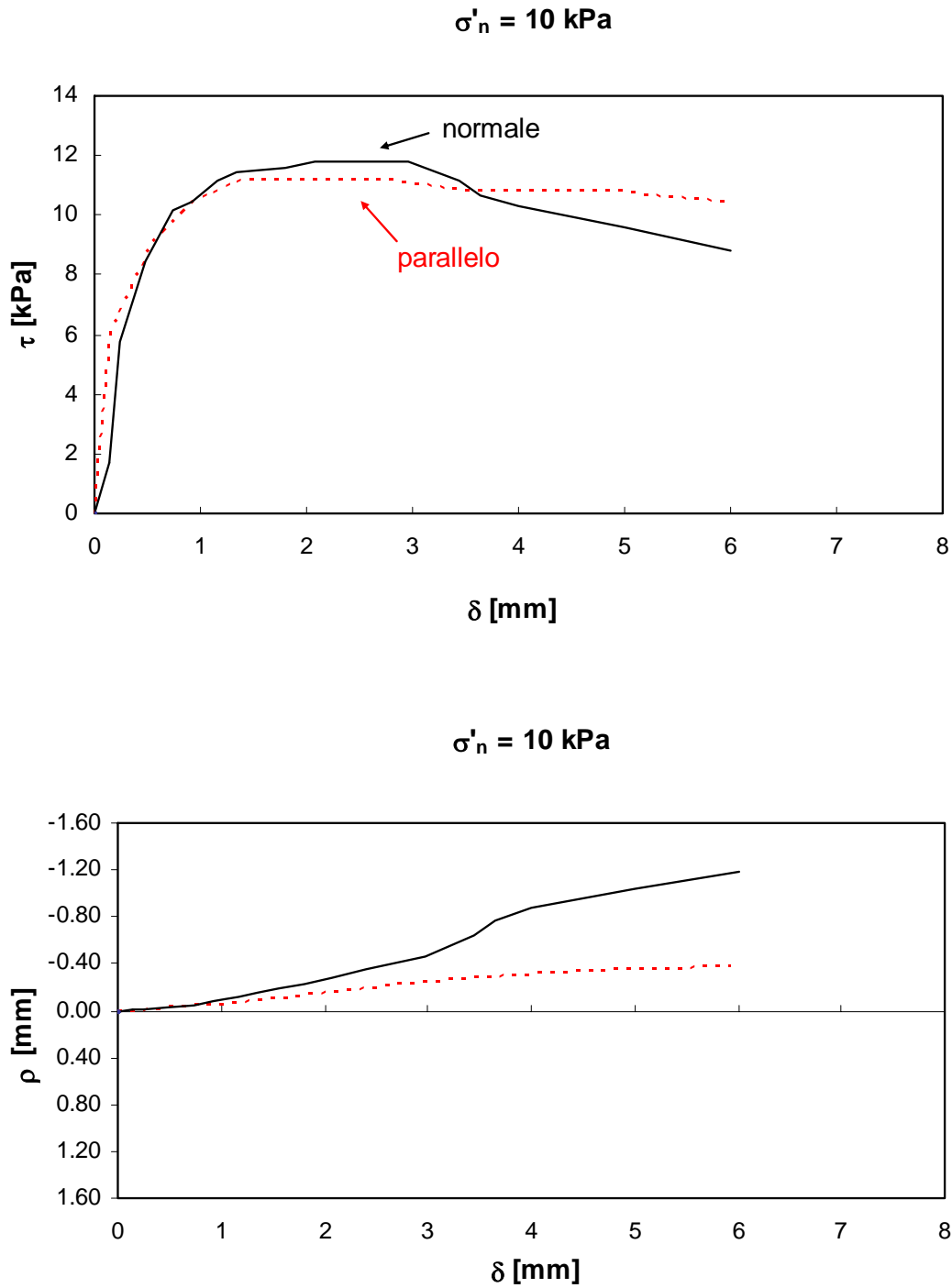


Fig. 4.82. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 10 \text{ kPa}$)

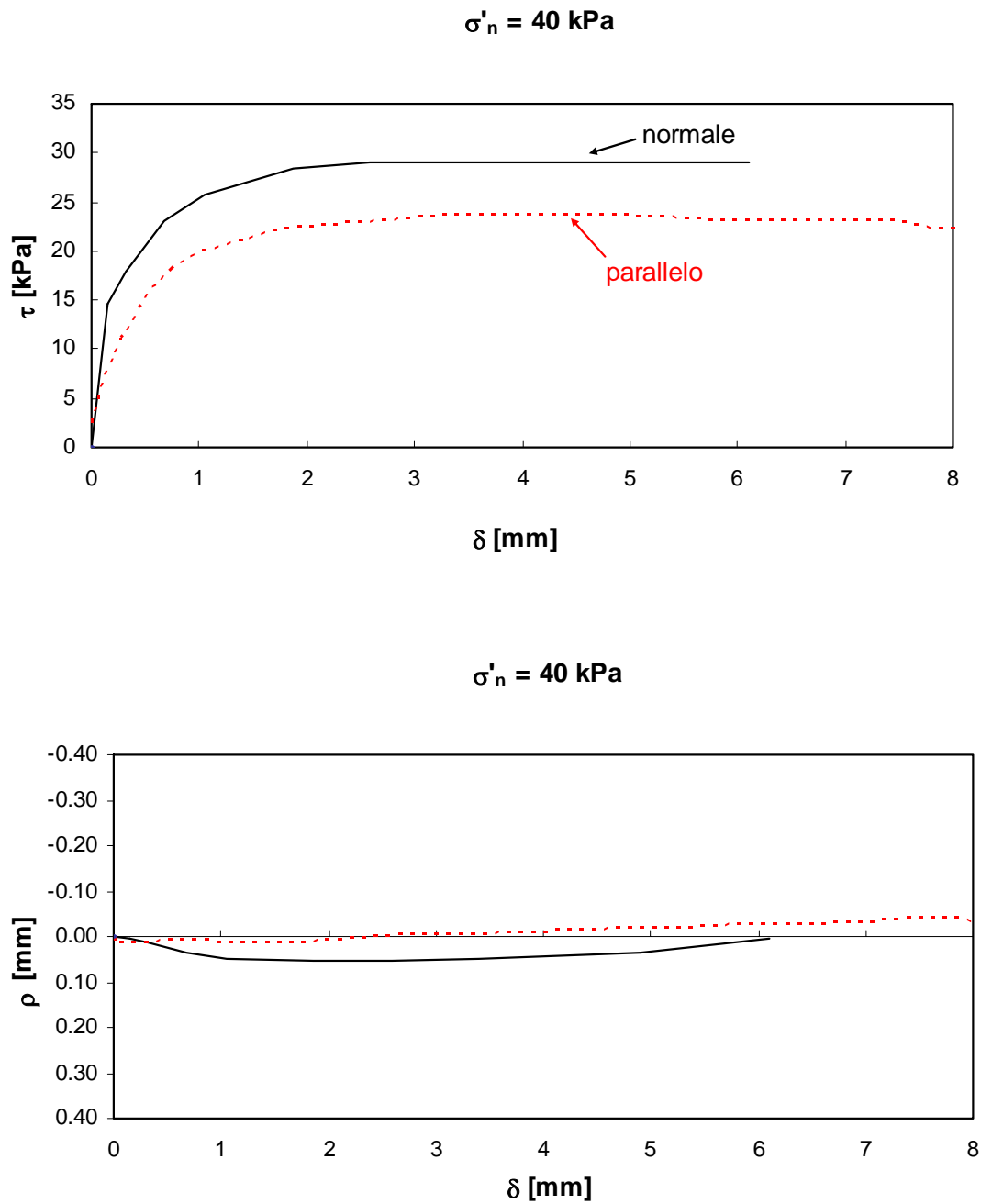


Fig. 4.83. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 40 \text{ kPa}$)

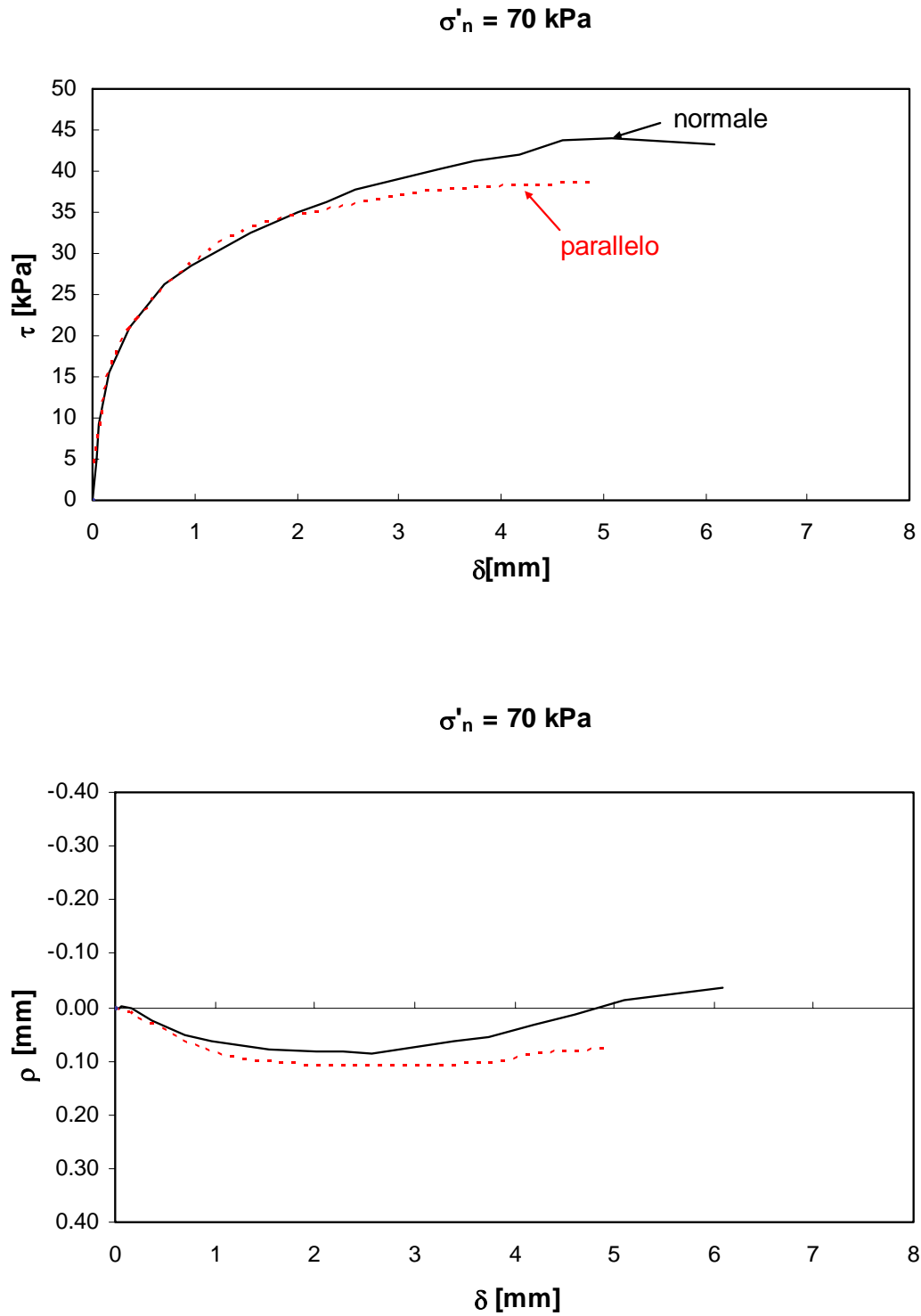


Fig. 4.84. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 70 \text{ kPa}$)

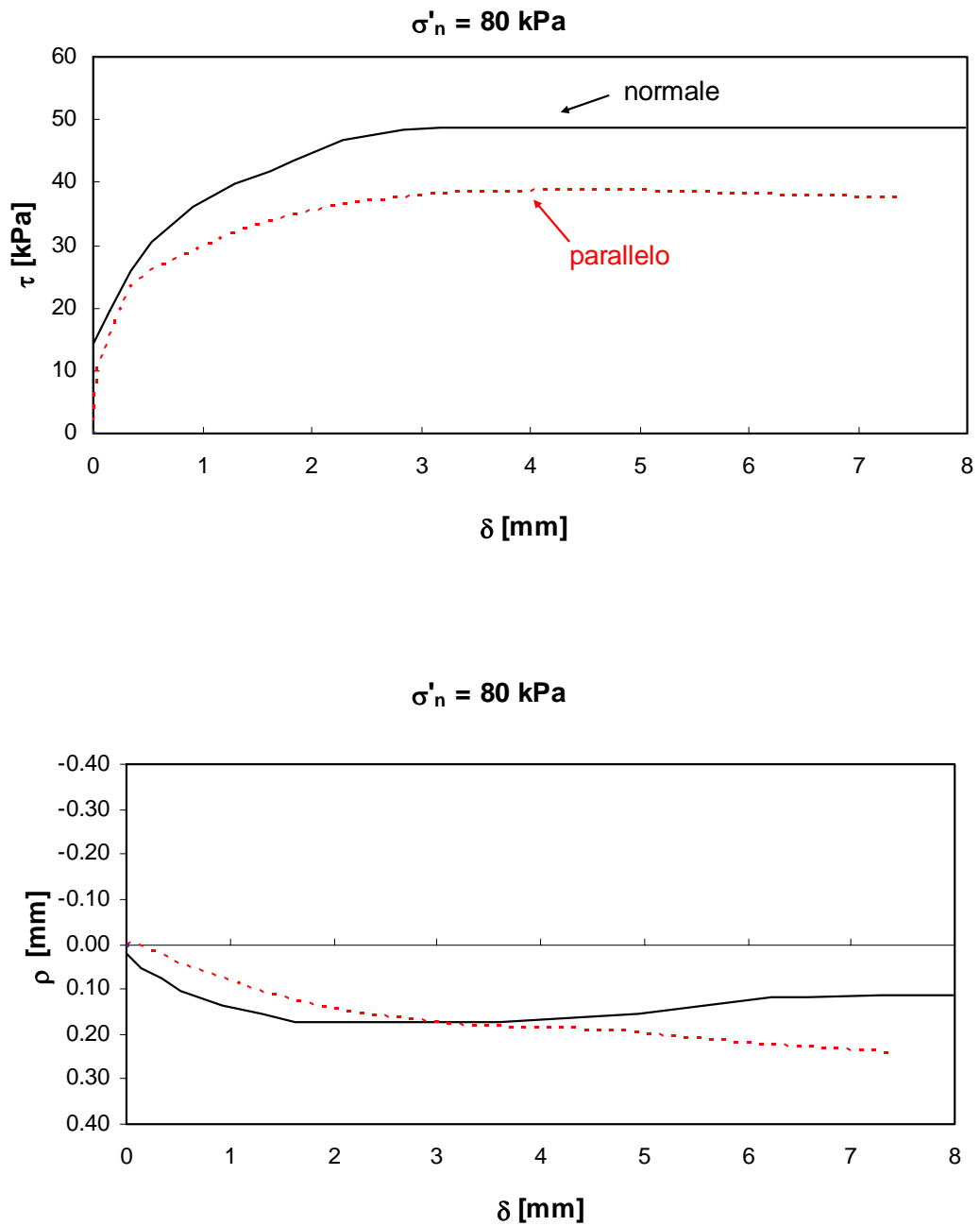


Fig. 4.85. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 80 \text{ kPa}$)

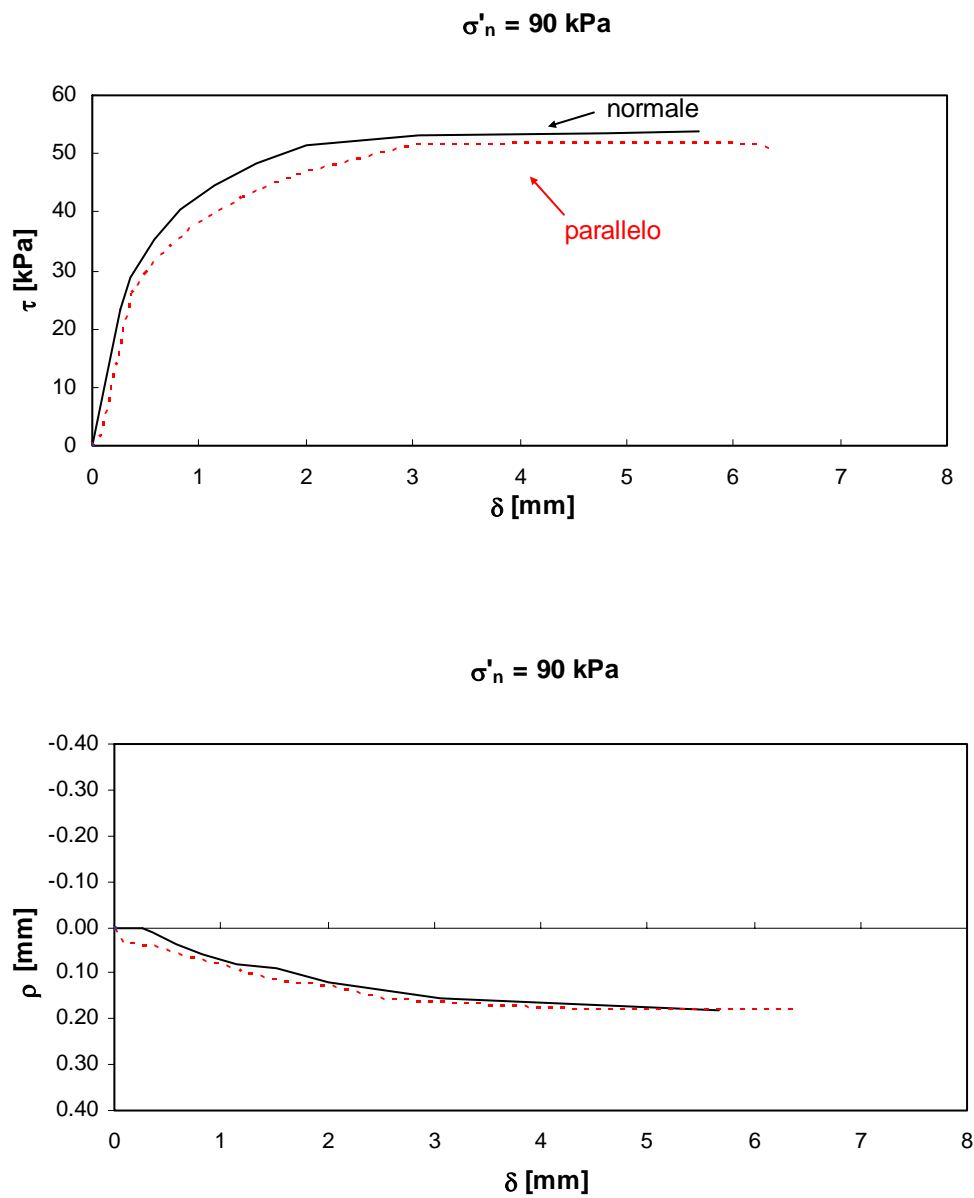


Fig. 4.86. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 90 \text{ kPa}$)

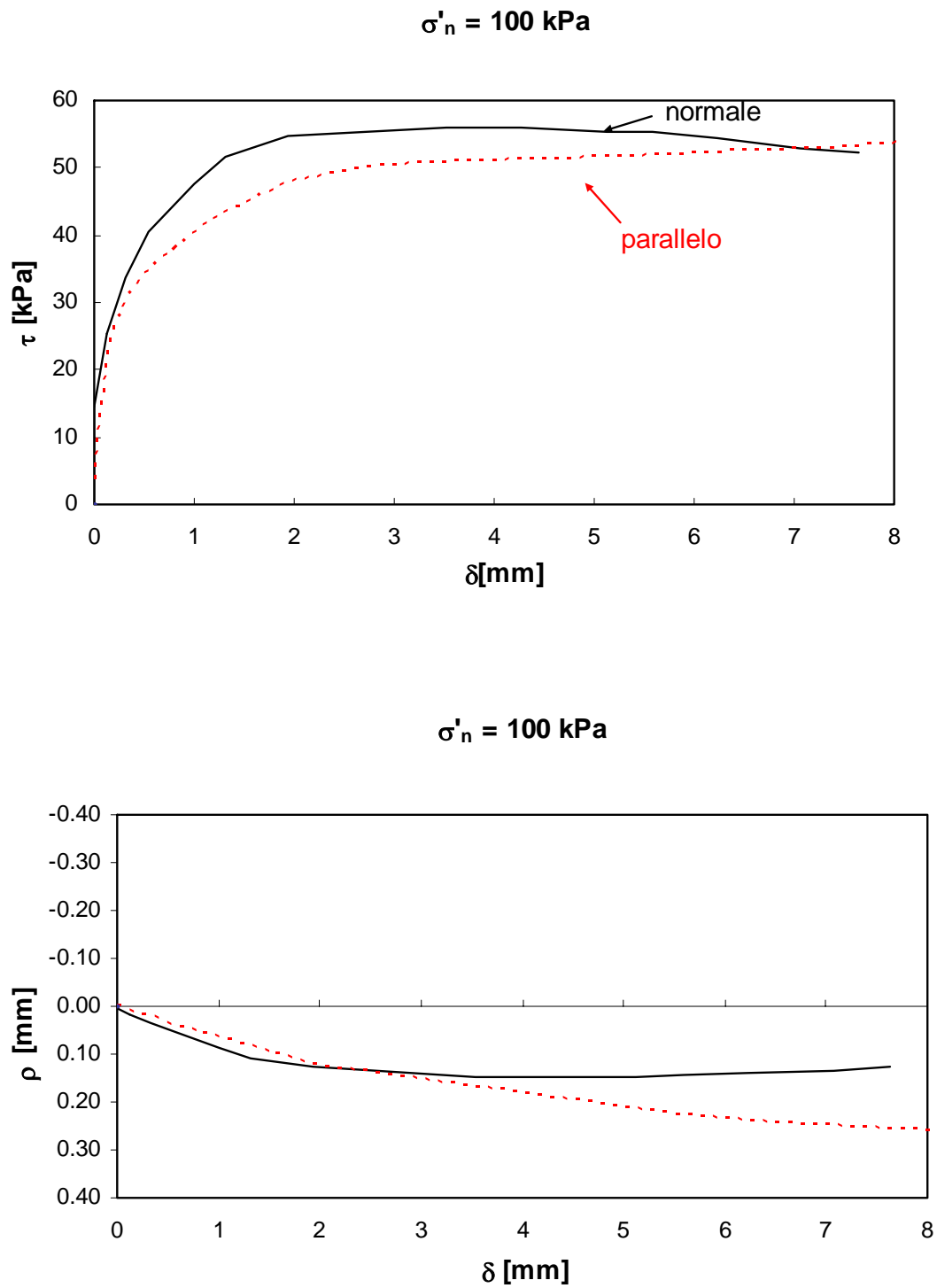


Fig. 4.87. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 100 \text{ kPa}$)

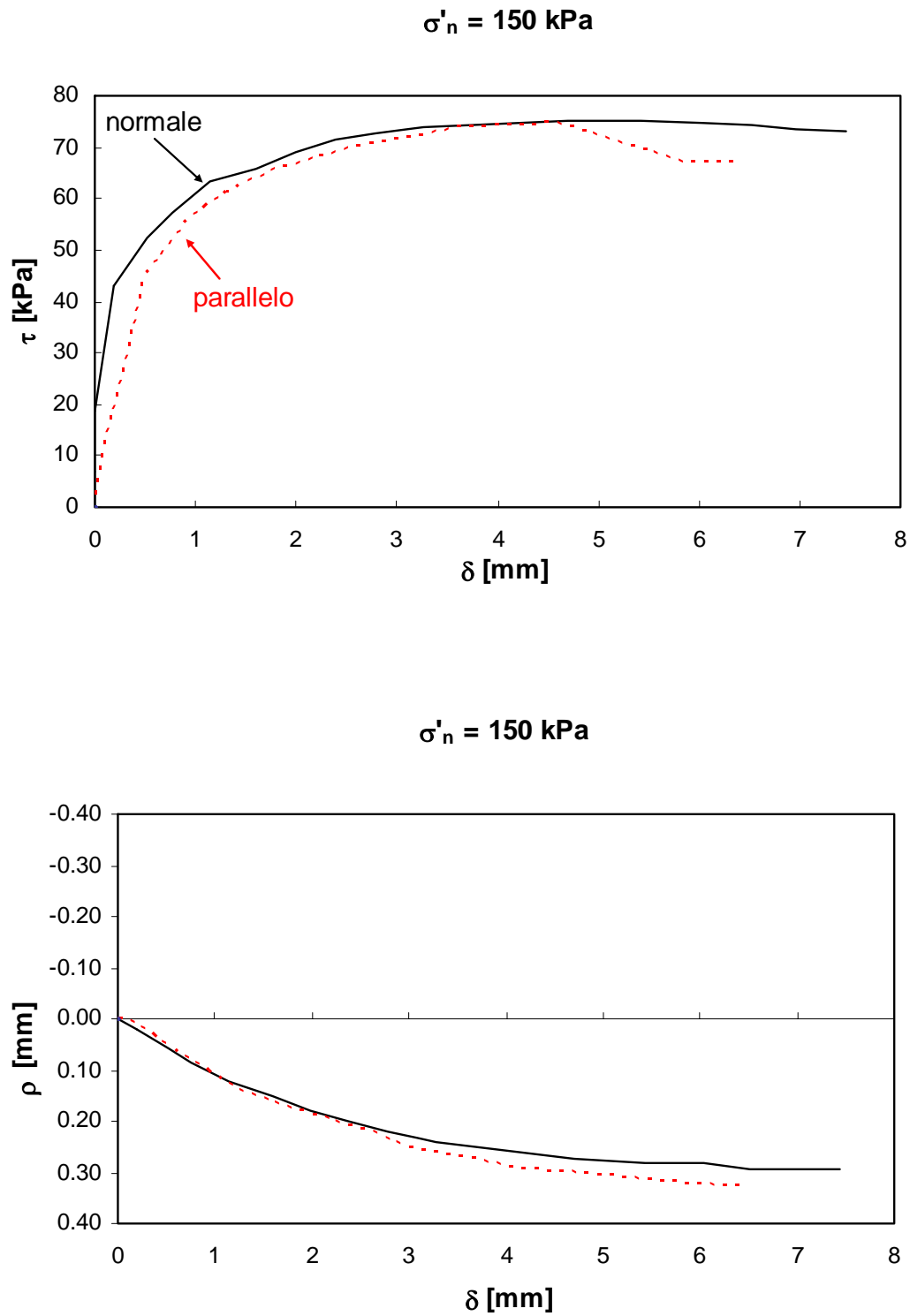


Fig. 4.88. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 150 \text{ kPa}$)

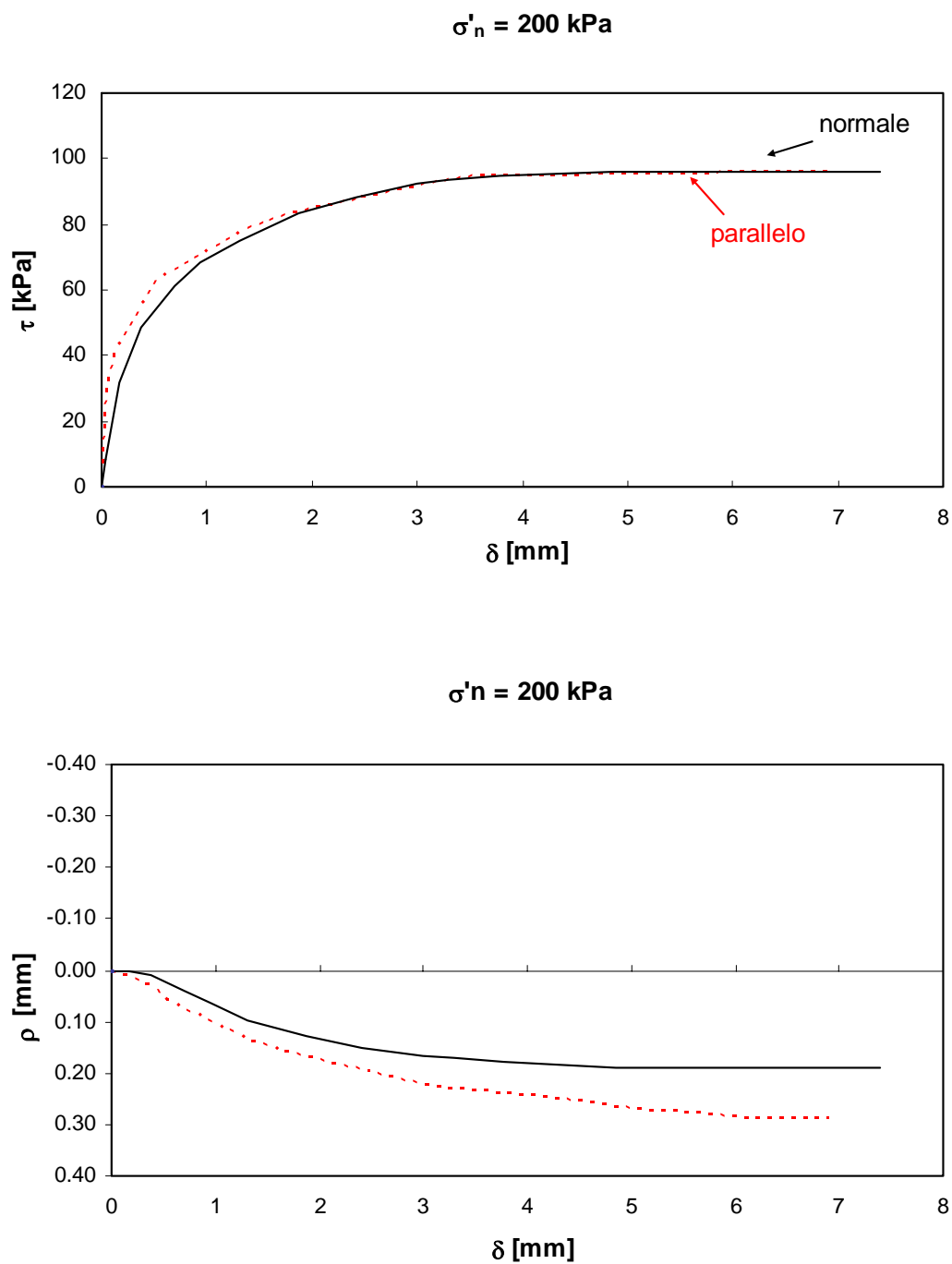


Fig. 4.89. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 200 \text{ kPa}$)

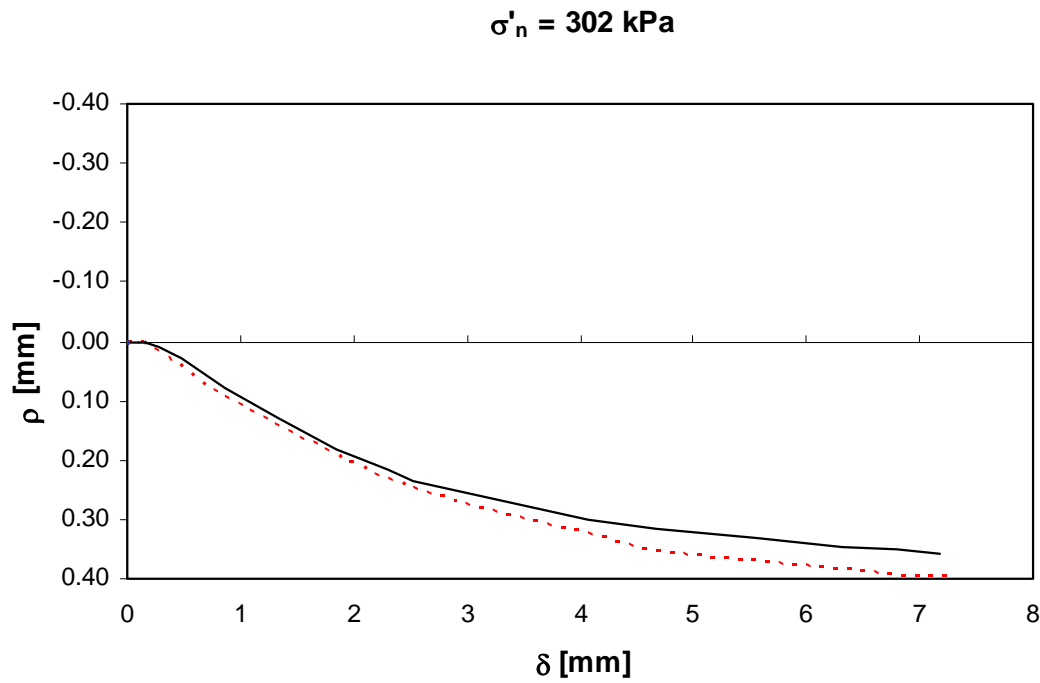
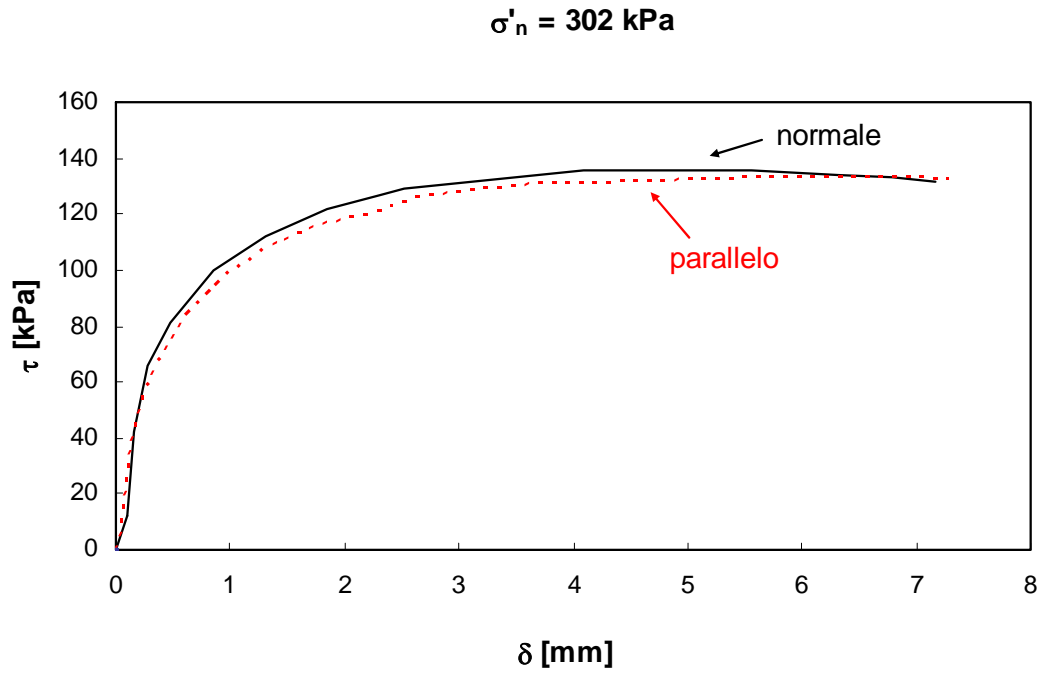


Fig. 4.90. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le curve sperimentali ($\sigma'_n = 302 \text{ kPa}$)

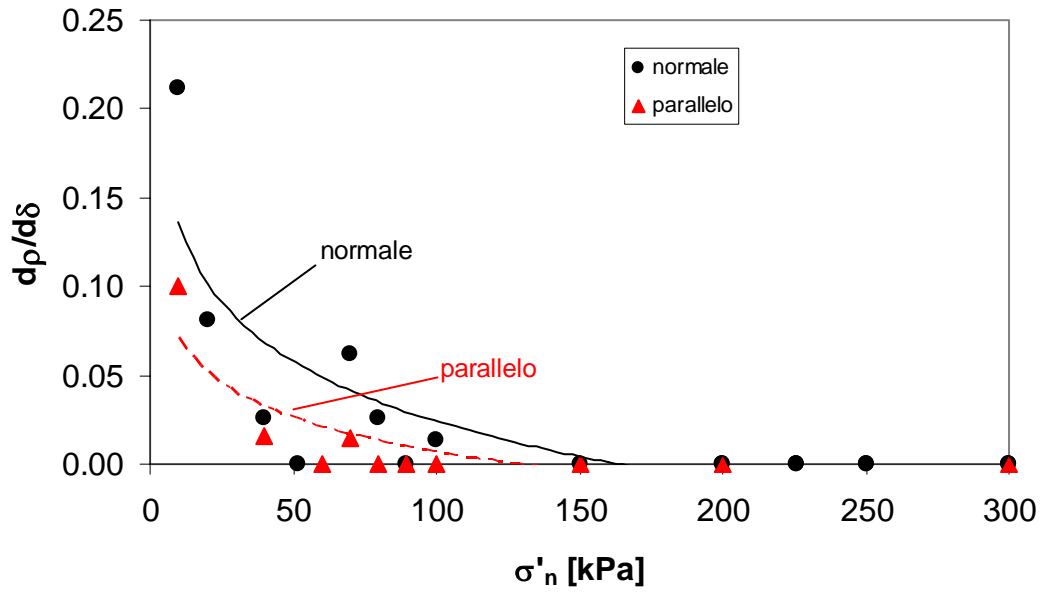


Fig. 4.91. Prove di taglio diretto sulla zona di taglio: confronto tra le dilatanze esibite dai provini orientati normalmente e parallelamente alla direzione di scorrimento

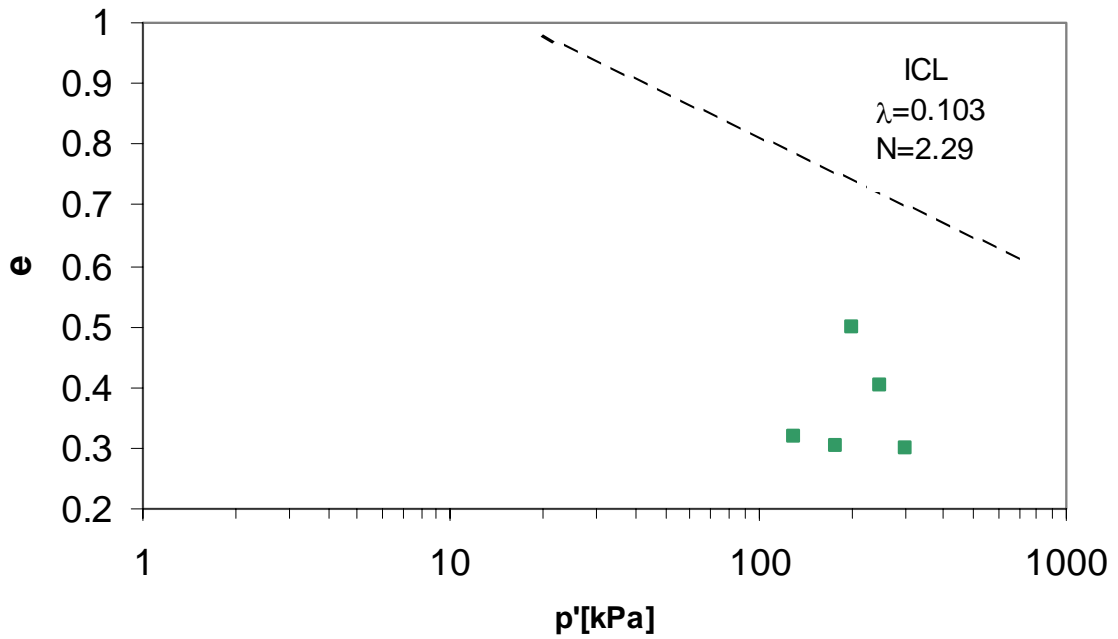


Fig. 4.92. Prove triassiali CID: indice dei vuoti a fine consolidazione dei provini appartenenti alla formazione in sede

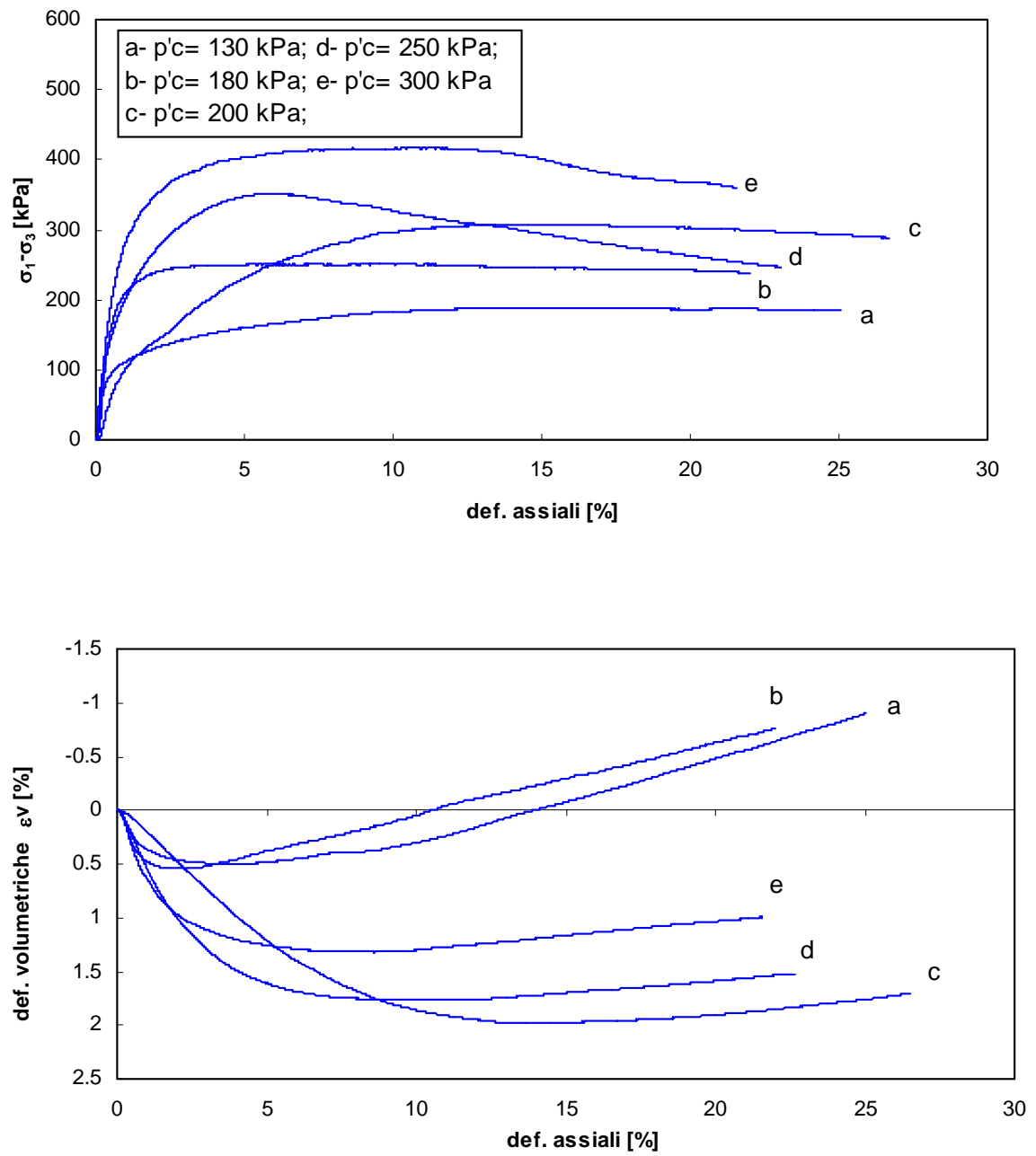


Fig. 4.93. Curve sperimentali ricavate attraverso prove triassiali CID sulla formazione in sede

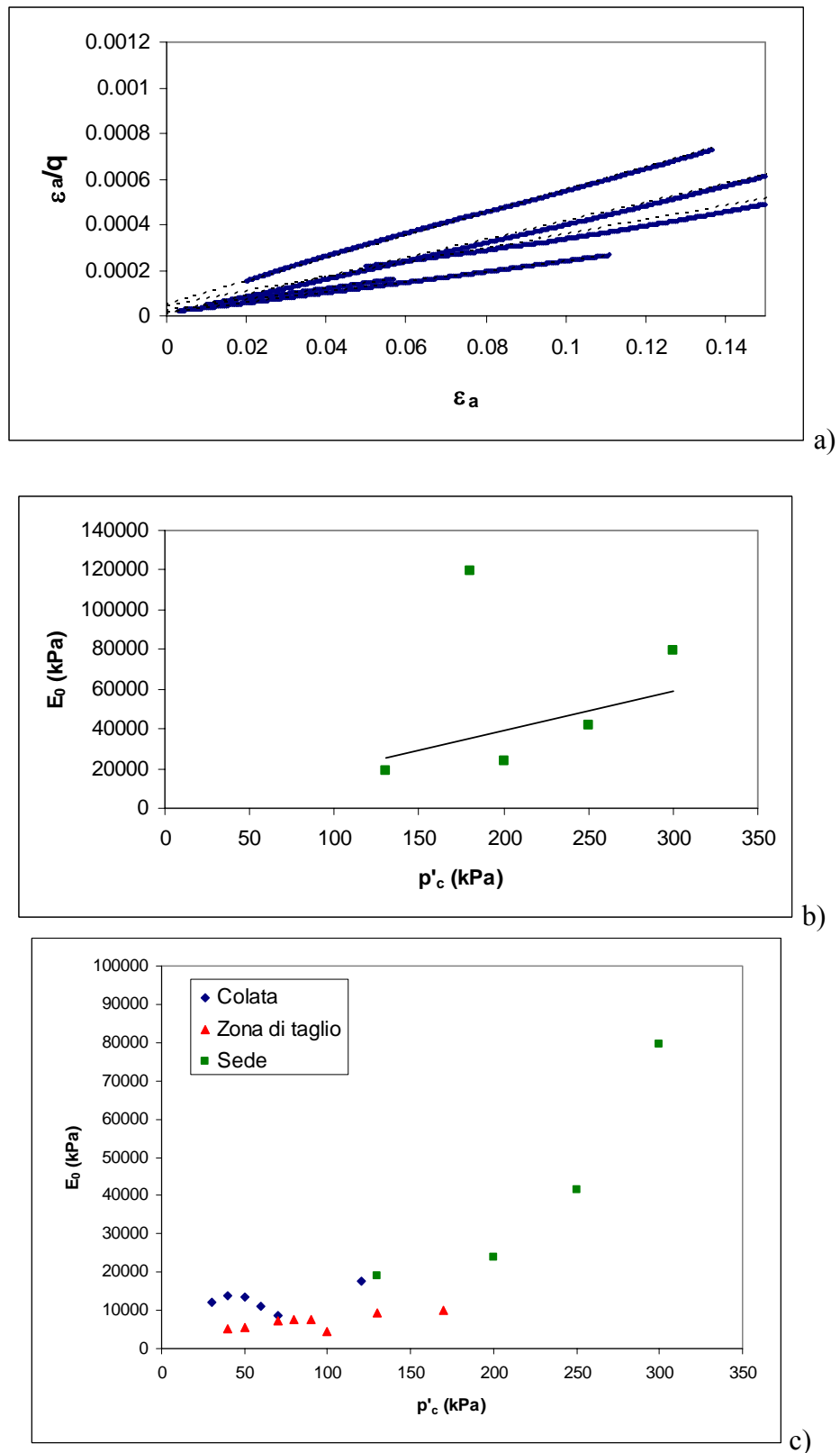


Fig. 4.94. Rigidezza tangenziale iniziale della formazione in sede: a) applicazione del metodo proposto da Kondner e Zelasko (1963); b) risultati; c) confronto con le altre due formazioni

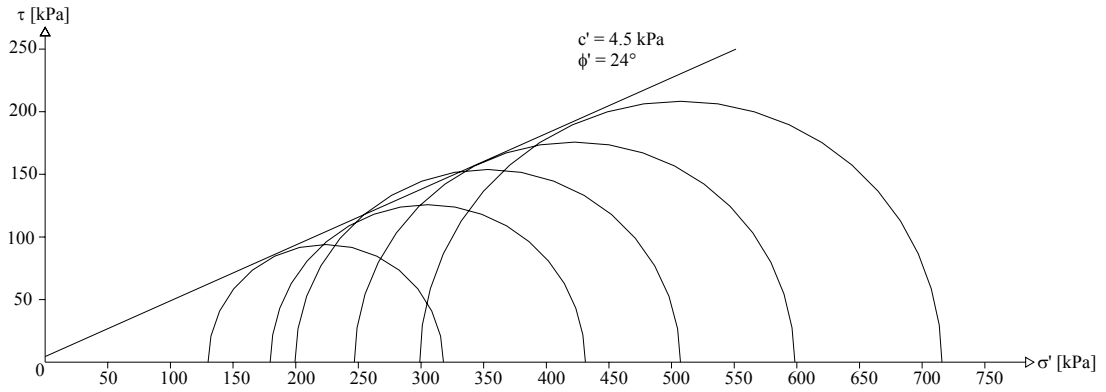


Fig. 4.95. Piano di Mohr: involucre di resistenza della formazione in sede

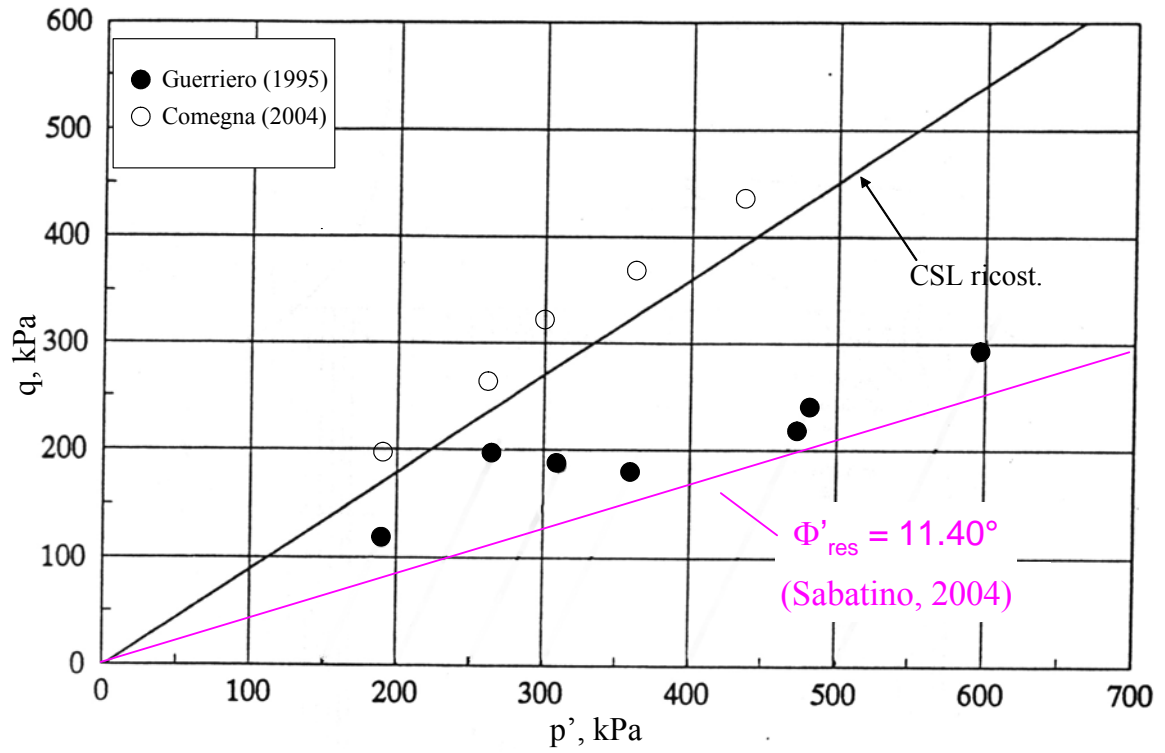


Fig. 4.96. Resistenza di picco della formazione in sede

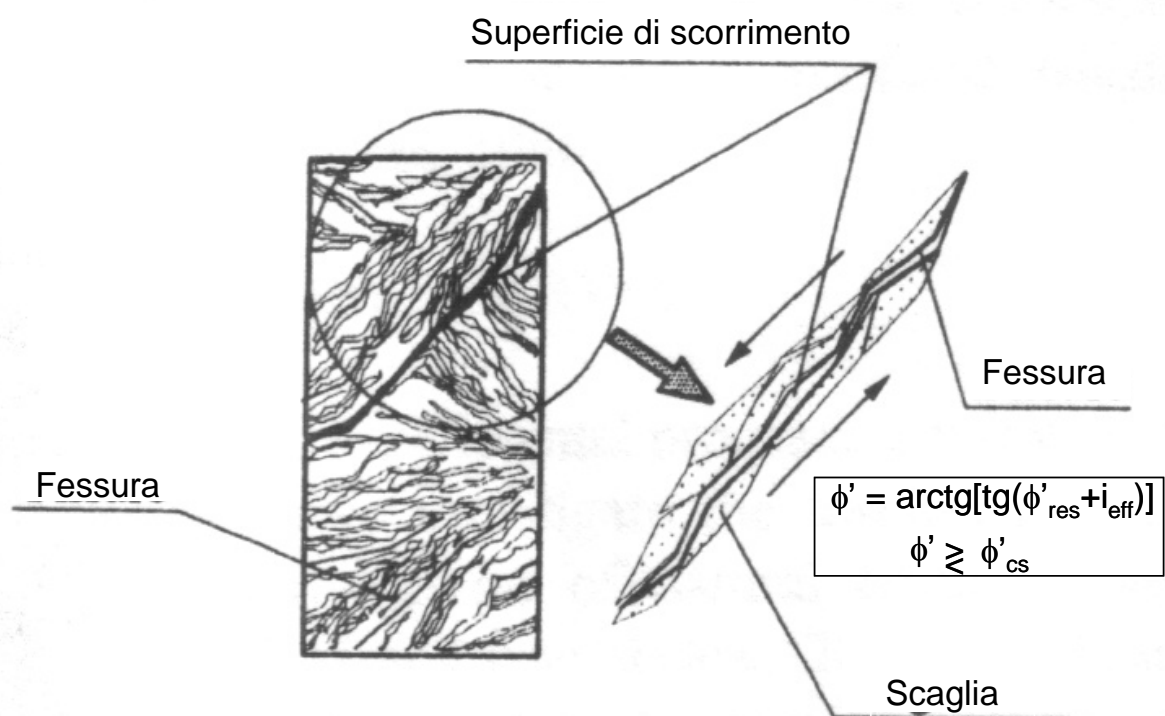


Fig. 4.97. Mesostruttura e meccanismo di rottura di un'argillite intensamente fessurata (modificato da Olivares et al., 1997)

5. IPOTESI SULLA MECCANICA DELLE COLATE IN ARGILLA

5.1 MECCANISMI DI INNESCO ED EVOLUZIONE

Come suggerito da Guida e Iaccarino (1991), lo stile di movimento di una colata in argilla è fortemente connesso allo stadio evolutivo in cui essa si trova. Mentre, infatti, durante le primissime fasi il corpo di colata esibisce movimenti caratterizzati da intense deformazioni taglianti plastiche interne, nella fase finale esso manifesta importanti deformazioni distorsionali esclusivamente alla sua base (all'interno della zona di taglio), associate ad uno scorrimento lungo una superficie di taglio. La fig. 5.1 mostra, ad esempio, due profili inclinometrici registrati nelle colate di Masseria De Nicola e di Masseria Marino: il primo (fig. 5.1a) è stato ottenuto in una fase di lento movimento, in cui le deformazioni da taglio sono significative solo alla base del corpo di frana; il secondo (fig. 5.1b) è, invece, caratteristico di una fase piuttosto rapida e mostra deformazioni distorsionali distribuite nell'intero corpo di frana. Durante il ciclo di una colata, pertanto, a spostamenti iniziali tipici di un "fluido viscoso", fanno seguito spostamenti lungo una superficie basale, come nel caso delle frane tipo "scorrimento".

L'innesco di una colata può essere provocato da processi naturali come azioni sismiche, piogge intense, fenomeni di erosione al piede o di accumulo sul corpo di frana di materiale eroso o franato dalle scarpate laterali. I risultati scaturiti dalle indagini effettuate su circa 400 casi relativi ad argilliti molto plastiche intensamente fessurate dell'Alte Valle del Basento (Guida e Iaccarino, 1991; Iaccarino et al., 1995) hanno fornito una serie di utili indicazioni. Quasi tutte le colate sono riattivate e non sempre coinvolgono l'intero corpo di frana. La parte non mobilitata interagisce con quella attiva. Durante il movimento, la colata mostra una progressiva decelerazione fino alla quiescenza, che può durare anche alcune decine di anni. Passato questo periodo di tempo, può registrarsi una nuova riattivazione indotta da processi naturali e quindi un successivo nuovo arresto.

I risultati scaturiti dalle indagini nella Valle del Basento mostrano chiaramente che, a differenza degli scorrimenti, le colate non si muovono come blocchi. Come si evince dalla fig. 5.2b, infatti, differenti porzioni di una stessa colata possono presentare campi di spostamento completamente diversi, causando locali cambiamenti di tensione. Tale situazione deve la sua complessità al meccanismo di mobilitazione.

Uno dei più frequenti meccanismi di innesco delle colate della Valle del Basento è costituito dalla "retrogressione". Questa coinvolge parti ancora stabili del versante (solitamente la scarpata principale ed il coronamento superiore di questa, oppure i fianchi della frana), causando accumulo di materiale al piede dell'area mobilitata, nella zona di alimentazione o lungo

il canale, o magari generando sovrascorrimenti di piccole frane molto mobili al di sopra del preesistente corpo di frana. Altri tipici esempi di evoluzione in colata attraverso retrogressione sono quelli di Hohberg (Dapples et al., 2001) e di Falli Holli (Vulliet e Bonnard, 1996; Dapples et al., 2001).

Nel caso in cui il piede del versante invade il letto di un fiume, la mobilitazione può avvenire per erosione al piede. Tale fenomeno naturale, se da un lato non sembra essere in grado di causare un'improvvisa e catastrofica riattivazione, dall'altro contribuisce ad impedire un completo arresto del movimento a breve termine. Un esempio è fornito dalla colata del Sinni (Manfredini et al., 1981).

La velocità che il movimento può assumere è piuttosto variabile. Essa attinge valori tanto più elevati quanto maggiore è la percentuale di energia potenziale che si trasforma in energia cinetica (Leroueil et al., 1996). Pertanto, un qualsiasi fenomeno franoso risulta suscettibile ad evolvere in colata se convergono processi meccanici e fattori ambientali che siano in grado di minimizzare le resistenze al moto e favorire elevate deformazioni della massa. Tali favorevoli condizioni sono da ricercare nella geometria del problema, nelle proprietà del materiale e nella natura delle variazioni tensionali interne alla massa del terreno (quest'ultimo aspetto verrà approfondito nel prossimo paragrafo).

La geometria del versante è in grado di influenzare l'entità e la velocità dei movimenti, nonché la durata del fenomeno. Tuttavia le colate in argilla possono svilupparsi anche lungo superfici poco inclinate. Esistono svariati casi che testimoniano inclinazioni dell'ordine di 7°-8°, come la colata di Vallone Fossate (D'Elia, 1975) o quella di Alverà (Angeli, Gasparetto, Pasuto, Silvano e Menotti, 1996). Questo può verificarsi se le deformazioni successive alla rottura sono non drenate e la corrispondente resistenza offerta al moto risulta modesta, ovvero quando l'aliquota di energia potenziale che nella fase post-rottura si trasforma in cinetica è tanto grande da permettere alla colata di propagarsi per inerzia su superfici lungo le quali le resistenze statiche sono maggiori degli sforzi applicati.

Le proprietà del materiale che principalmente controllano la suscettività al colamento dei terreni argillosi mobilitati sono la fragilità al taglio e la degradabilità fisico-chimica.

Nel caso di terreni perfettamente duttili, la resistenza al taglio operativa è indipendente dall'entità dei movimenti e quindi non cambia nella fase post-rottura. Pertanto tutta l'energia potenziale disponibile a rottura viene dissipata interamente per attrito. Se il terreno è fragile, subito dopo la rottura si verifica una caduta della resistenza al taglio e quindi il corpo non è più in equilibrio con le azioni esterne. In tale caso l'energia potenziale disponibile viene solo

parzialmente dissipata per attrito e l'aliquota restante viene trasformata in energia cinetica e di deformazione interna (Picarelli, 2000).

Come si è visto, le colate in argilla coinvolgono materiali il cui comportamento, controllato dalla matrice argillosa ammorbidita, è sostanzialmente duttile. In tal caso il problema è governato dai processi di deterioramento, che portano un'argilla dotata di legami naturali a divenire un'argilla ammorbidita: questi fenomeni hanno inizio probabilmente nella fase pre-rottura e si protraggono in quella post-rottura. Solo quando l'ammorbidente si è completamente sviluppato, la frana assume uno "stile" da colata (Picarelli et al., 1998). Le cause di tali modifiche strutturali sono da ricercare nella natura fessurativa dei materiali coinvolti (che favorisce l'infiltrazione di acqua) a seguito del rilascio tensionale e della destrutturazione (dovute alle sollecitazioni di taglio) e dell'alterazione (Picarelli et al., 1998).

Moore e Brunsten (1996) effettuano interessanti osservazioni sul ruolo esercitato dalle proprietà fisico-chimiche di un'argilla sul comportamento ciclico della colata di Worbarrow Bay (fig. 5.3). La colata (lunga 48 m, larga mediamente 8 m e profonda meno di 1.5 m), si sviluppa nella formazione dei Wealden Beds (fig. 5.4), caratterizzata da una stretta alternanza di sabbie ed argille depositatesi in ambiente lacustre durante il periodo Cretaceo.

L'indagine incluse una serie di prove di laboratorio ed un'estesa indagine in sito al fine di tenere sotto osservazione il regime delle piogge, gli spostamenti del terreno, le pressioni neutre, la deposizione di sali marini (favorita dall'azione combinata di vento e pioggia) e la concentrazione ionica dell'acqua di porosità. I cicli stagionali di tali parametri, riportati in fig. 5.5, mostrano l'esistenza di interessanti correlazioni tra le piogge e la deposizione dei sali, tra le pressioni neutre ed i movimenti della colata e tra questi ultimi e la concentrazione ionica dell'acqua di porosità.

Gli spostamenti innescati dalle piogge nell'area di alimentazione sembrano generare una graduale crescita delle pressioni neutre all'interno dell'area di accumulo, attraverso un meccanismo del tipo "carico non drenato" (Hutchinson e Bhandari, 1971). I movimenti, disuniformi tanto nello spazio quanto nel tempo (fig. 5.6), sono caratterizzati da tre differenti tipologie di movimenti (fig. 5.7). Agli iniziali "multiple movements", piuttosto lenti (velocità ~0.1 m/giorno) fanno seguito dei "graded movements" più veloci (0.1-1 m/giorno) e, dopo periodi in cui gli spostamenti sono del tutto assenti, si riscontrano degli improvvisi "surge movements", in grado di raggiungere distanze di 1.5 m in 10 minuti. Al contrario dei "multiple movements", gli altri due tipi presentano un'evidente correlazione con le pressioni neutre. Quasi sempre la colata si arresta in una condizione in cui i valori di pressione neutra riscontrati sono più alti di quelli che avevano causato l'innescio. I valori minimi delle pressioni neutre

necessari per riattivare il movimento sono in continua crescita. Un comportamento tanto anomalo fa pertanto pensare all'esistenza di altri fattori in grado di influenzare l'evoluzione ciclica della colata, da ricercare, secondo gli Autori, nell'estrema variabilità spazio-temporale delle proprietà fisico-chimiche dei terreni in colata (figg. 5.8, 5.9 e 5.10), ma soprattutto nella variabilità della resistenza residua, lungo la superficie di taglio, al variare della concentrazione ionica.

Gli effetti della concentrazione salina sulla resistenza residua della Weald clay (fig. 5.11) sono mostrati da Moore (1991). Una concentrazione ionica piuttosto elevata è in grado di aumentare notevolmente le forze attrattive di Van der Waals tra gli strati dei minerali di argilla, riducendo di conseguenza l'indice di plasticità. Al contrario, in soluzioni molto diluite la resistenza residua è bassa, in quanto i legami superficiali che nascono tra i pacchetti di minerali argillosi sono piuttosto deboli. La fig. 5.11 mostra, inoltre, che l'effetto sembra più marcato sui materiali alterati del corpo di frana, che su quelli della formazione in sede. In particolare, gli effetti dei processi di degradazione subiti in sito dal corpo di frana sono rilevati dalla crescita, rispetto alla formazione stabile, di alcuni parametri (fig. 5.8, 5.9) quali la percentuale di minerali montmorillonitici, il peso dell'unità di volume, il limite liquido, l'indice di plasticità.

Il modello proposto da Moore e Brunsden (1996) intende, pertanto, associare la fluttuazione stagionale della resistenza residua mobilitata alle variazioni naturali di concentrazione ionica: stabiliscono, così, una relazione lineare tra le due grandezze, che ad ogni incremento (decremento) di concentrazione ionica pari a 10 meq/l associa, lungo la zona di taglio, un corrispondente incremento (decremento) della resistenza residua (espressa attraverso una "coesione residua"), pari a 0.16 kPa (fig. 5.12). Tale relazione consente di calibrare le fluttuazioni stagionali di concentrazione osservate con i cambiamenti teorici della resistenza residua mobilitata.

Lo schema prevede che la colata abbia inizio in seguito ad un periodo caratterizzato da notevoli eventi piovosi, durante il quale avviene un progressivo indebolimento dei legami interparticellari, oltre che, contemporaneamente, la deposizione di sali marini. Il carattere progressivo dell'indebolimento dei legami è responsabile del graduale incremento di velocità degli spostamenti, che partendo dai "multiple movements" (caratterizzati da una coesione residua di circa 2-3 kPa), passano per i "graded movements" (coesione residua minore di 2 kPa) per arrivare ai "surge movements" (in occasione dei quali la coesione residua si è praticamente annullata). L'alterazione del materiale in colata, combinata con l'infiltrazione di ioni dei sali marini depositati (soprattutto sodio e cloruro) che produce un incremento di concentrazione del liquido interstiziale, crea le premesse per un incremento delle forze di Van der Waals e quindi della resistenza residua. Il risultato di ciò è ravvisabile nella temporanea stabilità del

pendio. Durante i periodi in cui c'è assenza di movimento (tra Aprile e Settembre, come visto in fig. 5.5) l'acqua di porosità si fa sempre più diluita, a causa del riequilibrio con la falda in sito e a causa delle piogge. La diluizione indebolisce le forze di Van der Waals stesse, incoraggiando la repulsione tra gli strati minerali e, quindi, rendendo instabili le particelle argillose: tutto ciò rappresenta, naturalmente, il prologo per una rinnovata serie di spostamenti. Attraverso tale meccanismo gli Autori si spiegherebbero non solo il motivo dell'arresto del movimento, che avviene nonostante i valori ancora notevoli presentati dalle pressioni neutre, ma anche perché sono necessarie pressioni neutre di soglia sempre più elevate per riattivare nuovamente la colata.

Considerando che molti depositi soggetti a colate sono di origine marina, Picarelli et al. (1998) ritengono che l'infiltrazione di acqua di pioggia sarebbe in grado di indurre una sorta di "softening fisico-chimico", causato dai processi osmotici. Gli Autori presentano una serie di dati riguardanti il comportamento di campioni ricostituiti delle argille di Bisaccia, preparati sia con una soluzione salina, che con acqua distillata. Tali dati mostrano che la resistenza residua dei campioni preparati con acqua distillata è significativamente minore di quella dei campioni trattati con una soluzione salina (fig. 5.13). Nei pendii naturali in materiali molto plastici, l'infiltrazione di pioggia, responsabile della diluizione dell'acqua dei pori, potrebbe causare una continua riduzione della resistenza a taglio: ciò potrebbe essere uno dei motivi per i quali le colate impiegano un tempo tanto grande prima di raggiungere un arresto completo (quando lo raggiungono).

5.2 I MECCANISMI NON DRENATI

Le domande concernenti le cause dello stile tipo "flusso" delle colate in argilla possono trovare una risposta nella meccanica dei processi di deformazione che si sviluppano all'interno del corpo di frana, per effetto di uno stato tensionale in continua evoluzione spazio-temporale.

I risultati delle indagini delle colate della Valle del Basento, della Valle del Biferno e della Valle del Miscano sembrano tutti indicare che i movimenti iniziali avvengono sempre in condizioni di drenaggio impedito. La rapidità delle azioni che inducono l'innescò e la ridotta permeabilità dei terreni interessati suggeriscono l'idea che l'aumento delle tensioni totali prodotto nella situazione di innescò determini un incremento delle pressioni neutre (Picarelli, 2001).

Le variazioni dello stato tensionale interno possono essere causate da meccanismi molto diffusi nelle colate (Picarelli, 2001):

- carico statico, causato dall'accumulo di terreno proveniente da zone di alimentazione primarie o secondarie, che va a depositarsi sul corpo di frana (Hutchinson e Bhandari, 1971);
- carico quasi statico, causato dal movimento di "lingue" di terreno sovrascorrenti il corpo di frana (Vallejo, 1984);
- carico ciclico associato ad effetti sismici, come nel caso di colate indotte da terremoti;
- redistribuzione dello stato tensionale interno, associato ai movimenti del corpo di frana, qualunque ne sia la causa.

Alle evidenze sperimentali che confermano l'ipotesi che il comportamento delle colate in argilla sia controllato da meccanismi non drenati sono dedicati i prossimi paragrafi.

5.2.1 Carico statico non drenato

Hutchinson e Bhandari (1971) suggeriscono per primi l'ipotesi che il movimento delle colate in argilla sia dovuto allo sviluppo di sovrappressioni neutre.

Lo studio prende spunto dalla osservazione di una serie di colate (fig. 5.14) caratterizzate da movimenti lungo pendenze molto inferiori rispetto a quella critica (stimabile attraverso i classici metodi dell'equilibrio limite): uno dei casi più interessanti è quello di "Bouldnor 2" (costa settentrionale dell'Isola di Wight), relativo ad una colata nelle argille fessurate della formazione di Hamstead, che si muoveva lungo una superficie di scorrimento inclinata di appena 3.9°.

Un altro caso è quello di una colata attiva nella "London Clay" della costa settentrionale dell'Isola di Sheppey. L'argilla ha un Limite Plastico $w_p = 0.28$, un Limite Liquido $w_L = 0.66$, un contenuto d'acqua $w = 0.50$ ed un peso dell'unità di volume $\gamma = 1.73 \text{ t/m}^3$.

Il profilo della colata (fig. 5.15a), presentava una zona di alimentazione piuttosto ripida ed una di accumulo dolce di pendenza. La fig. 5.15a riporta la variazione di profilo (registrata in seguito ad un'indagine effettuata il 4 Gennaio del 1970) rispetto a quella evidenziata il primo giorno di Dicembre del 1969: in meno di cinque settimane, il piano campagna subì un innalzamento in corrispondenza della zona di accumulo, a causa della rapida deposizione di materiale proveniente dalla zona di monte. Nella sez. D-D tale accumulo aveva uno spessore di circa 1 m.

In quella stessa sezione il 2 Gennaio del 1970 vennero effettuate tre misure piezometriche a differenti profondità: la prima a 0.80 m dal piano campagna (interna al materiale appena depositato), la seconda a 1.33 m e la terza a 2.02 m (entrambe, quindi, interne al corpo di frana già presente). In fig. 5.16 sono mostrate le curve di dissipazione delle sovrappressioni neutre insorte per effetto dell'installazione; sono inoltre riportate le ultime letture effettuate (protrattesi fino al 4 Gennaio del 1969) ed i valori di equilibrio estrapolati.

Le uniche misure piezometriche effettuate precedentemente all'azione del carico rapido, in prossimità della sez. D-D, risalgono al 19 Novembre ed al 2 Dicembre del 1969. Le corrispondenti pressioni neutre registrate, indicate rispettivamente con i numeri 1 e 2 in fig. 5.17, erano comprese tra i valori desumibili da una distribuzione idrostatica ($u_0 = \gamma_w \cdot z_0$) e quelli ricavabili da una distribuzione geostatica ($u_0 = \gamma \cdot z_0$): gli Autori assumono entrambe le distribuzioni come valori di partenza delle pressioni neutre, indicando le due ipotesi, rispettivamente, con "A" e "B".

L'incremento delle tensioni totali causato dal carico applicato in corrispondenza della sez. D-D, fu calcolato utilizzando le equazioni di Pol'shin (1933), nell'ipotesi che la superficie originale (prima del carico) della colata rappresentasse la frontiera di un semispazio elastico ed isotropo. In condizioni di carico istantaneo, la distribuzione delle sovrappressioni neutre indotte Δu (fig. 5.17) può essere calcolata sia attraverso la relazione $\Delta u = \Delta \sigma_z$, che attraverso l'equazione $\Delta u = \Delta \sigma_1$, derivante dall'espressione di Skempton (1954):

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

nell'ipotesi che i coefficienti A e B siano entrambi pari a 1.

Le letture piezometriche ottenute tra il 2 ed il 4 Gennaio del 1970 confermarono l'esistenza di sovrappressioni neutre molto prossime ad i valori numerici previsti a partire dalla "condizione B" (corrispondente ad un'iniziale distribuzione geostatica delle pressioni interstiziali).

Tali misure suggeriscono un meccanismo non drenato, causato dall'applicazione improvvisa di un carico statico ("undrained loading"). Il conseguente sviluppo di sovrappressioni neutre limita la resistenza al taglio nel corpo di frana ed in particolare riattiva quella disponibile lungo la preesistente superficie di scorrimento (su cui agisce la resistenza residua), generando movimenti anche lungo pendii che presentano una pendenza particolarmente modesta (fig. 5.18).

Considerazioni teoriche e dati sperimentali inducono Picarelli (1988) a considerare possibile l'instaurarsi di condizioni non drenate anche nelle colate della Valle del Basento. Ogni va-

riazione statica o cinematica al contorno di una massa di terreno provoca un cambiamento dello stato tensionale interno. Se il terreno coinvolto è di permeabilità non elevata, come nel caso dei materiali argillosi, tale cambiamento è a sua volta in grado di produrre una variazione delle pressioni neutre. Poiché, come è stato mostrato, il corpo di frana è generalmente molto ammorbidito, ogni incremento di sforzo deviatorico può produrre un incremento delle pressioni neutre.

5.2.2 Carico quasi statico non drenato

In alcuni casi, il materiale dislocato nella zona di alimentazione, trasformandosi in colata, acquista un'elevata mobilità e "viaggia" sul terreno sottostante (depositatosi più a valle durante eventi precedenti anche molto antichi). "Lingue" di argilla dovute a fenomeni come quello descritto, succedutesi in tempi diversi, sono state osservate a Brindisi di Montagna (Cotecchia et al., 1986).

Le modifiche che il rapido accumulo di materiale fresco proveniente da monte riesce ad apportare al profilo di una colata in argilla furono l'oggetto di studio di un lavoro presentato da Vallejo in occasione del "4° Simposio Internazionale sulle frane", tenutosi a Toronto nel 1984. Questi realizzò un semplice modello fisico in scala ridotta, che riproduceva la formazione e l'alimentazione di una colata sottomarina, per effetto di "ondate" ("surges") successive di terreno.

L'Autore realizzò così alcune indagini sperimentali riguardanti lo studio del profilo longitudinale assunto da una colata di fango, che si muoveva in una canaletta in vetro. Allo scopo venne utilizzata una canaletta orizzontale (lunga 2.42 m, alta 0.45m, di spessore pari a 0.153m) nella quale veniva introdotta dall'alto, attraverso un piccolo cancello, argilla caolinica mista ad acqua. Il cancello veniva aperto per circa due secondi e poi veniva chiuso. Durante questi due secondi, il materiale si muoveva lungo la canaletta, per poi fermarsi una volta che il profilo raggiungeva la posizione di equilibrio (fig. 5.19a). Quindi il cancello veniva nuovamente aperto, dando a nuovo materiale la possibilità di accumularsi a monte della colata. Il disturbo arrecato dall'introduzione del nuovo materiale alterava le condizioni d'equilibrio causando l'innescò di un nuovo movimento. Non fu, però, l'unico effetto: si osservò, infatti, un'onda traslatoria viaggiante al di sopra della superficie libera, da monte a valle (fig. 5.19b), con una velocità superiore a quella di avanzamento della colata stessa.

Una volta che l'onda raggiungeva il fronte della colata (l'area di accumulo), il profilo si modificava determinando una nuova configurazione d'equilibrio (fig. 5.19c).

I risultati di tale esperimento, schematizzati in fig. 5.20, mostrano che nello stato iniziale (profilo A) la superficie libera è molto inclinata e la colata presenta uno spessore medio notevole. Man mano che il movimento avanza, la colata e la superficie libera decrescono rispettivamente in spessore ed in inclinazione, fino a che non viene raggiunto un nuovo profilo d'equilibrio (profilo B), caratterizzato dal completo arresto del movimento. Numerosi casi reali di colate confermano la frequenza di questa tipologia di profilo (Harris e Ellis, 1980; Coleman e Prior, 1981; Chandler et al., 1976; Hutchinson, 1970; Hutchinson et al. 1974; Benedict, 1970; Mc Roberts e Morgenstern, 1974).

Quando il profilo ha raggiunto una condizione statica (profilo B di fig. 5.20 e fig. 5.21a), l'equazione esprimente l'equilibrio in corrispondenza di una piccola sezione (in termini di tensioni totali) è data da:

$$\gamma \cdot h \cdot \alpha = c_u \quad (5.1)$$

dove “ γ ” è il peso dell'unità di volume del materiale in frana, “ c_u ” la coesione non drenata, “ h ” lo spessore della colata, “ α ” l'inclinazione della superficie libera. Sia h che α sono valutati nella stessa posizione e cambiano a seconda della sezione considerata lungo il profilo.

E' da notare che l'equilibrio rappresentato dall'eq. (5.1) risulta indipendente dall'inclinazione β della superficie lungo cui scorre la base della colata: gli unici parametri geometrici che lo condizionano sono esclusivamente h e α . Del resto, Bishop (1973) riporta casi di colate che si muovono lungo superfici di base inclinate in direzione opposta a quella della superficie libera.

Risulta inoltre evidente che, per una assegnata colata, qualunque fenomeno in grado di variare h o α altererebbe i termini dell'equazione di equilibrio, causando, in tal modo, una ripresa del movimento. E' quello che infatti accade nell'esperimento descritto quando viene accumulato materiale a causa dell'apertura del cancello.

Ipotizzando che la colata si muova lentamente, uniformemente e senza ostacolo alcuno lungo un piano inclinato di α (fig. 5.21b), Vallejo assume che il materiale abbia un comportamento alla Bingham, per il quale la velocità “ v ” della colata (fig. 5.21b) varia lungo la profondità “ y ” secondo la relazione

$$-dv/dy = (\tau - C_u) / \eta \quad (5.2)$$

in cui “ η ” rappresenta il coefficiente di viscosità del materiale e “ τ ” la tensione di taglio alla base della massa in movimento, pari a

$$\tau = \gamma \cdot y \cdot \text{sen}\alpha \quad (5.3)$$

Inserendo la (5.3) nella (5.2) ed integrando entrambi i termini (noto che per $y = h$, si ha $v = 0$) otteniamo la seguente espressione della velocità lungo y

$$v = (\gamma \text{ sen}\alpha / 2\eta) \cdot (h^2 - y^2) + (C_u / \eta) \cdot (y - h) \quad (5.4)$$

da cui è possibile ricavare la velocità massima v_0 (per $y = 0$) in corrispondenza della superficie libera

$$v_0 = (\gamma \cdot h^2 \cdot \text{sen}\alpha - 2 C_u \cdot h) / 2\eta \quad (5.5)$$

Essendo la velocità media v_m della massa pari a

$$v_m = (1/h) \cdot \int v \, dy \quad (5.6)$$

si ottiene

$$v_m = (1/h) \cdot [(\gamma h^3 \text{ sen}\alpha / 3\eta) - (C_u \cdot h^2 / 2\eta)] \quad (5.7),$$

che consente di ricavare la portata per unità di superficie Q

$$Q = v_m \cdot h = (h^2 / 6\eta) \cdot (2\gamma h \text{ sen}\alpha - 3 C_u) \quad (5.7)$$

Secondo Benjamin (1957) una qualunque causa che “disturbi” lo stato di moto uniforme si propaga come un’onda lungo la superficie libera, nella direzione del movimento, con una celerità “ c ” pari a

$$c = dQ/dh = (\gamma \cdot h^2 \cdot \text{sen}\alpha - C_u h) / \eta \quad (5.8)$$

Dividendo l’eq. (5.8) per la (5.5) e per la (5.7) si ottengono rispettivamente le seguenti equazioni

$$c/v_0 = 2 [(\gamma h \operatorname{sen}\alpha - C_u) / (\gamma h \operatorname{sen}\alpha - 2 C_u)] \quad (5.9)$$

$$c/v_m = 3 [(\gamma h \operatorname{sen}\alpha - C_u) / (\gamma h \operatorname{sen}\alpha - 1.5 C_u)] \quad (5.10)$$

La (5.9) e la (5.10) ci mostrano che la celerità con la quale si propaga l'onda è grande più del doppio della massima velocità esibita dalla massa in movimento.

Nel caso particolare, se si applicassero le (5.9) e le (5.10) al caso di un liquido come l'acqua, si otterrebbe (essendo $C_u = 0$)

$$c/v_0 = 2 \quad (5.11)$$

$$c/v_m = 3 \quad (5.12)$$

ossia, durante il moto laminare dell'acqua, le onde traslatorie viaggerebbero con una celerità due volte più grande della velocità della superficie libera e tre volte maggiore di quella media. Le esperienze di Ippen e Kulin (1955) confermano tale risultato (fig. 5.22).

Come si è detto, il modello proposto da Vallejo (1984) potrebbe spiegare lo sviluppo, ad esempio, della colata di Brindisi di Montagna, la cui superficie mostra alcuni accumuli secondari, creati dalla sovrapposizione di successive lingue di terreno provenienti dalla scarpata principale (fig. 3.5). Un simile meccanismo è stato notato anche per il caso di Masseria Marino e per quello di Covatta nella Valle del Biferno ed è inoltre descritto da Morton et al. (1979) per il caso di Wrightwood, California. Altri casi che sembrano confermare una dinamica analoga, sono quello di una colata delle Alpi francesi riportato da Malet e Maquaire (2003), oltre a quello in Irlanda del Nord (fig. 5.23), descritto da Hutchinson et al. (1974).

Le lingue esibiscono una mobilità piuttosto elevata a causa, probabilmente, della nascita di sovrapressioni neutre al loro interno. Queste contribuiscono in maniera decisiva al movimento del corpo di frana sottostante, in quanto lo spingono man mano che scendono lungo il pendio.

Inevitabilmente, i movimenti che si propagano verso valle coinvolgono nuove masse di terreno; le dimensioni della frana tendono a crescere nel tempo: la scarpata principale subisce fenomeni retrogressivi, i confini laterali tendono ad allargarsi ed il corpo di frana tende ad ispessirsi.

La fig. 5.24 mostra un profilo di spostamenti ottenuto dalle misure inclinometriche nella colata del Torrente Miscano: questo evidenzia uno spessore in sommità più sottile, che presenta un comportamento “viscoso”, gravante al di sopra di uno spessore maggiore di terreno, più lento e “rigido”, che scorre lungo una superficie di taglio. Secondo Pellegrino et al. (2004a) tale meccanismo aiuterebbe a capire le ragioni della presenza di più superfici e zone di taglio lungo una stessa sezione. Esempi che mostrano la presenza di più zone di taglio a breve distanza vengono citati a proposito della colata di Brindisi di Montagna (Cotecchia et al., 1986), nonché confermati da misure inclinometriche nella colata di Lama del Gallo (Picarelli e Napoli, 2003). La stessa colata dello Slumgullion (Parise et al., 2004) è stata caratterizzata da un meccanismo di formazione di superfici di taglio multiple.

5.2.3 Ridistribuzione dello stato tensionale interno

In alcuni casi i movimenti tipo “flusso” possono essere l’effetto di fenomeni di riattivazione parziale del corpo di colata. Questa può manifestarsi a causa di diversi fattori (tra i quali, ad esempio, una crescita disuniforme delle pressioni neutre lungo la superficie di scorrimento) ed è potenzialmente in grado di coinvolgere nel movimento altre parti di terreno, inizialmente stabili, generando un processo a catena, che ha come effetto una ridistribuzione dello stato tensionale interno (fig. 5.25). La ridistribuzione dello stato tensionale interno può provocare l’insorgere di sovrappressioni neutre, nonché la potenziale formazione di superfici di rottura passiva.

L’interazione tra parti differenti dello stesso corpo di frana è associata a deformazioni differenziali del corpo di frana osservate in numerosi casi: Valle del Sangro (D’Alessandro et al., 1979), La Coma (Corominas e Moreno, 1988), Slumgullion (Smith, 1996), Watawala (Bhandari, 1999).

Simili considerazioni hanno indotto Russo (1997) a sviluppare un semplice modello, in grado di simulare i principali aspetti meccanici riguardanti sia la fase iniziale che quella a lungo termine delle colate.

Lo schema adottato è quello di pendio piano soggetto a movimenti traslativi lungo una superficie preesistente parallela al piano campagna. La falda è parallela al piano campagna, così come il flusso idrico in condizioni stazionarie.

Durante la fase iniziale, il movimento è indotto dall’applicazione di una forza agente in corrispondenza del contorno laterale di monte: questa potrebbe essere rappresentativa, ad esempio, dell’azione che la parte di monte riattivata esercita su quella posta più a valle ed ini-

zialmente stabile. Il maggiore coefficiente di sicurezza locale iniziale di quest'ultima potrebbe essere dovuto, nella realtà, a motivi geometrici (una pendenza più dolce), a particolari condizioni di vincolo laterale (associati ad una larghezza minore del corpo di frana e, quindi, ad effetti di bordo), a valori inferiori di pressioni neutre, ecc. (Picarelli e Russo, 2004).

Il comportamento del corpo di frana è riprodotto attraverso una serie di carrelli scorrevoli ad attrito, connessi da molle (fig. 5.26). Se uno dei carrelli è soggetto ad un incremento tensionale, o ad una riduzione di resistenza alla base, si muove spingendo i carrelli posti più a valle: la lunghezza di propagazione dipende dalla resistenza al taglio mobilitabile alla base dei carrelli. Nella simulazione riportata da Russo il corpo di frana, che presenta una legge di tipo "elasto-plastico incrudente" secondo il Modello Cam Clay ($M = 0.94$; $e_{cs} = 0.9$; $\lambda = 0.08$; $k = 0.02$; $K = 10^{-9}$ m/s; $OCR = 2$), si muove su una superficie di scorrimento planare, cui è associata una legge di tipo "elastico – perfettamente plastico", con criterio di resistenza di Mohr Coulomb (i parametri di resistenza utilizzati sono quelli residui $c' = 0$; $\phi'_r = 8^\circ$). La spinta applicata in condizioni non drenate è inferiore alla spinta passiva.

In fig. 5.27 sono riportati i risultati per una spinta pari al 20 % di quella passiva. Si nota che gli spostamenti indotti non interessano l'intero pendio, che si rimobilita solo in parte. Tale zona corrisponde a quella in cui gli incrementi di pressioni neutre sono più significativi (fig. 5.27a). L'entità degli spostamenti è funzione della lunghezza della zona soggetta all'incremento di spinta. A valle di essa si osservano spostamenti molto piccoli per effetto di deformazioni elasto-plastiche nel corpo di frana.

La fig. 5.28 riporta alcuni profili di spostamento calcolati in differenti sezioni della frana in seguito all'applicazione di una spinta di poco inferiore a quella passiva (80 % di essa): si evidenziano sia profili apparentemente "viscosi", che "rigidi". Il primo tipo è dovuto alle deformazioni plastiche differenziali della massa in frana. Questo mostra che la soluzione è fortemente condizionata dalla legge costitutiva adottata per il terreno.

Come detto precedentemente, il modello proposto indaga anche il comportamento del corpo di frana a lungo termine. In questo caso si immagina che il movimento sia causato da una crescita disuniforme delle pressioni neutre come indicato in fig. 5.29a.

Questo è quanto osservato, ad esempio, per il caso del Torrente Miscano (Picarelli et al., 1999), in cui l'aumento delle pressioni neutre è maggiore in corrispondenza della zona di monte del corpo di frana (fig. 3.75b). Situazioni simili possono verificarsi durante i periodi invernale e primaverile, in pendii il cui piede è immerso in un corso d'acqua, in un lago o in un bacino artificiale con tirante idrico pressoché costante.

Il conseguente innalzamento delle pressioni neutre comporta la riduzione della resistenza al taglio verso monte. Se lungo questa parte della superficie di scorrimento la resistenza diventa minore dello sforzo di taglio dovuto al peso proprio del terreno (fig. 5.29b), l'equilibrio alla traslazione resta assicurato dal trasferimento dello sforzo al corpo di frana posto più a valle, in quanto non può essere più assorbito per attrito lungo la superficie di taglio. In tal modo la massa si deforma comprimendosi e scorre senza che una sua parte (posta al piede del versante) sia necessariamente mobilitata (fig. 5.29c): l'evoluzione del movimento si sviluppa man mano che la falda si innalza e che si mobilita la resistenza disponibile lungo la superficie di scorrimento. Il tutto avviene, pertanto, con un coefficiente di sicurezza globale ancora maggiore di uno.

In occasione delle stagioni secche, durante le quali le pressioni neutre decrescono, i movimenti si arrestano, ad eccezione di quelli connessi a fenomeni di creep lungo la superficie di scorrimento. Gli spostamenti riprendono durante la successiva stagione piovosa: una legge costitutiva "elastica-perfettamente plastica" consente tale fenomeno solo se il livello di falda è più alto di quello che ha precedentemente riattivato la frana. Tale condizione non è necessaria per terreni "elasto-visco-plastici", la cui riattivazione può manifestarsi anche per valori di pressioni neutre inferiori. Ammettendo, infatti, che nella fase di discesa del pelo libero della falda nel corpo di frana si verifichi un fenomeno di rilassamento tensionale, il meccanismo di mobilitazione può riprodursi ciclicamente infinite volte, anche se le oscillazioni delle pressioni neutre rimangono comprese tra valori estremi fissi. Al crescere delle deformazioni viscosi si riduce il livello tensionale minimo di soglia superato il quale la frana è in grado di ripartire a causa delle menzionate deformazioni viscosi (Russo, 1997; Picarelli et al., 2000).

5.2.4 Evidenze sperimentali

Tenendo conto delle considerazioni dei precedenti paragrafi, nella "fase A" del modello evolutivo descritto da Guida e Iaccarino (1991), caratterizzata da una velocità piuttosto elevata, si possono riconoscere i caratteri che contraddistinguono i meccanismi non drenati (o parzialmente non drenati); nelle fasi seguenti, gli spostamenti tendono progressivamente a rallentare, come conseguenza della dissipazione delle sovrappressioni neutre o anche della mancanza di alimentazione da monte (D'Elia, 1979).

L'andamento nel tempo della velocità all'interno del canale della colata di Brindisi di Montagna (fig. 5.30) è in buon accordo con le osservazioni di Guida e Iaccarino (1991): all'iniziale valore massimo di velocità registrato nel 1980 pari a 18 m/mese, seguono valori via via minori, con tendenza al rallentamento della frana fino al suo arresto. Una riduzione

così accentuata dei movimenti fa pensare che il movimento sia almeno parzialmente controllato da fenomeni di consolidazione, sviluppatasi a seguito del brusco incremento iniziale delle pressioni neutre (Picarelli, 1988).

La fig. 3.21 riporta il livello idrico misurato da un piezometro Casagrande (S1) installato all'interno della zona di accumulo. Nell'Inverno del 1988 il tubo si riempì completamente: poiché la testa del piezometro usciva di circa 20 cm dalla superficie del piano di campagna, è possibile che si fosse determinata una quota piezometrica di valore ancora più alto rispetto a quanto rilevato. Nei mesi seguenti tale misura, il piano campagna esibì una subsidenza di molti centimetri, dovuta alla dissipazione delle sovrappressioni neutre (Picarelli, 1988).

In letteratura non sono molto frequenti dati riguardanti la velocità di picco relativa alle primissime fasi di vita di una colata. Essendo, infatti, inizialmente molto rapida, in genere la frana distrugge la strumentazione installata, causando anche notevoli difficoltà di accesso in sito a persone e macchinari. Le poche informazioni a disposizione rilevano valori di velocità che possono superare (anche di molto) le decine di metri all'ora. Velocità di metri/ora furono misurate nel caso della colata di Tessina (Angeli et al., 2000), di Covatta (Picarelli e Napoli, 2003), o innescate dal terremoto dell'Irpinia del 1980 (D'Elia et al., 1985). La fig. 2.21 mostra l'andamento della velocità della colata temporanea di Valle al Pero (D'Elia e Tancredi, 1979).

La fig. 5.31 riporta gli spostamenti ed i livelli piezometrici misurati dalla metà del 1991 alla fine del 1993 nella colata di Masseria Marino. In tale periodo si registrò una riattivazione causata da fenomeni di retrogressione del lato sinistro della zona di coronamento e dalla propagazione della frana mobilitata sul corpo di colata. In particolare la figura mostra che gli spostamenti furono piuttosto differenti da punto a punto, suggerendo la presenza di una zona di estensione e di una di compressione: un ruolo determinante fu svolto dal softening (Pellegrino et al., 2000), perché l'ammorbidimento del terreno favorì il passaggio del corpo di colata attraverso le sezioni più strette (si osservi, ad esempio, la zona di passaggio tra la zona di alimentazione ed il canale). Questa fase fu caratterizzata da un notevole incremento delle pressioni neutre nella zona di compressione e da un'accelerazione dei movimenti: i piezometri Casagrande non permisero, però, di apprezzare livelli piezometrici superiori al piano campagna. La fig. 5.31d, inoltre, suggerisce un ritardo nella propagazione dei movimenti verso valle, probabilmente associato ad un corrispondente ritardo nella propagazione dei picchi di pressione neutra.

L'utilizzo di piezometri elettrici, installati in successive campagne di indagine, ha permesso di evidenziare al meglio il comportamento piezometrico. La fig. 3.44 mostra che

l'improvvisa accelerazione di movimenti avvenuta nel Maggio del 1998 (che mise fuori uso l'elettrolivella) si verificò in coincidenza di una sovrappressione neutra, che fece salire il livello piezometrico fino a tre metri al di sopra del piano di campagna. In particolare tra l'inizio e la metà di Maggio, gli spostamenti crebbero più di 30 cm.

Ulteriori dati sull'evoluzione degli spostamenti della frana di Masseria Marino, in un periodo di tempo che va dal 1991 al 1998, sono riportati da Pellegrino et al. (2000), i quali mostrano come il campo deformativo sia caratterizzato da continue variazioni durante le differenti stagioni.

Anche i dati riguardanti le piogge ed i livelli piezometrici rilevati con piezometri Casagrande nella colata di Masseria De Nicola (fig. 3.53) suggeriscono l'esistenza di sovrappressioni neutre governanti i movimenti. In particolare, per la maggior parte dell'anno il tubo piezometrico fu completamente pieno.

Durante le fasi seguenti quella di innesco, la dissipazione delle pressioni neutre e la mancanza di alimentazione da monte provocano un progressivo rallentamento della colata. A lungo termine ("fase D" di Guida e Iaccarino, 1991) ciò si ripercuote in una crescita della stabilità globale del pendio: si stabiliscono condizioni drenate ed i movimenti, periodicamente attivati dall'oscillazione delle pressioni neutre, si trasformano in scorrimenti lungo la superficie di taglio. Quello di Acqua di Luca rappresenta un tipico caso di colata in una condizione matura di lungo termine: le velocità sono molto ridotte, gli spostamenti sono chiaramente relazionati alle periodiche variazioni ambientali. In particolare, a queste ultime corrispondono degli andamenti molto regolari delle pressioni neutre, che si ripetono con regolarità, come evidenziato nella fig. 3.54. Durante i dodici anni di osservazioni, le pressioni neutre furono caratterizzate da una rapida crescita durante la stagione invernale e da un lento declino nei periodi secchi: il picco fu generalmente attinto tra Marzo ed Aprile, mentre il minimo si registrò tra Ottobre e Novembre.

Da questo punto di vista, un altro caso molto simile a quello di Acqua di Luca è fornito dalla lenta colata del Torrente Miscano. La fig. 3.75 mostra le piogge cumulate, le pressioni neutre e gli spostamenti: come per Acqua di Luca, i movimenti furono chiaramente governati dalla fluttuazione regolare delle pressioni neutre.

5.3 SIMULAZIONE DELLE FLUTTUAZIONI PIEZOMETRICHE STAGIONALI

Le numerose indagini effettuate nell'ultimo decennio sulle colate della Valle del Basento hanno fornito interessanti dati riguardanti in particolare il regime delle pressioni neutre e le sue relazioni con quello delle piogge.

Dati particolarmente interessanti sono quelli raccolti nell'area della colata in località Masseria Marino. Questa è stata strumentata sin dal 1991. Le misure piezometriche disponibili, pur se numerose, mostrano andamenti di complessa interpretazione: le letture di alcuni piezometri sono, infatti, caratterizzate da improvvisi “crolli”, cui fanno seguito altrettanto repentini “picchi” (Piscitelli, 2001). Tale andamento sembra indice della continua evoluzione della frana, soggetta a ripetute variazioni tensionali: osservazioni e misure in sito documentano ampiamente questo fenomeno.

Il modello di calcolo descritto in questo capitolo intende fornire uno strumento semplice in grado di riprodurre l'andamento stagionale delle pressioni neutre in funzione dell'andamento delle precipitazioni e di interpretare risultati anomali come quelli qui descritti.

Le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo ad elementi finiti “Plaxis”.

5.3.1 Geometria del problema

Il problema è stato affrontato utilizzando il semplice schema di pendio indefinito: lo stato tensionale di partenza è pertanto supposto uniforme. Per questo motivo i contorni che delimitano lateralmente la geometria del pendio sono assegnati a distanze tali da non disturbare lo stato tensionale agente nella parte centrale del pendio stesso (in corrispondenza della quale è pertanto riproducibile la condizione di pendio indefinito). Infatti, il pendio è lungo 300 m ed il contorno di base è posto ad una distanza di 20 m dal contorno superiore.

Il pendio è suddiviso in due strati (fig. 5.32): quello superiore è rappresentativo del corpo di frana, mentre quello inferiore costituisce la formazione in sede. Lo spessore del corpo di frana (6 m) e la pendenza del versante (10.5°) sono quelli medi della colata di Masseria Marino (riportati in tab. 3-I).

Il reticolo di calcolo è costituito da 4500 elementi. Il contorno di base è vincolato attraverso l'utilizzo di cerniere, mentre i contorni laterali sono vincolati da carrelli verticali (fig. 5.33).

5.3.2 Legge costitutiva e proprietà meccaniche

E' stata utilizzata una legge costitutiva di tipo "elastico lineare - perfettamente plastico" con criterio di resistenza di "Mohr Coulomb", sia per il corpo di frana che per la formazione di base.

La semplicità di tale modello permette di evidenziare in maniera marcata l'influenza esercitata dai parametri in gioco al variare delle condizioni al contorno.

Le proprietà meccaniche dei materiali in questione (riportate in tab. 5-I) sono state ottenute sia dalle prove di laboratorio effettuate da Guerriero (1995), che dai risultati delle prove di laboratorio riportate nella presente Tesi. Per la formazione di base, il cui comportamento è fortemente condizionato dalle modalità di rottura dei provini in laboratorio, si sono utilizzati gli stessi parametri di resistenza del corpo di colata (ai fini dell'analisi effettuata, tali parametri non svolgono un ruolo importante).

	γ	E	ν	k	c'	ϕ'
	[kN/m ³]	[kPa]		[m/s]	[kPa]	[°]
Corpo di colata	20	5000	0.35	$1 \cdot 10^{-9}$	8	25
Formazione di base	20	50000	0.35	$1 \cdot 10^{-9}$	8	25

Tab. 5-I. Proprietà meccaniche interessate nell'analisi.

Il parametro più importante è la permeabilità. Essa è stata investigata sia nella presente Tesi che da Urciuoli (1994). Come riportato nelle figg. 4.18 e 4.27 le permeabilità misurate nelle prove in sito sono sistematicamente maggiori di quelle ottenute in laboratorio. Tale variabilità può essere spiegata dalla presenza di un esteso quadro fessurativo che tende a creare una rete di drenaggio preferenziale, meno significativa nelle prove di laboratorio che in sito. Per tali ragioni la permeabilità assegnata ai terreni esaminati è interna all'intervallo di valori misurati in sito.

5.3.3 Condizioni idrauliche al contorno iniziali

Il pendio è stato considerato completamente saturo d'acqua e limitato inferiormente da un contorno impermeabile. Sui contorni laterali è stata assegnata una distribuzione lineare di pressioni neutre tale da generare un flusso stazionario parallelo al piano di campagna. Per ogni piezometro analizzato, la distribuzione delle pressioni neutre sui contorni è stata scelta in modo da ottenere alla profondità di interesse ed all'inizio del periodo di analisi stabilito

l'altezza piezometrica registrata dal piezometro sotto osservazione. Poichè il terreno è saturo, la suzione iniziale al piano campagna è automaticamente determinata (tab. 5-II).

Le analisi sono relative al periodo compreso tra il 4 Dicembre 1995 ed il 5 Dicembre 1996.

I piezometri considerati nelle analisi (fig. 5.34) sono il PA, il PVI, il P6, il P4 (interni al corpo di frana) ed il PIV (esterno al corpo di frana). Per quest'ultimo è stato considerato un unico strato avente le stesse caratteristiche della formazione di base.

Il piezometro PA è automatico (del tipo Mahiak). I piezometri P4, P6, PIV e PVI sono, invece, di tipo Casagrande: le letture relative al 4 Dicembre del 1995 sono state estrapolate sulla base di quelle immediatamente precedenti (effettuate il 19/11/95) e successive (effettuate il 29/12/95).

PIEZOMETRO	z	PRESSIONE NEUTRA (4/12/95)	SUZIONE IMPOSTA A P.C.
	[m]	[kPa]	[kPa]
PA	3.00	8.68	-21.02
P4	4.70	6.80	-39.97
P6	4.70	18.10	-28.28
PIV	3.10	5.06	-25.77
PVI	3.05	8.70	-21.50

Tab. 5-II Valori iniziali di pressione neutra alla quota delle celle dei piezometri e di suzione al piano campagna.

5.3.4 Variazione delle condizioni idrauliche al contorno

Le variazioni delle condizioni idrauliche al contorno sono state associate ai fenomeni meteorologici.

Durante il periodo piovoso, il piano campagna è bagnato, pertanto le pressioni neutre sono nulle lungo l'intero contorno superiore: il passaggio dal preesistente valore di suzione a zero determina un moto di filtrazione diretto verso il basso, che causa un incremento delle pressioni neutre ed il rigonfiamento del terreno. Essendo la simulazione applicata al caso di pendio indefinito, tale fenomeno si ripete identicamente lungo ogni verticale, dando vita ad un fenomeno di rigonfiamento unidimensionale: il corrispondente moto di filtrazione si sviluppa soltanto in direzione verticale.

Al contrario, durante i periodi secchi dell'Estate, si sviluppa un fenomeno di evapotraspirazione, che comporta una riduzione delle pressioni neutre nel tempo causando, quindi, un fenomeno di consolidazione: in tale fase al piano campagna nascono valori negativi di pressione neutra.

La simulazione delle variazioni delle condizioni meteorologiche, pertanto, viene effettuata intervenendo esclusivamente sulla pressione neutra del contorno superiore, dando così il via a fasi di consolidazione (o rigonfiamento) eseguite dal programma di calcolo. Durante la fase di rigonfiamento l'unica superficie drenante coincide con il contorno superiore della mesh.

Nel periodo di osservazione esaminato (4 Dicembre 1995 – 5 Dicembre 1996) le condizioni meteorologiche sono risultate in continua evoluzione.

I dati pluviometrici (fig. 5.35a) mostrano un andamento piuttosto regolare: piove con una certa continuità fino al 4 Aprile 1996, quindi i giorni di pioggia sono quasi assenti fino ad Ottobre 1996, cui fa seguito un ritorno della stagione piovosa.

Come si è detto, all'inizio dell'analisi (4 Dicembre 1995) il valore di suzione a piano campagna è automaticamente determinato dalle condizioni idrauliche di partenza (e differisce a seconda del piezometro analizzato).

Per tenere conto delle piogge continue registrate, dal 5 Dicembre 1995 al 4 Aprile 1996 la pressione neutra a piano campagna è stata posta pari a zero: il programma di calcolo ha quindi analizzato una fase di rigonfiamento di durata pari a 123 giorni. In tale fase le pressioni neutre tendono ad aumentare con un'entità ed una rapidità che si riducono con la profondità, in accordo con le considerazioni teoriche di Kenney e Lau (1977).

La stagione secca è stata suddivisa in due periodi: il primo, compreso tra il 5 Aprile ed il 31 Maggio 1996, ed il secondo fra il primo giorno di Giugno ed il 7 Ottobre. In questi due periodi è stata imposta una suzione al piano campagna pari rispettivamente a -16.5 kPa e -32.5 kPa. Tali valori sono quelli che hanno consentito la migliore riproduzione delle pressioni neutre misurate nei diversi piezometri.

A partire dall' 8 Ottobre e fino alla fine del periodo di osservazione riprende la stagione piovosa: la pressione neutra a piano campagna è stata quindi nuovamente annullata.

Le condizioni al contorno adottate sono riassunte in tab. 5-III.

PERIODO DI RIFERIMENTO	SUZIONE IMPOSTA A P.C. [kPa]
4/12/95 - 4/4/96	0
5/4/96 - 31/5/96	-16.5
1/6/96 - 7/10/96	-32.5
8/10/96 - 5/12/96	0

Tab. 5-III. Variazione della pressione neutra imposta al piano di campagna, in funzione delle condizioni meteorologiche.

5.3.5 Risultati delle analisi

Le considerazioni svolte nei precedenti paragrafi hanno consentito di ottenere i risultati di seguito riportati.

Le figg. 5.35b,c,d mostrano i valori di pressioni neutre misurati e calcolati in corrispondenza dei piezometri PA (automatico del tipo Mahiak), PIV e PVI (del tipo Casagrande). A tal proposito, è bene considerare che tali confronti sono del tutto leciti, in quanto il tempo di risposta del piezometro Mahiak è praticamente nullo, mentre quello dei piezometri Casagrande (fig. 5.36) è inferiore al giorno per la permeabilità adottata ($k=10^{-9}$ m/s).

Le pressioni neutre calcolate presentano un andamento crescente durante le fasi di rigonfiamento e decrescente in corrispondenza delle fasi di consolidazione.

L'accordo è soddisfacente per il piezometro Mahiak PA, e può ritenersi discreto per i piezometri PIV e PVI.

Come già precisato, la modellazione è stata ricondotta ad un problema monodimensionale, ipotizzando che il fenomeno si ripeta allo stesso modo lungo una qualsiasi verticale del pendio. Nei periodi di pioggia, la presenza di una lama d'acqua a piano campagna provoca l'ingresso di un flusso in eccesso rispetto a quello medio annuo, che in condizioni stazionarie, e secondo la legge di Darcy, è pari al prodotto della permeabilità "k" per la cadente piezometrica "i". In particolare, il flusso medio stazionario verticale "v" che attraversa una sezione orizzontale unitaria di un pendio indefinito inclinato di β e percorso da un flusso parallelo al piano campagna è dato da:

$$v = k \cdot i = k \cdot (dh/dz) = k \cdot \text{sen}^2\beta$$

Nell'analisi in questione, il flusso medio stazionario verticale v assume un valore pari a:

$$v = 3.32 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$$

Il flusso entrante dal piano campagna, decurtato del valore medio stazionario precedentemente calcolato, fornisce il flusso netto medio entrante o uscente dal piano campagna: essendo il mezzo completamente saturo, i quantitativi d'acqua ricavati in ingresso (in uscita) sono quelli strettamente necessari per i fenomeni di rigonfiamento (consolidazione), che caratterizzano il terreno nelle differenti fasi analizzate.

Per il piezometro PA, la somma algebrica delle varie aliquote (riportate in tab. 5-IV) ha fornito un flusso entrante a piano campagna pari a 13.75 mm/anno (3.4 % delle piogge annua-

li). Il valore sembrerebbe estremamente modesto, ma, in realtà, si deve notare che la massima infiltrazione possibile, pari al prodotto della permeabilità per la cadente unitaria, vale circa 31 mm/anno nel caso in esame (Piscitelli e Urciuoli, 2002).

È importante sottolineare che i risultati delle analisi sono fortemente influenzati dal valore adottato di permeabilità. Infatti, per permeabilità minori o maggiori di un ordine di grandezza rispetto a quella prescelta, l'accordo tra risultati reali e sperimentali peggiora (figg. 5.35 b,c,d), anche se gli andamenti delle pressioni neutre sono qualitativamente corrispondenti alla realtà: a permeabilità maggiori (minori) corrisponde un adeguamento del terreno alle variazioni di condizioni idrauliche al contorno molto più (meno) repentino.

I risultati delle analisi relative agli altri due piezometri, P6 e P4, entrambi posizionati ad una profondità di 4.7 m, in corrispondenza di zone attive del pendio, sono riportati in fig. 5.37. D'accordo con la teoria e con gli stessi risultati delle misure effettuate nella colata di Acqua di Luca (fig. 3.54), l'ampiezza delle fluttuazioni calcolate è inferiore rispetto a quella ottenuta per i piezometri PA, PIV e PVI, le cui celle sono ubicate ad una profondità inferiore (circa 3 m).

Contrariamente alle analisi, però, le misure in sito mostrano stavolta rapide e notevoli variazioni delle pressioni neutre, riproducibili solo assegnando al terreno una permeabilità maggiore di più di un ordine di grandezza rispetto a quella adottata per le zone meno attive. Tali differenze possono essere spiegate prendendo in considerazione il contributo offerto dalla variazione tensionale totale associata alla deformazione del terreno prodotta dai movimenti. Il ritardo dei valori di picco registrati in corrispondenza del piezometro di valle (P4) rispetto a quello di monte (P6), sembra confermare i dati riportati in figg. 5.31c,d, rivelando un ritardo nella propagazione verso valle dell'incremento delle tensioni totali.

La fig. 5.37 mostra inoltre che i picchi sono seguiti da improvvisi crolli. Per spiegare questo fenomeno possono essere fatte differenti ipotesi:

- effetto di successive variazioni delle tensioni totali non drenate (crescita e decrescita), causate, per esempio, dal movimento lungo il piano campagna di lingue di terreno più mobili;
- fenomeni di consolidazione più rapidi del previsto, che seguono ogni fase di carico non drenato (secondo Pellegrino et al., 2004a la superficie di scorrimento potrebbe comportarsi, in alcuni casi, come una superficie di drenaggio);
- rapidi fenomeni di rilassamento tensionale successivi ad ogni fase di carico.

Data	flusso (m/s)	flusso netto(m/s)
04/12/1995	3.32E-11	0
06/12/1995	3.48E-09	3.45E-09
10/12/1995	2.51E-09	2.47E-09
14/12/1995	2.04E-09	2.00E-09
24/12/1995	1.56E-09	1.53E-09
03/01/1996	1.32E-09	1.28E-09
13/01/1996	1.17E-09	1.14E-09
23/01/1996	1.07E-09	1.04E-09
02/02/1996	1.00E-09	9.68E-10
12/02/1996	9.48E-10	9.15E-10
22/02/1996	9.06E-10	8.73E-10
03/03/1996	8.72E-10	8.39E-10
13/03/1996	8.44E-10	8.11E-10
23/03/1996	8.20E-10	7.87E-10
05/04/1996	7.95E-10	7.62E-10
07/04/1996	-1.85E-09	-1.88E-09
11/04/1996	-1.05E-09	-1.09E-09
15/04/1996	-6.74E-10	-7.08E-10
25/04/1996	-2.99E-10	-3.32E-10
05/05/1996	-1.11E-10	-1.45E-10
15/05/1996	-2.68E-12	-3.59E-11
25/05/1996	6.68E-11	3.36E-11
01/06/1996	1.03E-10	7.01E-11
03/06/1996	-2.45E-09	-2.48E-09
07/06/1996	-1.66E-09	-1.69E-09
11/06/1996	-1.27E-09	-1.31E-09
21/06/1996	-8.70E-10	-9.03E-10
01/07/1996	-6.55E-10	-6.88E-10
11/07/1996	-5.23E-10	-5.56E-10
21/07/1996	-4.32E-10	-4.66E-10
31/07/1996	-3.67E-10	-4.00E-10
10/08/1996	-3.17E-10	-3.50E-10
20/08/1996	-2.77E-10	-3.10E-10
30/08/1996	-2.45E-10	-2.79E-10
09/09/1996	-2.19E-10	-2.52E-10
19/09/1996	-1.97E-10	-2.30E-10
29/09/1996	-1.78E-10	-2.11E-10
07/10/1996	-1.65E-10	-1.98E-10
09/10/1996	5.04E-09	5.01E-09
13/10/1996	3.47E-09	3.44E-09
17/10/1996	2.72E-09	2.69E-09
27/10/1996	1.96E-09	1.93E-09
06/11/1996	1.58E-09	1.55E-09
16/11/1996	1.35E-09	1.32E-09
26/11/1996	1.20E-09	1.17E-09
04/12/1996	1.11E-09	1.08E-09

Tab. 5-IV. Piezometro PA: valori di flusso verticale calcolati a piano campagna.

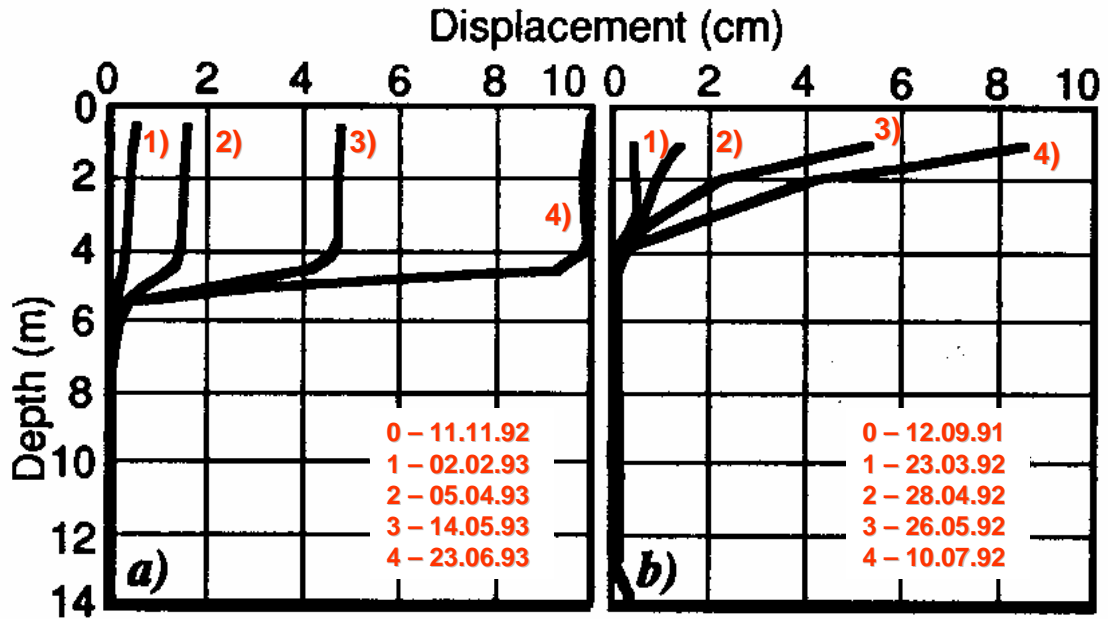


Fig. 5.1. Profili inclinometrici registrati nelle colate della Valle del Basento (da Picarelli et al., 1995): a) fase lenta della colata di Masseria De Nicola; b) fase rapida della colata di Masseria Marino

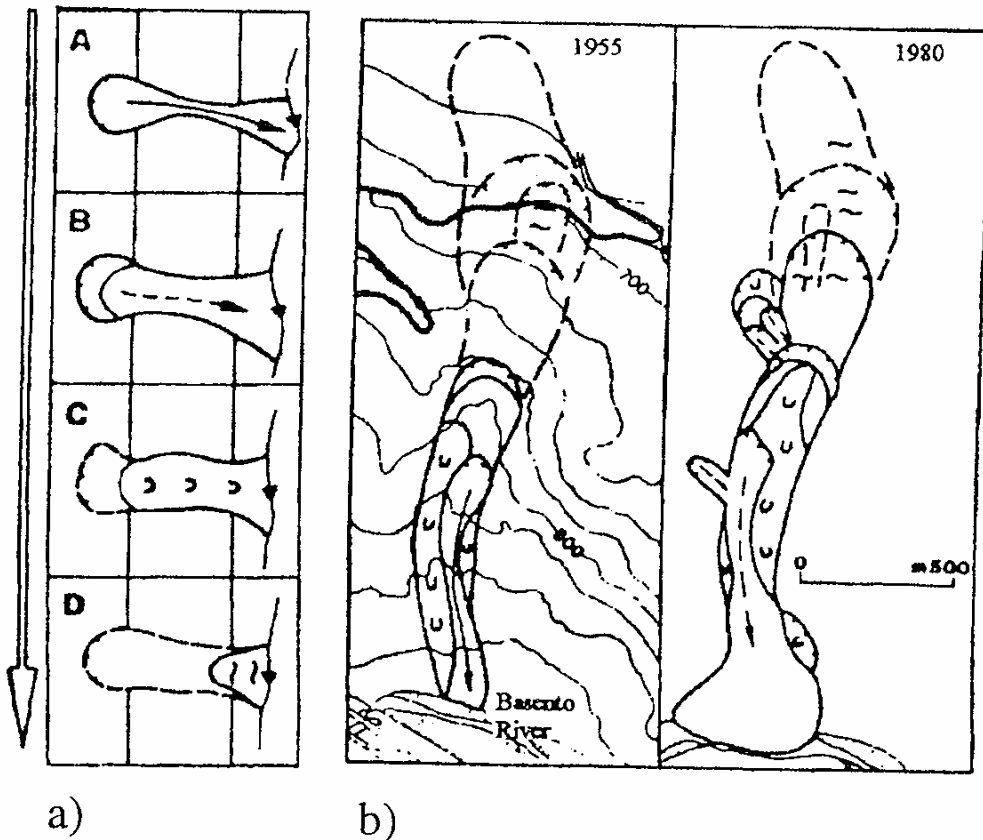


Fig. 5.2. Caratteristiche morfologiche delle colate nella Valle del Basento: a) sequenza morfologica; b) caratteristiche morfologiche della colata di Brindisi di Montagna nel 1955 e nel 1980 (da Iaccarino et al., 1995)

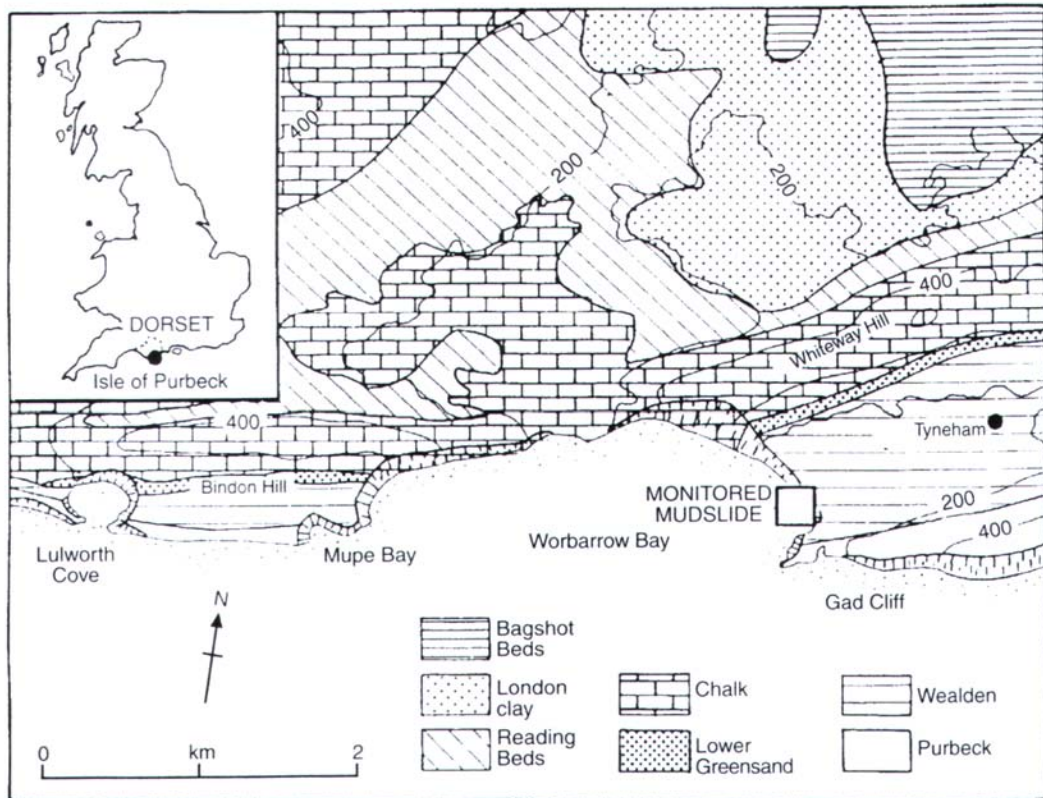


Fig. 5.3. Geologia di Worbarrow Bay (da Moore e Brunsten, 1996)



Fig. 5.4. La colata di Worbarrow Bay nella formazione dei Wealden Beds (da Moore e Brunsten, 1996)

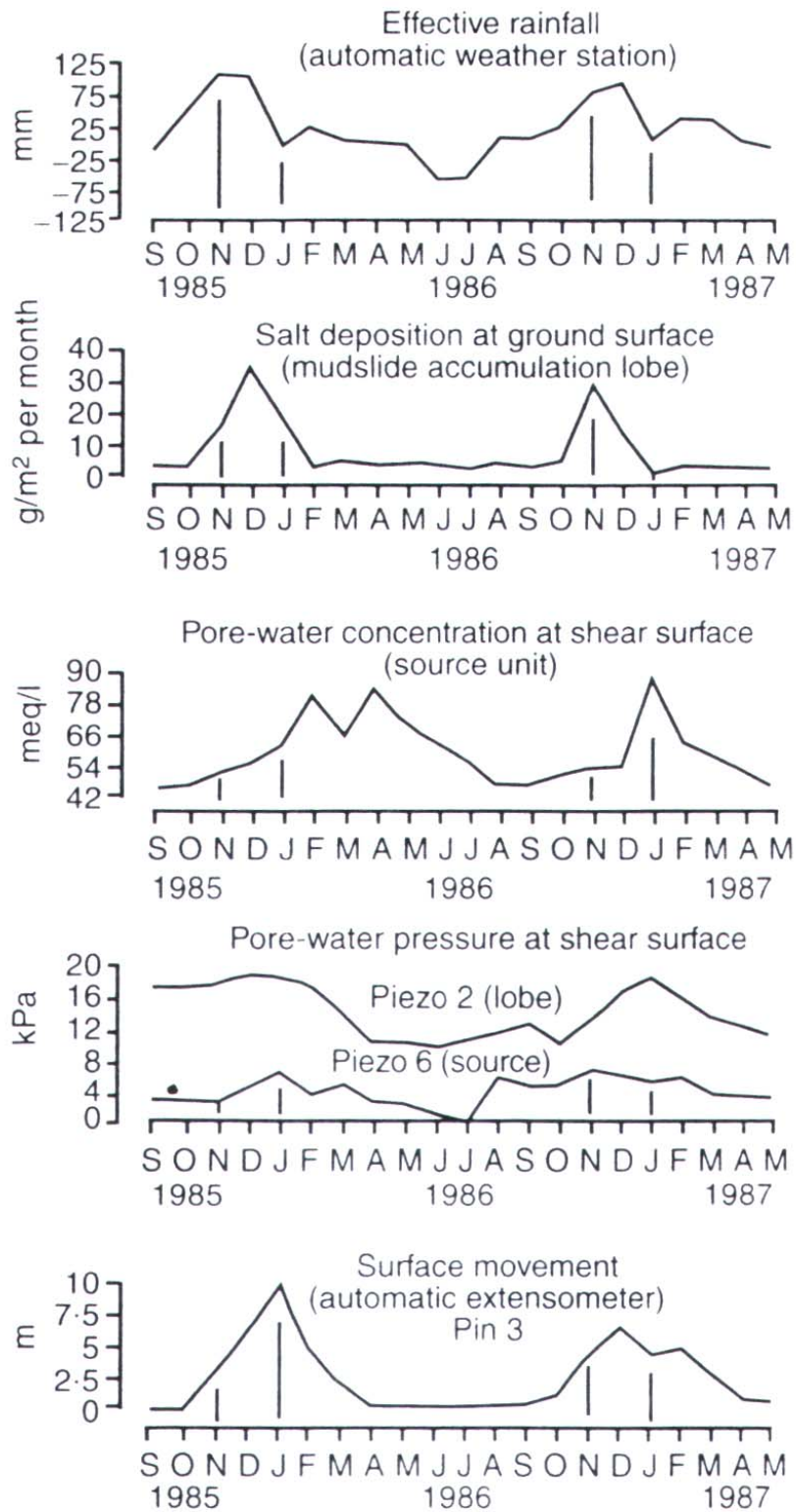


Fig. 5.5. Colata di Worbarrow Bay: distribuzione stagionale di alcune variabili di campo (da Moore e Brunsden, 1996)

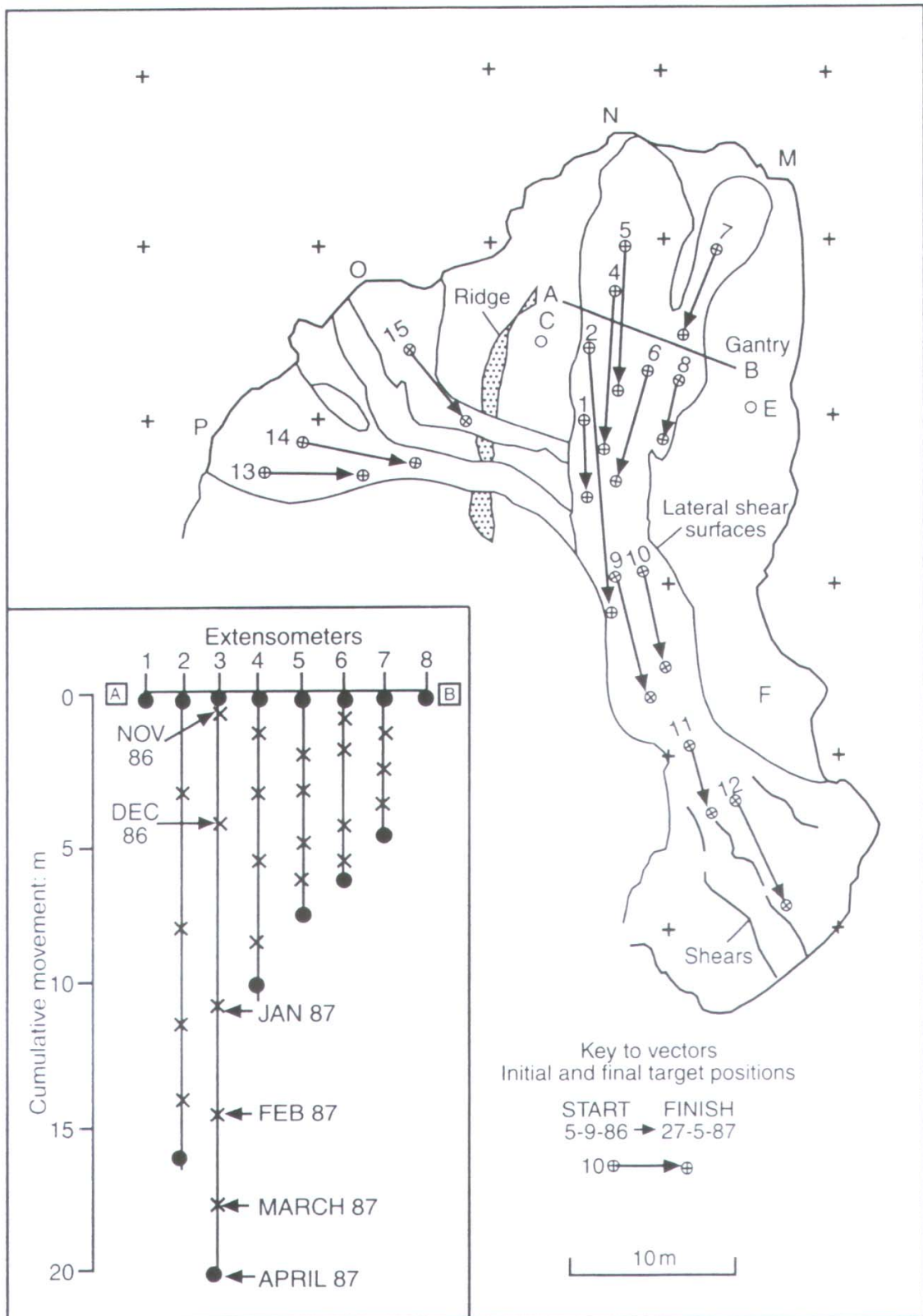


Fig. 5.6. Colata di Worbarrow Bay: distribuzione spaziale dei vettori spostamento (da Moore e Brunsden, 1996)

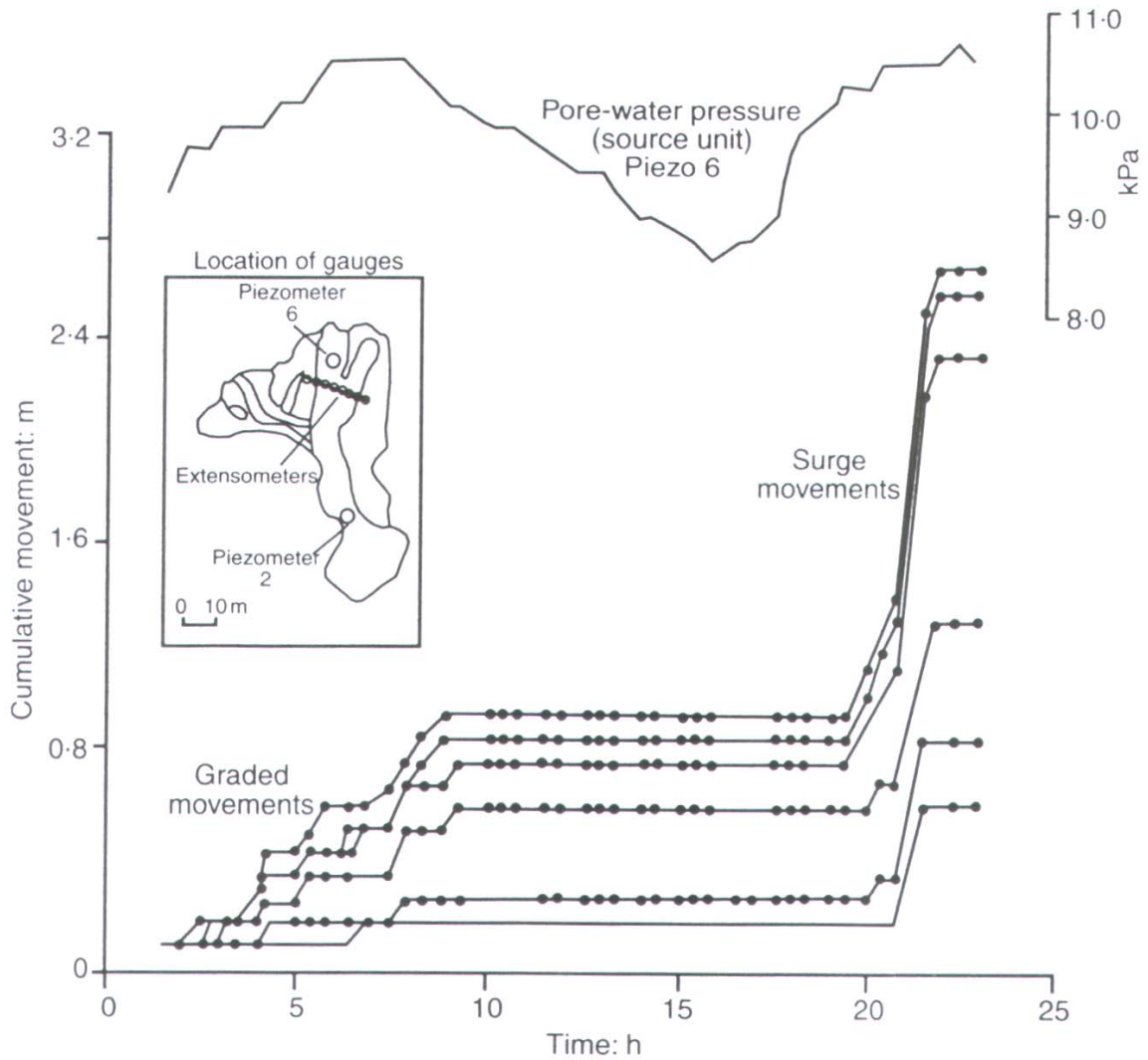


Fig. 5.7. Colata di Worbarrow Bay: osservazioni orarie di spostamenti e pressioni neutre (da Moore e Brunsden, 1996)

Parameter	In situ (core 7)	Source unit (core 6)	Feeder track (core 4)	Lobe (core 2)
% clay < 2 μ m	45	55	39	33
Montmorillonite: %	52	76	67	80
Moisture content: %	16	21	21	21
Void ratio	2.4	1.7	1.4	1.3
Bulk unit weight: kN/m ³	10.1	11.9	13.3	15.6
Liquid limit: %	39	55	53	42
Plastic limit: %	22	18	15	16
Plasticity index: %	17	37	38	26
Activity ratio	0.4	0.6	0.9	1.1
ϕ'_p : degrees	23	NA	NA	NA
c'_p : kPa	12	NA	NA	NA
ϕ'_r : degrees	NA	7.5	9.0	9.1
c'_r : kPa	NA	2.8	2.0	3.3
pH	6.2	6.3	4.7	5.3
Pore-water: meq/l	49.3	76.4	75.5	73.6
Exchangeable cations: meq/100 g	18.8	20.2	21.4	18.8
Cation exchange capacity: meq/100 g	49	44	54	52
Exchangeable sodium: %	12.8	11.0	22.1	25.2

Fig. 5.8. Colata di Worbarrow Bay: risultati di laboratorio. I campioni 2,4, e 6 sono stati prelevati all'interno della zona di taglio (da Moore e Brunsden, 1996)

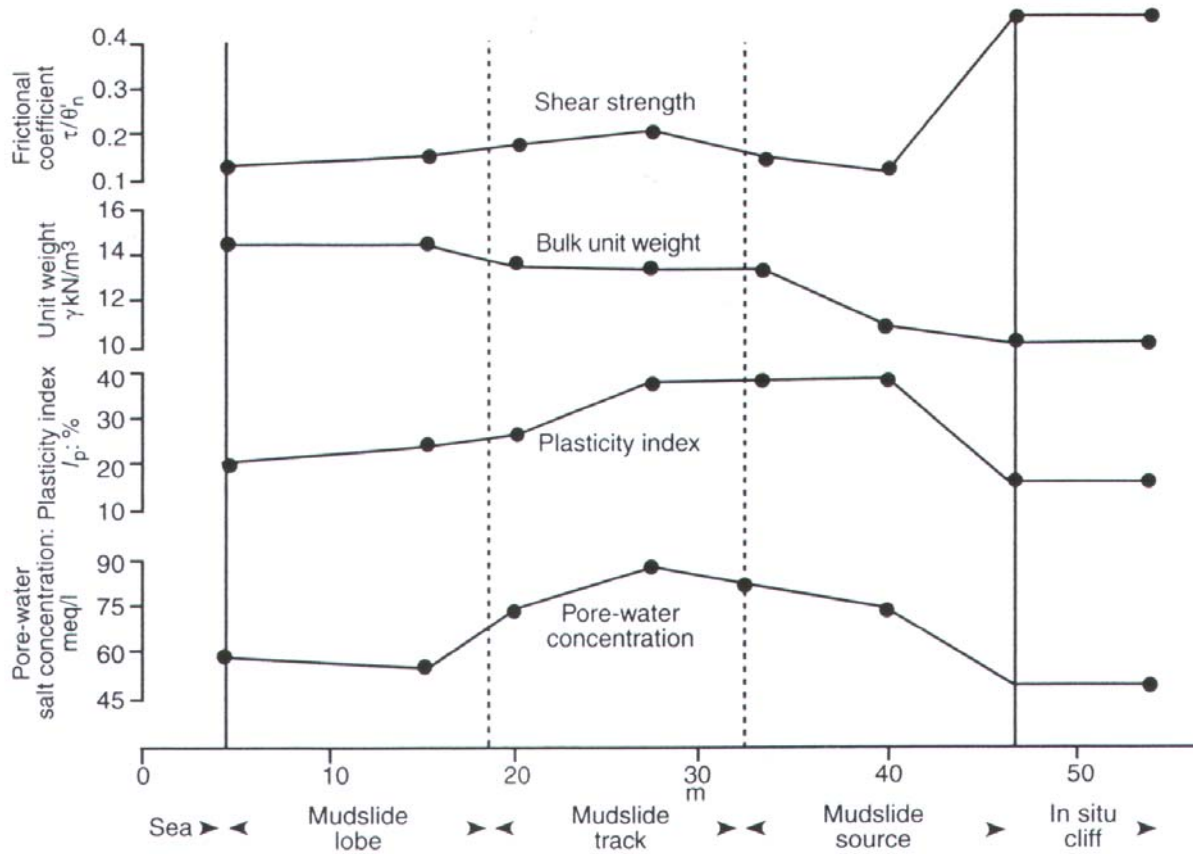


Fig. 5.9. Colata di Worbarrow Bay: distribuzione spaziale di alcune proprietà fisico-chimiche (da Moore e Brunsden, 1996)

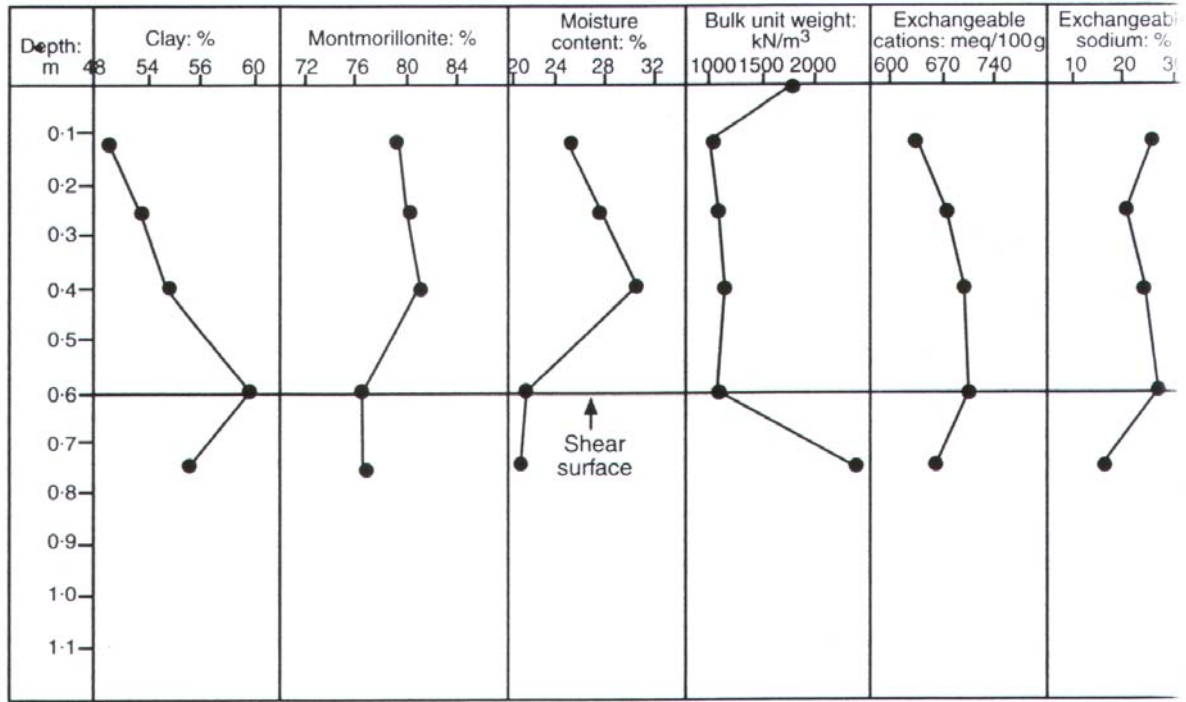


Fig. 5.10. Colata di Worbarrow Bay: andamento con la profondità di alcune proprietà fisico-chimiche (da Moore e Brunsden, 1996)

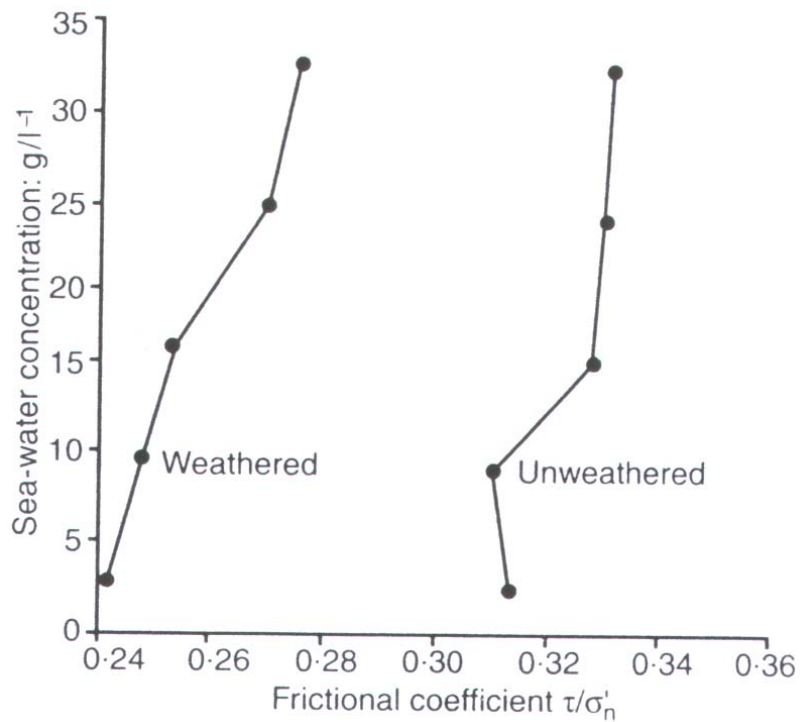


Fig. 5.11. Influenza della concentrazione di sale in acqua di mare sulla resistenza residua della Weald Clay (da Moore, 1991)

Month	Pore-water concentration: meq/l (gauge 2)	% change in concentrations	Residual cohesion (core 2)	Sensitivity of variables on factor of safety		
				A	B	C
April 1986	55.5	0.00	3.30			
1985						
October	45.3	-22.52	3.14	1.15	1.00	0.93
November	51.0	11.18	3.23	1.15	1.00	0.96
December	52.2	2.30	3.25	1.14	0.99	0.96
1986						
January	58.8	11.22	3.35	1.14	0.99	0.98
February	91.9	36.02	3.88	1.14	0.99	1.15
March	65.2	-40.95	3.46	1.14	0.99	1.05
April	55.5	-17.48	3.30	1.15	1.00	1.02
May	54.8	-1.28	3.29	1.15	1.00	1.01
June	52.7	-3.98	3.26	1.16	1.01	1.00
July	48.1	-9.56	3.18	1.17	1.02	0.97
August	44.7	-7.61	3.13	1.17	1.02	0.95
September	46.2	3.25	3.15	1.16	1.01	0.96
October	48.0	3.75	3.18	1.14	0.99	0.97
November	51.3	6.43	3.23	1.15	1.00	0.98
December	53.1	3.39	3.26	1.15	1.00	1.00
1987						
January	88.2	39.80	3.82	1.14	0.99	1.14
February	62.1	-42.03	3.41	1.14	0.99	1.04
March	57.0	-8.95	3.32	1.14	0.99	1.02
April	51.0	-11.76	3.23	1.15	1.00	0.97
May	50.6	-0.79	3.22	1.15	1.00	0.97

Fig. 5.12. Colata di Worbarrow Bay: influenza delle oscillazioni stagionali della concentrazione salina del fluido interstiziale sulla resistenza residua e sul coefficiente di sicurezza (da Moore e Brunsden, 1996)

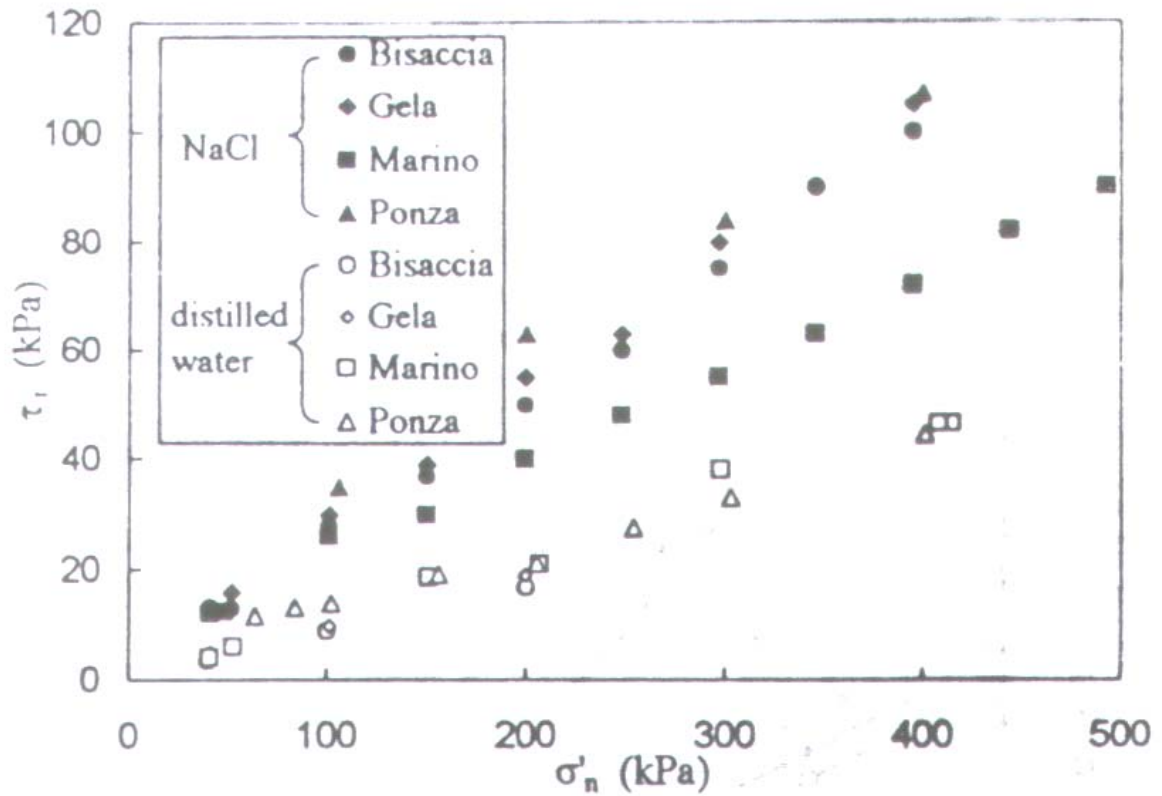


Fig. 5.13. Resistenza a taglio residua di argille ricostituite con acqua e con una soluzione di NaCl satura (da Di Maio, 1996)

Site		Approximate geometry of lower part of mudslide		Reference
Name	Source material	Down-slope length, m	Surface slope, °	
Slumgullion	Latite flows and breccias	3860	7.5	Crandell and Varnes (1961)
Mount Chauzu	Lyparitic tuffs	200	7.0	Fukuoka (1953)
Waerenga	Mudstones	320	6.0	Campbell (1966)
Stoss	Marls and sandstones	530	6.0	von Moos (1953)
Handlová	Andesites and stiff silty clays	800	5.0	Zaruba and Mencl (1969)
Bouldnor 1	Stiff clays, with shales	65	4.5	Authors' files
Bouldnor 2	and sands	160	3.9	Authors' files

Fig. 5.14. Colate sviluppatesi su pendii dolci (da Hutchinson e Bhandari, 1971)

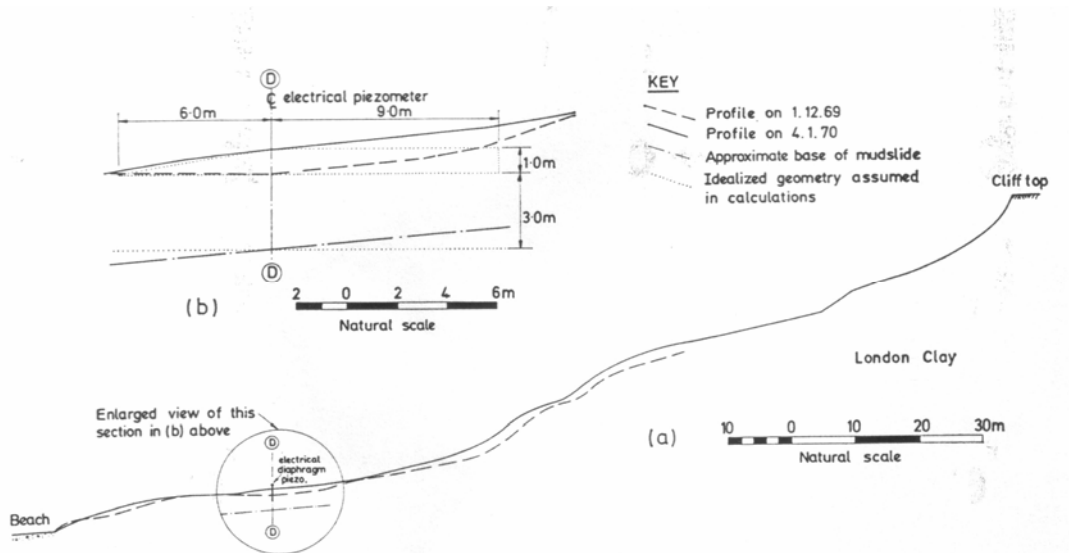


Fig. 5.15. Colata di Sheppey: a) profilo longitudinale prima e dopo l'innesco causato da un accumulo di detriti; b) dettagli dell'area di carico (da Hutchinson e Bhandari, 1971)

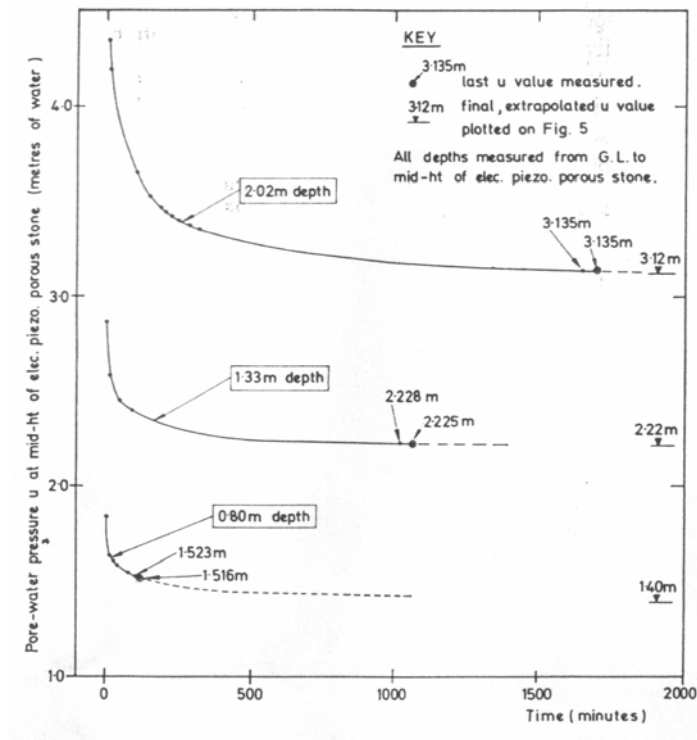


Fig. 5.16. Colata di Sheppey: curve di dissipazione dei piezometri elettrici alle profondità di 0.80 m, 1.33 m e 2.02 m, in corrispondenza della sez. D-D (da Hutchinson e Bhandari, 1971)

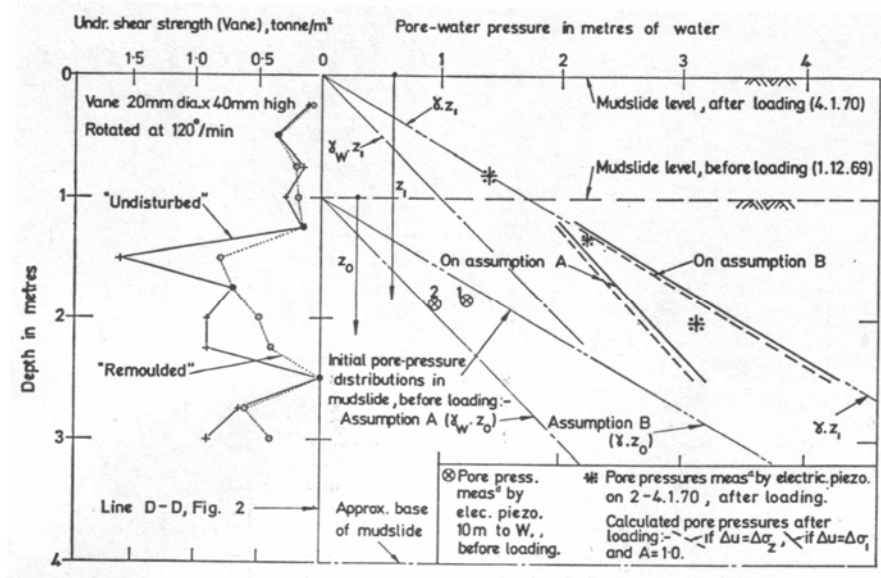


Fig. 5.17. Colata di Sheppey: pressioni neutre osservate e calcolate e risultati di misure con il vane test (da Hutchinson e Bhandari, 1971)

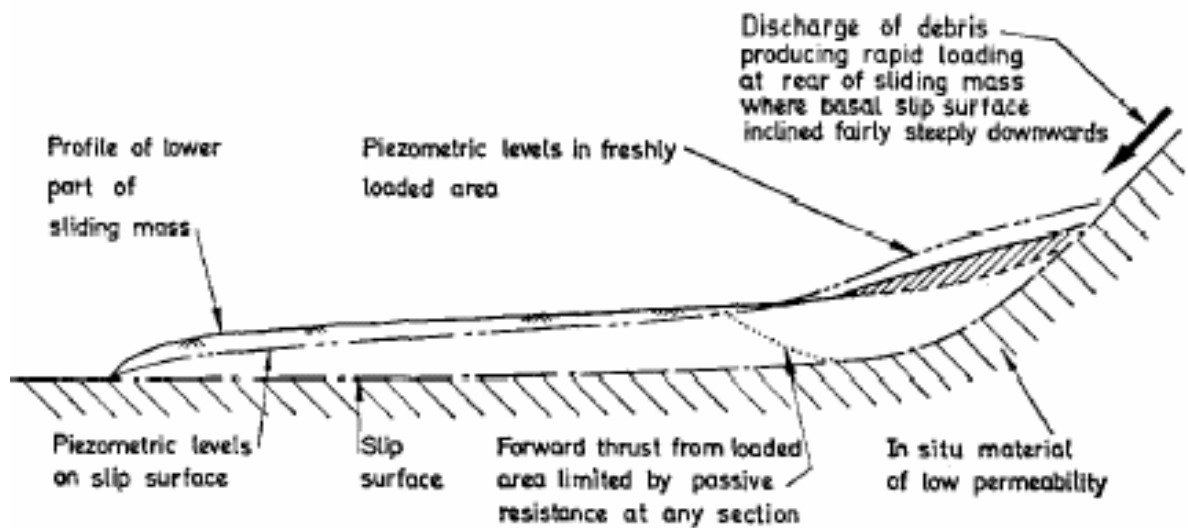


Fig. 5.18. Meccanismo di carico non drenato (da Hutchinson e Bhandari, 1971)

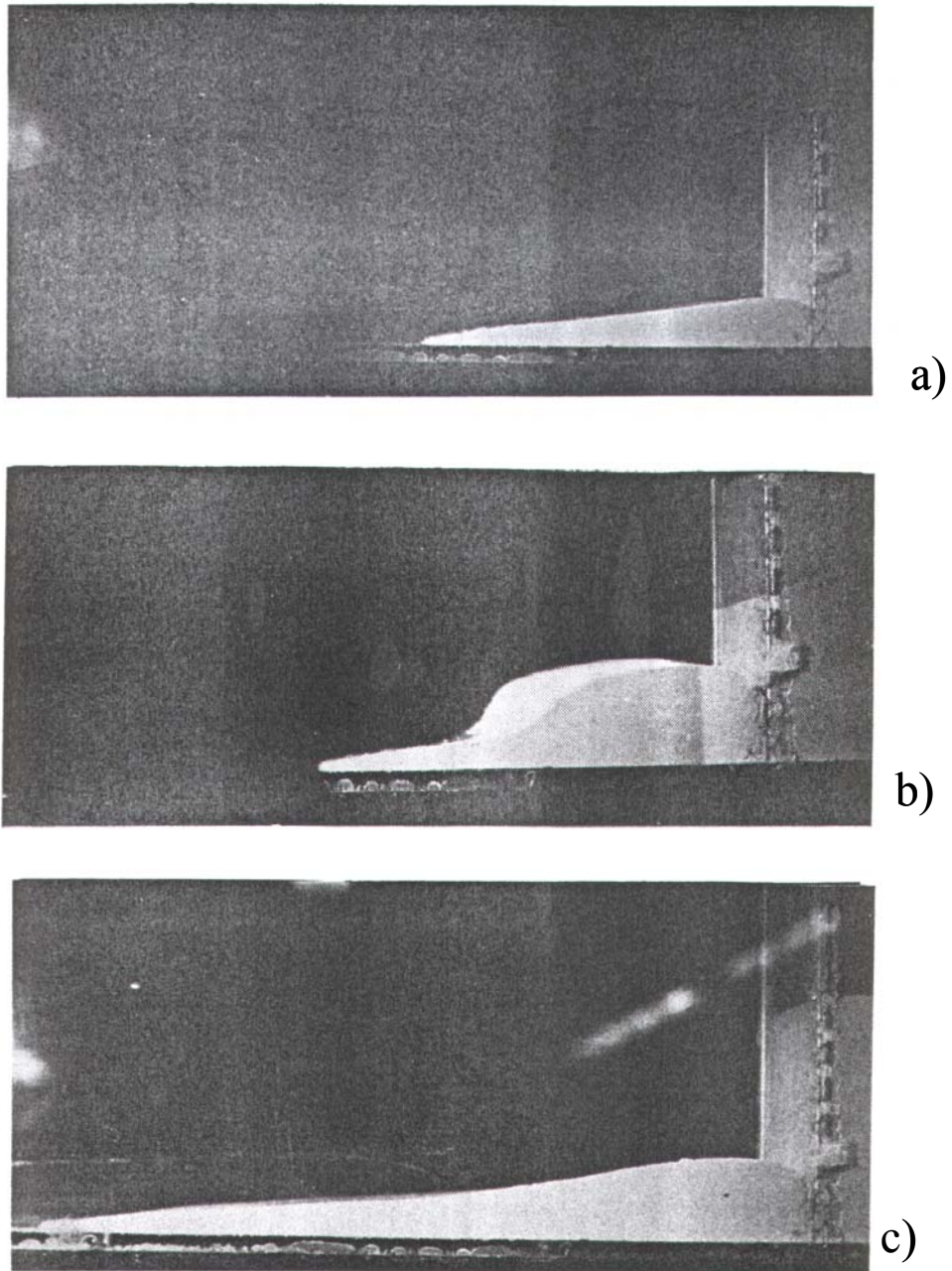


Fig. 5.19. Esperienza di Vallejo (1984): a) profilo d'equilibrio iniziale della colata; b) onda traslatoria viaggiante al di sopra della superficie libera della colata; c) nuovo profilo di equilibrio della colata

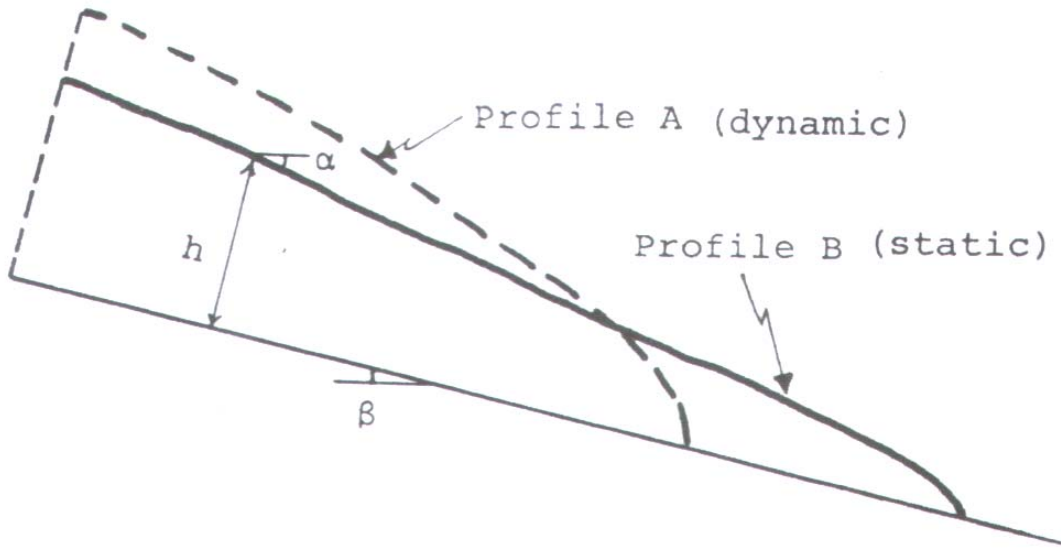


Fig. 5.20. Evoluzione di una colata lungo un canale (da Vallejo, 1984)

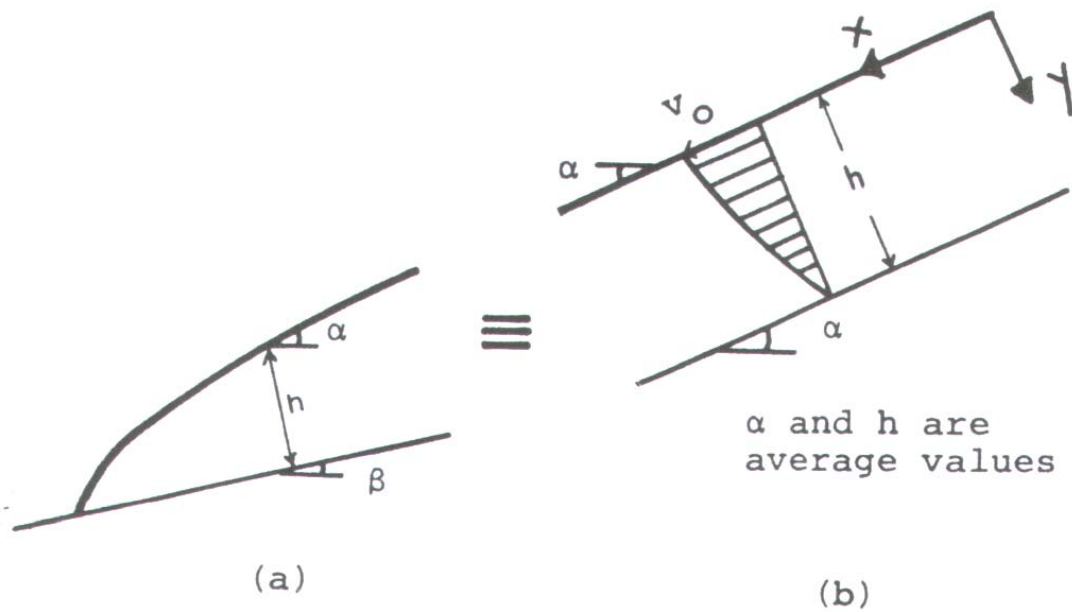


Fig. 5.21. Profilo longitudinale di una colata: a) teorico; b) equivalente (da Vallejo, 1984)

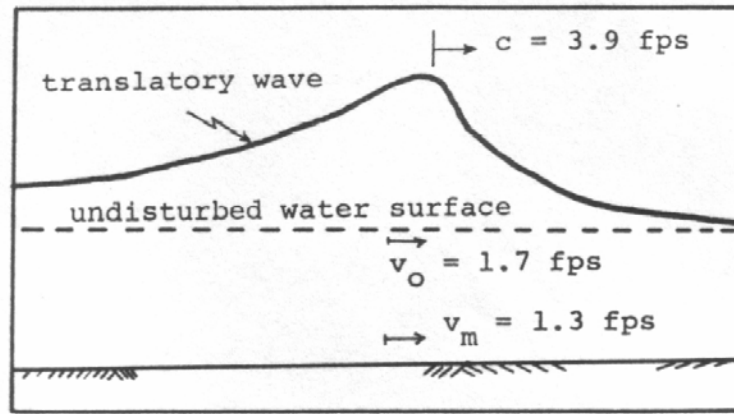


Fig. 5.22. Velocità dell'onda traslatoria, velocità della superficie libera e velocità media del flusso idraulico (da Ippen e Kulin, 1955)

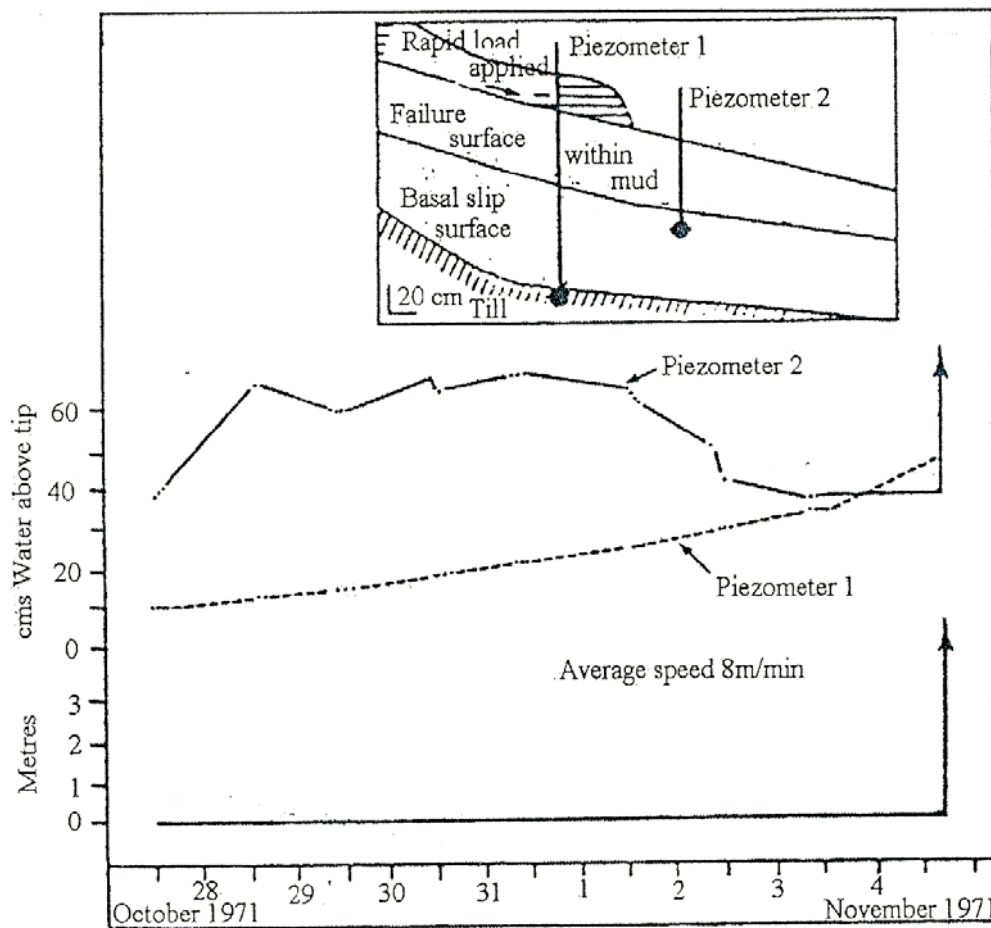


Fig. 5.23. Incremento delle pressioni neutre misurate all'interno di un corpo di colata quiescente come conseguenza del carico indotto da una colata superficiale viaggiante al di sopra della sua superficie (modificato da Hutchinson et al., 1974)

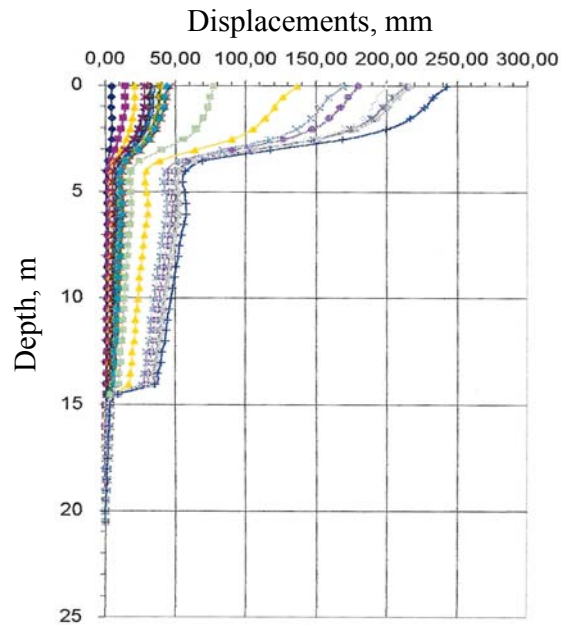


Fig. 5.24. Profili inclinometrici nella colata del Torrente Miscano

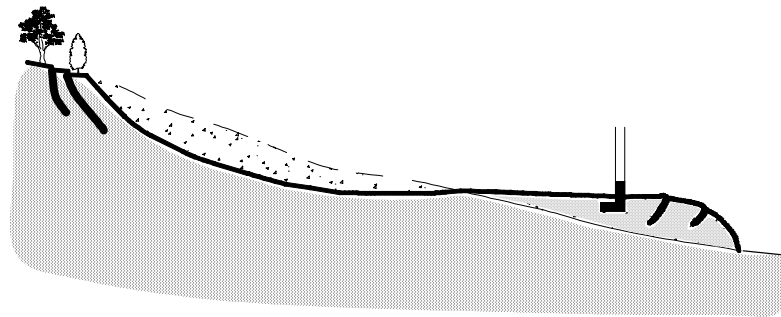


Fig. 5.25. Esempio di colata generata lungo un pendio dolce (da Pellegrino et al., 2004a)

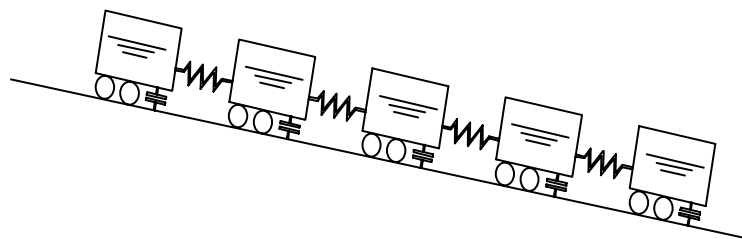


Fig. 5.26. Schema esemplificativo dei movimenti di colata (da Russo, 1997)

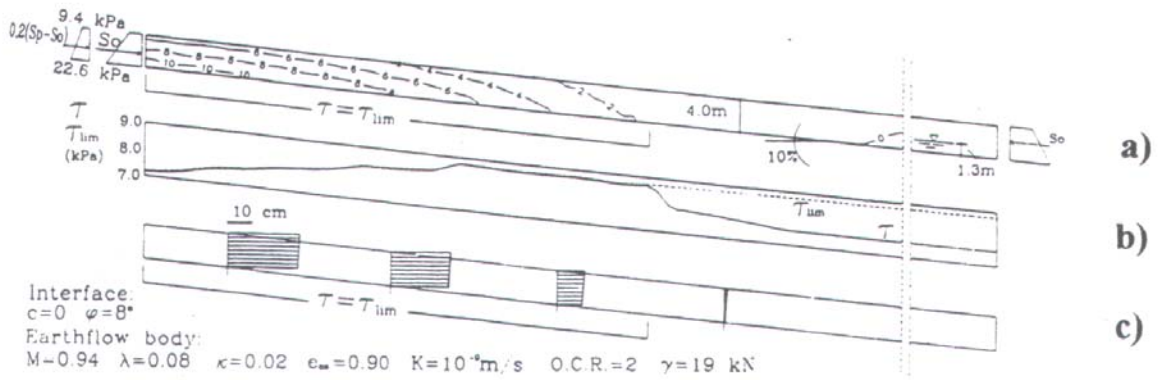


Fig. 5.27. Simulazione numerica degli effetti di una spinta non drenata di valore pari al 20% della spinta passiva su di un pendio piano costituito da un'argilla debolmente sovraconsolidata (da Picarelli et al., 1995): a) sovrappressioni neutre; b) resistenza mobilitata; c) spostamenti indotti

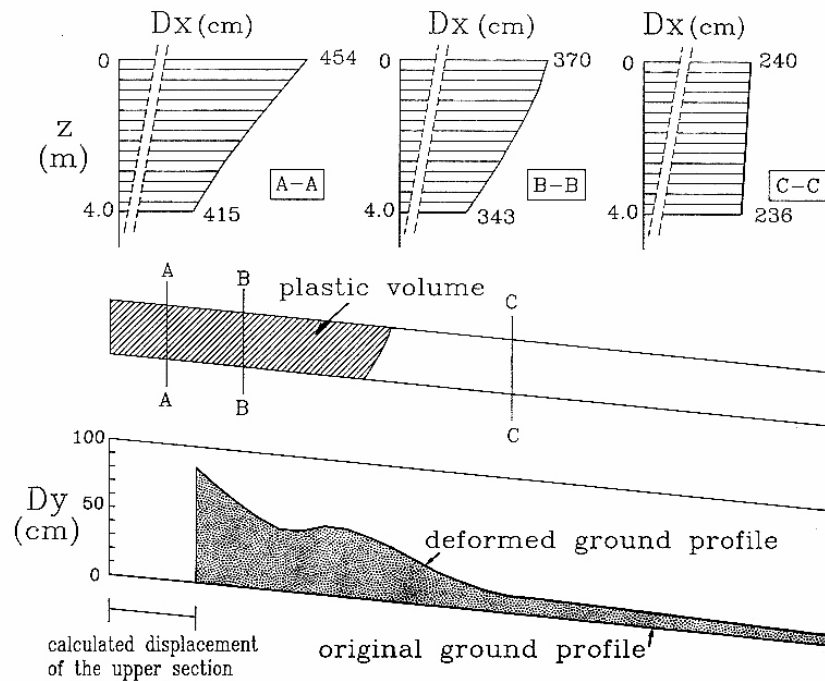


Fig. 5.28. Simulazione numerica degli effetti di una spinta non drenata di valore pari al 80% della spinta passiva su di un pendio piano costituito da un'argilla debolmente sovraconsolidata (da Picarelli et al., 1995): a) profili di spostamento; b) zona plasticizzata; c) profili del piano di campagna

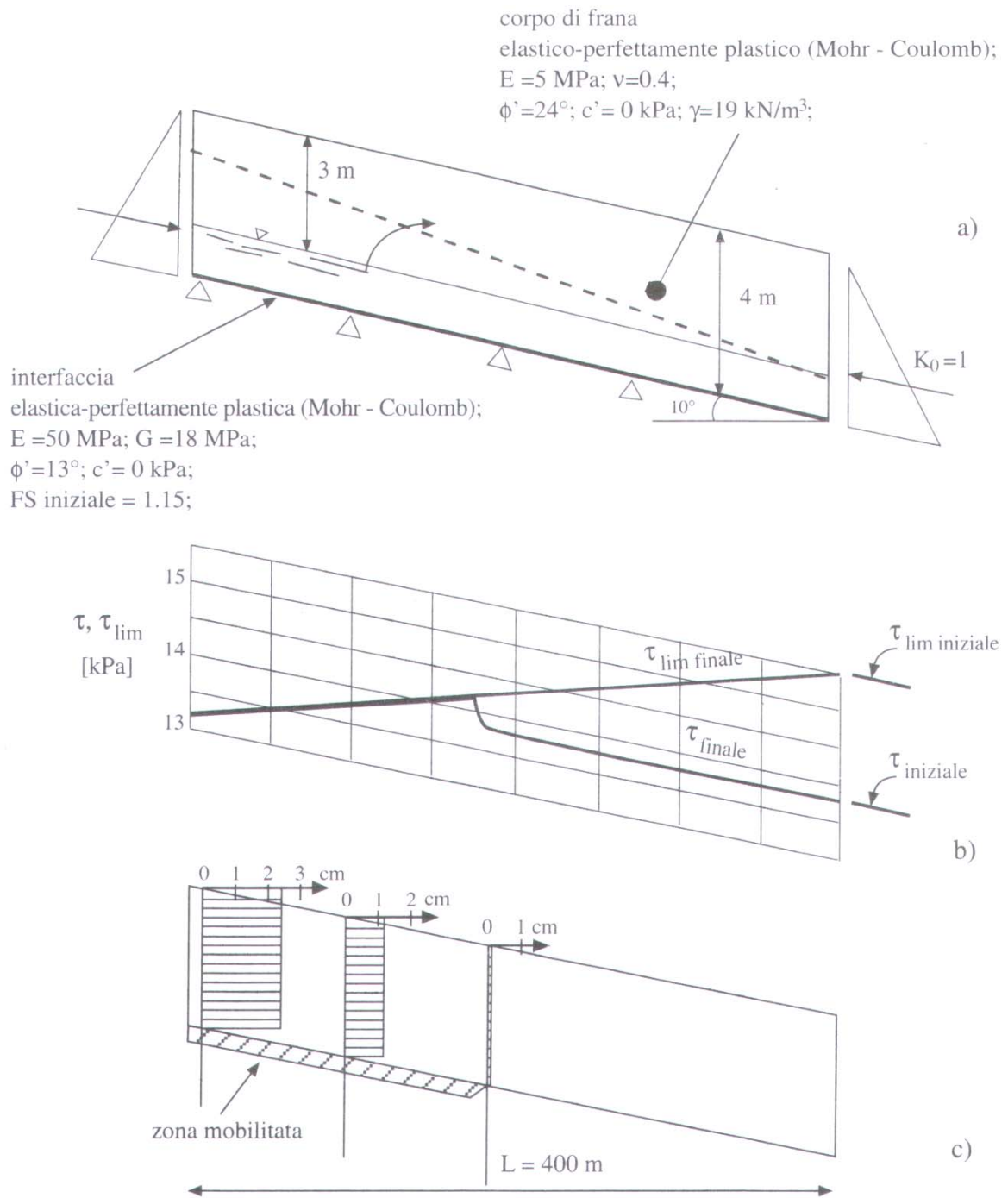


Fig. 5.29. Simulazione numerica degli spostamenti e dello stato tensionale alla base di una frana di tipo traslazionale per effetto di oscillazioni del pelo libero della falda (da Russo, 1997): a) modello; b) tensioni tangenziali lungo la superficie di scorrimento; c) profili di spostamento

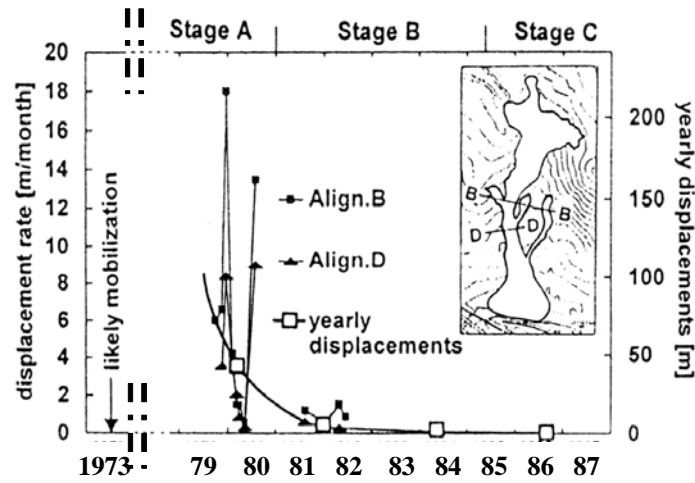


Fig. 5.30. Velocità misurate nel canale di frana della colata di Brindisi di Montagna (da Giusti et al., 1996)

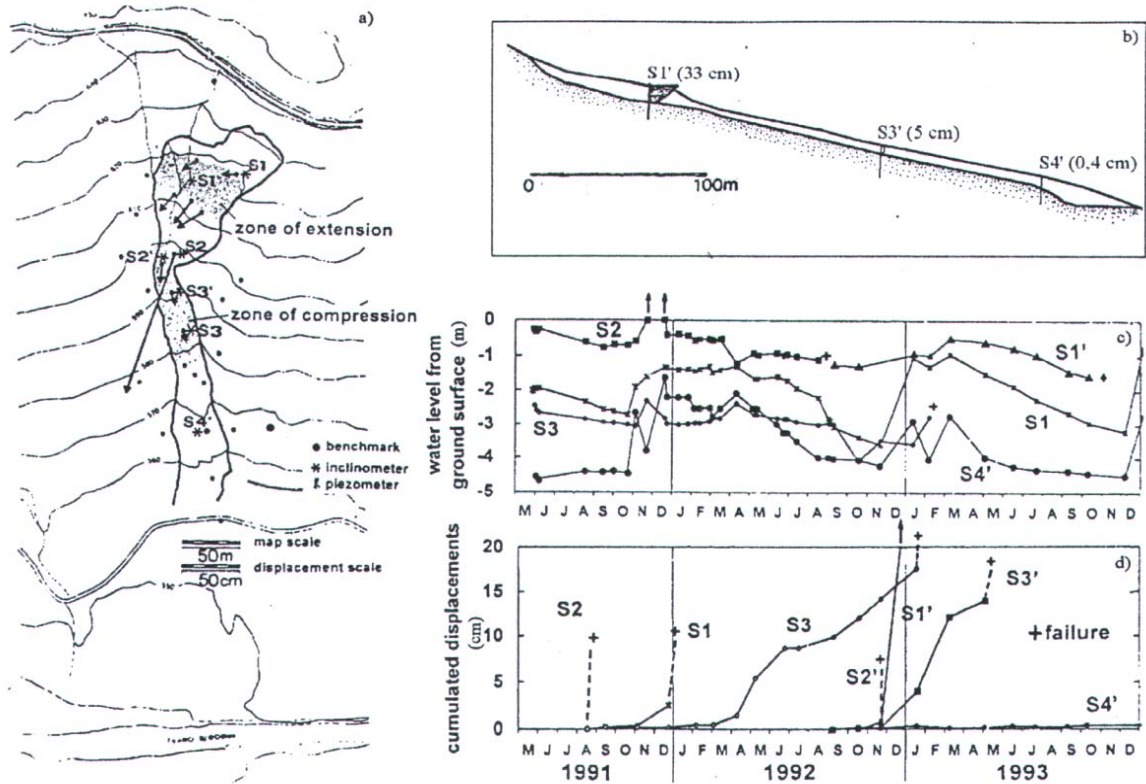


Fig. 5.31. Masseria Marino: a) planimetria e spostamenti misurati tra il Novembre del 1991 ed il Marzo del 1992; b) sezione longitudinale e profili di spostamento tra il Settembre del 1992 ed il Gennaio del 1993; c) evoluzione temporale dei livelli piezometrici; d) spostamenti cumulated (da Picarelli, 2000)

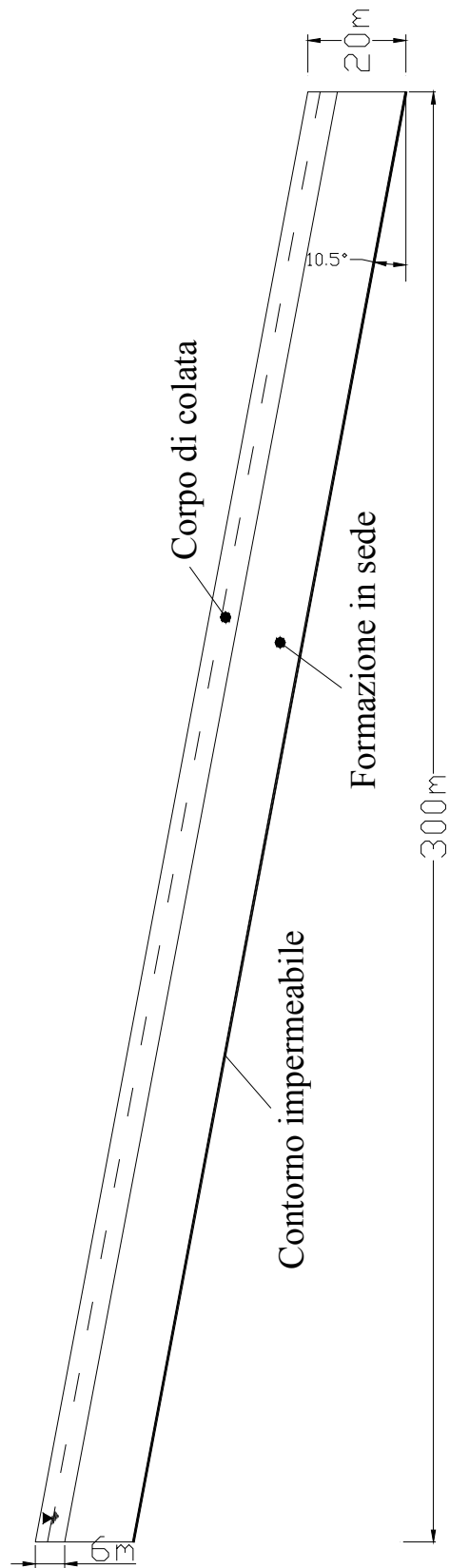


Fig. 5.32. Schema del pendio utilizzato nell'analisi

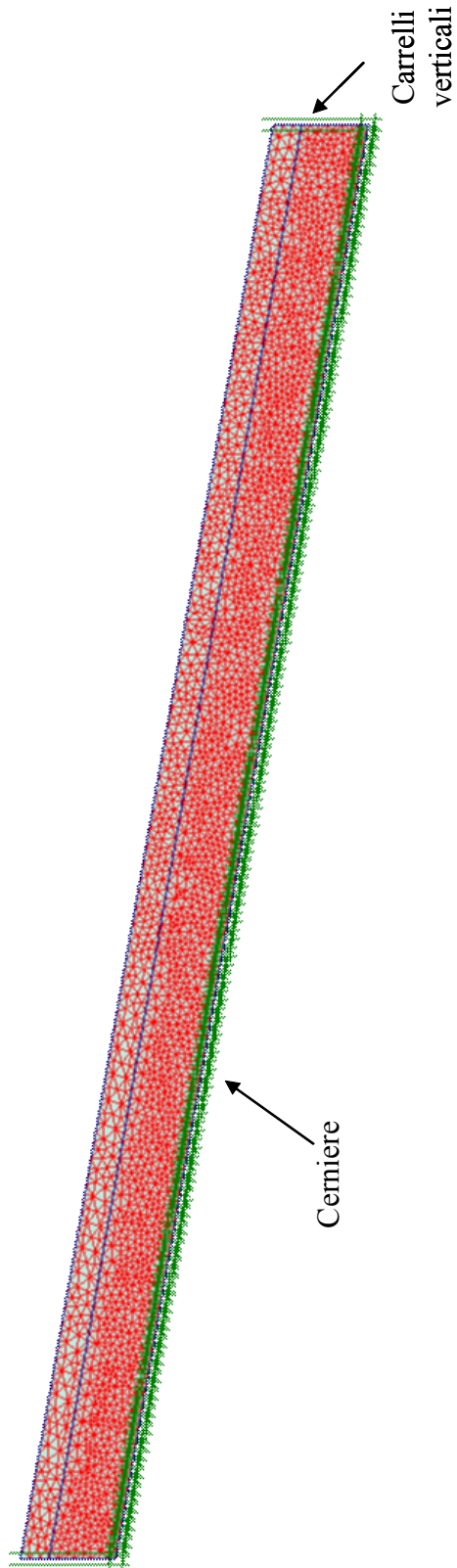


Fig. 5.33. Reticolo di calcolo e condizioni di vincolo imposte

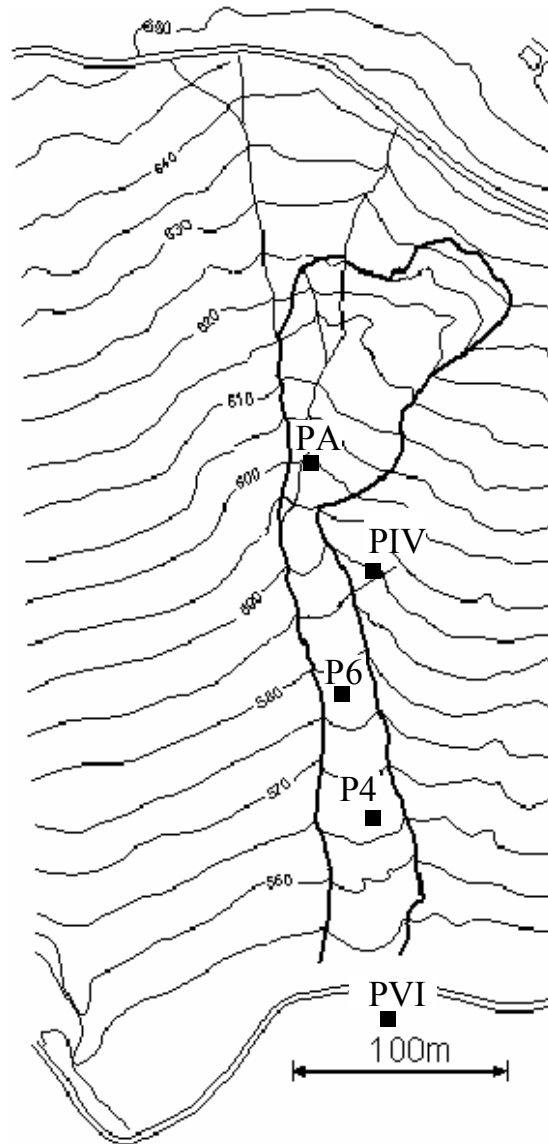


Fig. 5.34. Masseria Marino: piezometri considerati nell'analisi (da Comegna et al., 2004a)

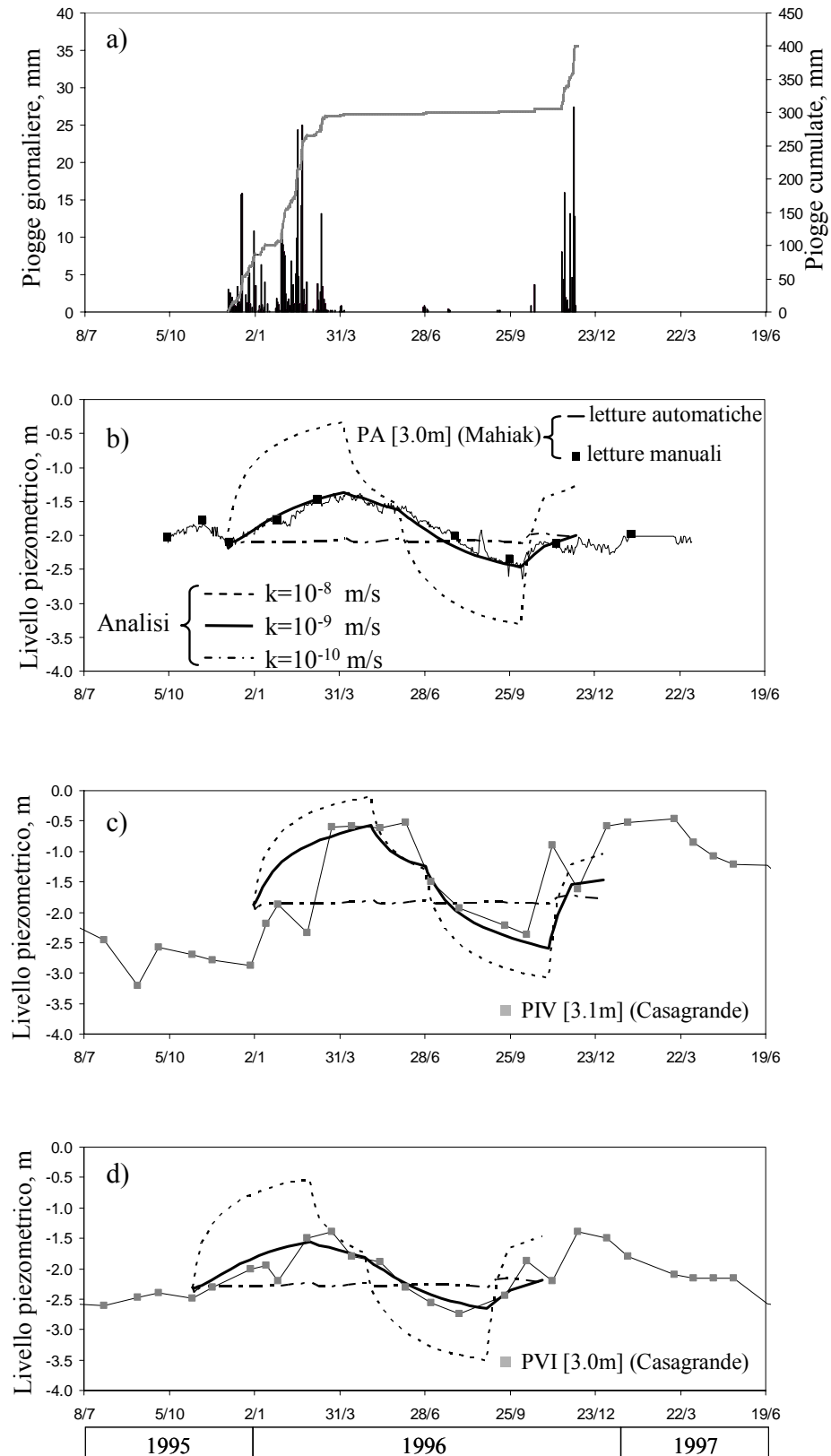


Fig. 5.35. Piogge giornaliere e cumulate (a), pressioni neutre calcolate e misurate ai piezometri PA (b), PIV (c) e PVI (d) (modificato da Comegna et al., 2004a)

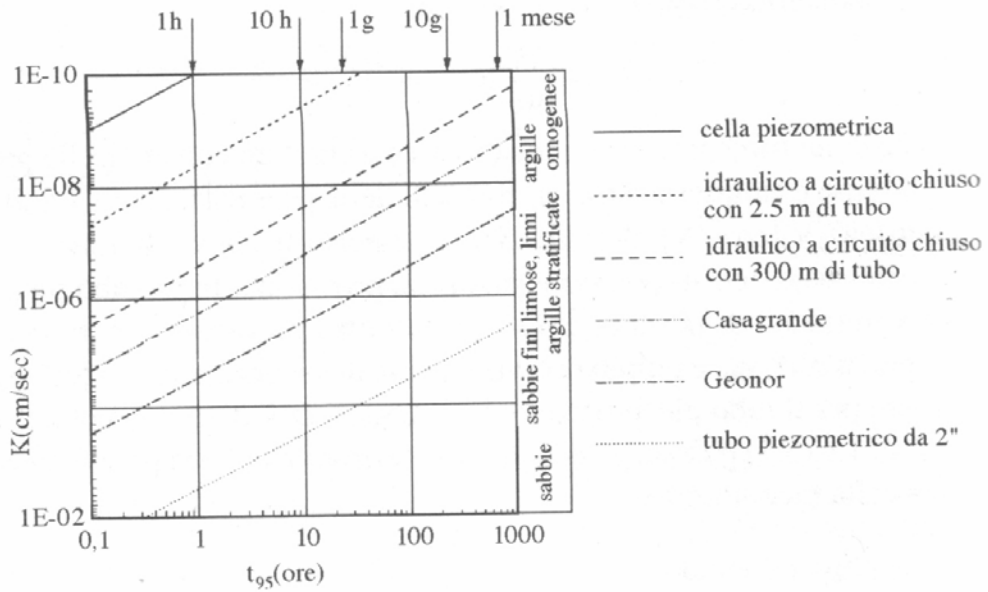


Fig. 5.36. Tempi di risposta dei piezometri (da Viggiani, 1999)

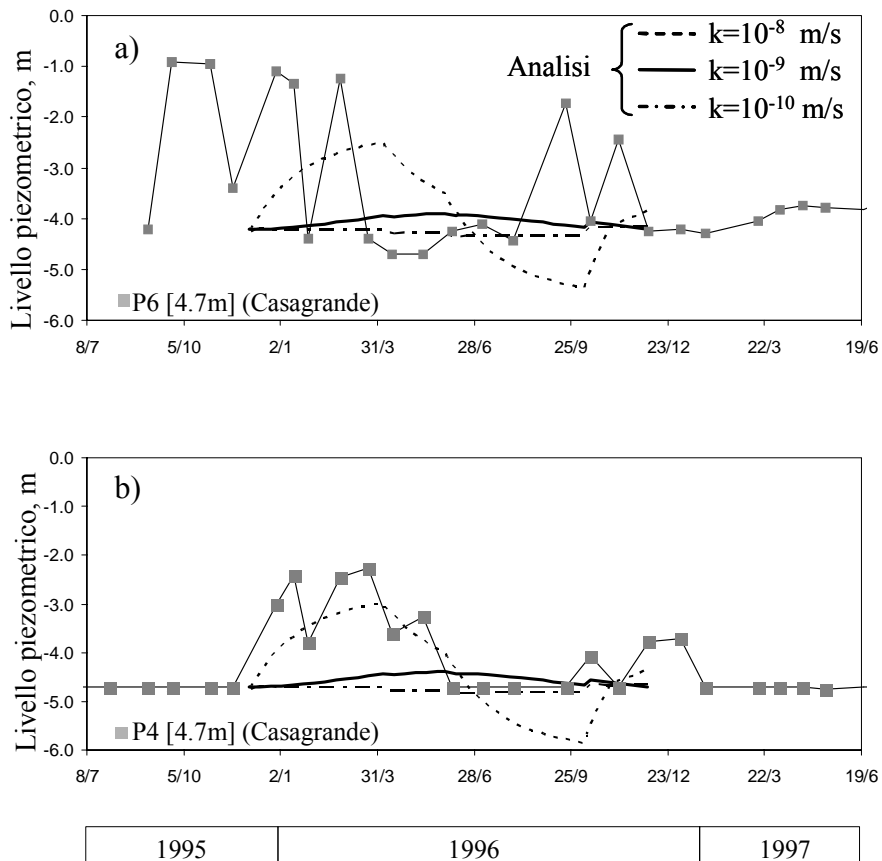


Fig. 5.37. Pressioni neutre calcolate e misurate ai piezometri P6 (a), P4 (b) (modificato da Comegna et al., 2004a)

6. ANALISI DI POSSIBILI SCENARI DI INNESCO ED EVOLUZIONE

6.1 PREMESSA

Nel capitolo 5 è stata riportata una serie di evidenze teorico-sperimentali che confermano l'ipotesi che alla fase iniziale delle colate in argilla corrisponde una condizione sostanzialmente non drenata, seguita da una progressiva dissipazione delle sovrappressioni neutre insorte. Nell'ultimo stadio del ciclo di vita di una colata, il movimento assume le caratteristiche di uno scorrimento.

La condizione non drenata può essere provocata sia da sovraccarichi statici o in movimento (accumuli di detrito o lingue di argilla più mobili che sovrascorrono sul corpo principale di colata) che da una redistribuzione dello stato di sforzo interno dovuto a modifiche delle condizioni al contorno. In particolare, i dati piezometrici e pluviometrici raccolti sulla colata di Masseria Marino hanno mostrato che nelle zone non attive della colata è possibile simulare numericamente le variazioni di pressioni neutre dovute alla infiltrazione, mentre in quelle attive le pressioni neutre assumono valori non riproducibili, probabilmente perché non in equilibrio con le condizioni idrauliche al contorno.

Allo scopo di approfondire tale problema, questo capitolo è dedicato all'analisi di alcuni possibili scenari di innesco e di evoluzione delle colate in argilla, basati sulle ipotesi precedenti.

Le analisi sono state svolte mediante il codice di calcolo numerico agli elementi finiti "Plaxis" e sono state applicate al caso della colata di Masseria Marino.

6.2 GEOMETRIA DEL PROBLEMA

In questo capitolo è stato abbandonato il semplice schema di pendio indefinito utilizzato per la simulazione delle pressioni neutre indotte dall'infiltrazione, per utilizzare la geometria reale della colata di Masseria Marino. La sezione longitudinale di riferimento (fig. 3.7) si estende per una lunghezza di circa 400 metri. Il reticolo, automaticamente creato dal programma, è costituito da 3235 elementi (fig. 6.1).

In fig. 6.2 è mostrata la stratigrafia considerata nell'analisi. Alla base del corpo di colata è stata schematizzata una zona di taglio di spessore costante pari ad 1 m. Alla base di quest'ultima è presente una superficie di scorrimento, simulata mediante l'inserimento di un'interfaccia.

La zona di taglio si trova al di sopra della formazione in sede. A valle si individua, inoltre, un'area alluvionale, costituita da materiale depositato dal fiume Basento.

Il contorno di base del reticolo è vincolato lungo le direzioni orizzontale e verticale mediante l'inserimento di cerniere. I contorni laterali, invece, sono vincolati allo spostamento solo lungo l'asse orizzontale, tramite l'inserimento di carrelli ad asse orizzontale: in questo modo sono liberamente consentiti fenomeni quali il rigonfiamento e la consolidazione lungo la verticale.

6.3 LEGGI COSTITUTIVE E PROPRIETÀ MECCANICHE UTILIZZATE

a) Modello elastico lineare – perfettamente plastico

Per la semplicità della legge costitutiva e la possibilità di evidenziare chiaramente il ruolo esercitato dai differenti fattori (geometria della frana, proprietà meccaniche dei terreni), una parte delle analisi è stata elaborata con il modello elastico lineare-perfettamente plastico, con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Le proprietà dei terreni sono riportate in tab. 6-I. I parametri di resistenza utilizzati per il corpo di frana e per la zona di taglio scaturiscono dalle prove di laboratorio riportate nel capitolo 4.

Poiché le analisi effettuate con tale modello hanno indagato differenti risposte della frana al variare della rigidità dei terreni in movimento e della resistenza offerta alla base della superficie di scorrimento, i moduli elastici assegnati al corpo di frana ed alla zona di taglio e l'angolo d'attrito assegnato all'interfaccia sono variabili. In particolare, i moduli di Young sono compresi in un intervallo di valori che rispetta l'ordine di grandezza delle rigidità tangenziali iniziali desunte dalle prove triassiali (cap. 4). Alla resistenza della superficie di scorrimento sono stati assegnati valori prossimi a quello residuo. A tal proposito il valore minimo assegnato ($\phi'_r = 13^\circ$) è poco più grande di quello sperimentalmente misurato in laboratorio ($\phi'_r = 11.4^\circ$): l'impossibilità operativa di simulare un moto di filtrazione diretto verso il basso (osservato da Giusti et al., 1996 come indicato in fig. 3.7), che consentirebbe di adottare un valore minore di resistenza residua, ha reso necessario l'adozione di un valore maggiore che impedisce l'attivazione dell'intera superficie di scorrimento già in fase di inizializzazione dell'analisi.

Nel calcolo la formazione in sede è stata considerata incompressibile ed infinitamente resistente.

	γ_{sat} [kN/m ³]	E [MPa]	ν	c' [kPa]	ϕ'	K [m/s]
Corpo di colata	20	10-50	0.35	8	25°	1E-09
Zona di taglio	20	5-25	0.35	4	23°	1E-09
Superficie di scorrimento	-	-	-	0	13°-15°	-

Tab. 6-I. Proprietà dei terreni utilizzate nel modello elastico lineare-perfettamente plastico

b) Modello elastico non lineare – plastico con incrudimento isotropo

La maggior parte delle analisi è stata condotta utilizzando il “Soft-Soil Model”, contenuto nella libreria Plaxis, che consente di portare in conto la non linearità del comportamento elastico del terreno, conferendogli contemporaneamente una legge di incrudimento.

In particolare, tale legge costitutiva è caratterizzata da una relazione lineare tra le deformazioni volumetriche ed il logaritmo delle tensioni, così come il più noto Cam-Clay (fig. 6.3).

L'equazione della superficie di snervamento nel piano q-p' è data da:

$$p'_p = p' + \frac{q^2}{M^2 \cdot (p' + c' \cot g\phi')} \quad (6.1),$$

in cui p'_p rappresenta la pressione isotropa di snervamento. Il parametro M, a differenza di quello utilizzato nel modello “Cam Clay modificato”, in cui è funzione dell'angolo d'attrito a volume costante, dipende da altri fattori, come riportato nella seguente espressione proposta da Brinkgreve (1994):

$$M = 3 \cdot \sqrt{\frac{(1 - k_0^{NC})^2}{(1 + 2k_0^{NC})^2} + \frac{(1 - k_0^{NC}) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \left(\frac{\lambda^*}{k^*} - 1\right)}{(1 + 2k_0^{NC}) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \frac{\lambda^*}{k^*} - (1 - k_0^{NC}) \cdot (1 + \nu)}}} \quad (6.2)$$

in cui $K_0^{NC} = 1 - \text{sen}\phi'$ (Jaky, 1936) rappresenta il coefficiente di spinta a riposo nelle condizioni di normal-consolidazione; ν è il coeff. di Poisson; $\lambda^* = \lambda/1+e$ (“ λ ” è l'indice di compressione, ed “e” l'indice dei vuoti); $k^* = k/1+e$ (“k” rappresenta l'indice di rigonfiamento).

L'eq. (6.1) descrive nel piano q-p' un'ellisse (fig. 6.4). Gli apici superiori di tutte le possibili ellissi prodotte dall'incrudimento sono allineati su una retta inclinata di M.

Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr-Coulomb. Nel piano q-p' esso è rappresentato da una retta di inclinazione minore di M (fig. 6.4).

Le proprietà dei materiali utilizzate nell'analisi sono riportate in tab.6-II. Esse derivano dai risultati delle prove di laboratorio.

	γ_{sat} [kN/m ³]	λ	k	e_0	ν	K_0^{NC}	O.C.R.	c' [kPa]	ϕ'	K [m/s]
Corpo di colata	20	0.057	0.026	0.59	0.35	0.58	3	8	25°	1E-09
Zona di taglio	20	0.103	0.038	0.68	0.35	0.61	1	4	23°	1E-09
Sup. di scorrimento	-	-	-	-	-	-	-	0	13°	-

Tab. 6-II. Proprietà dei terreni utilizzate nel modello elastico non lineare-plastico con incudimento isotropo.

La scelta del grado di sovraconsolidazione da assegnare al corpo di frana è stata fatta in modo che al terreno posto alla profondità corrispondente a quella media di prelievo dei campioni in sito (4-5 m), il codice di calcolo attribuisse una pressione isotropa di preconsolidazione prossima a quella deducibile dai dati sperimentali (circa 250 kPa come in fig. 4.42).

Tenuto conto dei risultati delle prove di laboratorio, alla zona di taglio è stata conferita una compressibilità maggiore rispetto a quella del corpo di frana.

All'interfaccia rappresentativa della superficie di scorrimento è stato assegnato un angolo d'attrito residuo $\phi'_{\text{res}} = 13^\circ$.

La formazione di base è stata considerata incompressibile ed infinitamente resistente. Non avendo informazioni sul materiale alluvionale, a questo sono state assegnate le stesse proprietà meccaniche del corpo di frana, ma con una permeabilità più grande di due ordini di grandezza ($k = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s).

6.4 CONDIZIONI INIZIALI

La determinazione dello stato tensionale iniziale di un pendio soggetto a movimenti franosi è un'operazione molto delicata, in quanto le tensioni sono in continua evoluzione per effetto degli spostamenti, a loro volta variabili lungo il pendio. Le incertezze nella valutazione assumono, pertanto, proporzioni talmente vaste che nell'ambito di un'analisi numerica è lecito fare solo alcune ipotesi.

Il codice utilizzato calcola lo stato tensionale iniziale imponendo, in una prima fase, l'equilibrio sotto il peso proprio ("gravity loading") di tutto il pendio. I risultati sono condizionati dal valore del coefficiente di Poisson ν , che deve comunque garantire il rispetto del criterio di resistenza adottato (Mohr-Coulomb). Tali considerazioni hanno portato all'assegnazione a ν di un valore pari a 0.35, peraltro in linea con i valori tipici dei materiali a grana fine.

Come si è detto, per il modello "elastico non lineare – plastico con incrudimento isotropo" è stato necessario simulare lo stato di preconsolidazione del corpo di frana durante la fase di inizializzazione. Tale operazione è stata effettuata realizzando un'iniziale fase di equilibrio da peso proprio sotto un carico pari a 3 volte il suo valore reale, cui è seguita una fase di scarico che ha riportato le tensioni allo stato attuale: in questo modo è stato possibile simulare l'espansione della superficie di snervamento del corpo di frana, che presenta dimensioni maggiori di quella della zona di taglio (figg. 6.5b,c), considerata normalmente consolidata, in accordo con i risultati delle prove di laboratorio.

Per quanto riguarda la condizione idraulica iniziale, sono stati utilizzati i dati piezometrici relativi alle misure effettuate nel corpo di frana il 4 Dicembre 1995.

In tali condizioni, è stato possibile determinare il coefficiente di sicurezza globale iniziale FS_0 . Tale valore è ricavato attraverso una procedura di riduzione iterativa dei parametri di resistenza, che si arresta nel momento in cui si raggiunge il collasso. Nel caso specifico risulta:

$$FS_0 = \text{tg } \phi'_{\text{input}} / \text{tg } \phi'_{\text{ridotta}} = c'_{\text{input}} / c'_{\text{ridotta}} = 1.31$$

Tale operazione è indipendente dalla legge costitutiva utilizzata, in quanto durante le varie iterazioni non sono portati in conto né i legami tensio-deformativi adottati, né effetti di incrudimento.

Nonostante il valore relativamente elevato di FS , le particolari condizioni idrauliche e geometriche del pendio mostrano una parziale mobilitazione della superficie di scorrimento per un tratto della lunghezza di circa 20 metri (fig. 6.2).

6.5 MECCANISMI DI INNESCO

Una volta inizializzato il pendio, il corpo di frana è in equilibrio sotto l'azione del peso proprio. Una modifica delle condizioni al contorno, atta a determinare una riduzione del coefficiente di sicurezza, diventa operazione necessaria per causare l'innescò dei movimenti.

Come descritto nel cap. 5, una serie di evidenze teorico-sperimentali induce a ritenere che le colate in argilla siano fundamentalmente governate da meccanismi completamente o parzialmente non drenati (Picarelli, 2001). L'ipotesi si basa sulla constatazione che una qualunque variazione (sufficientemente "rapida") dello stato tensionale esercitata su un materiale di bassa permeabilità non può che generare sovrappressioni neutre. Se il terreno presenta un comportamento duttile e contraente, queste ultime risultano positive non solo per azioni sferiche, ma anche per azioni deviatoriche.

L'entità delle sovrappressioni neutre dipende dalle modalità di innesco del fenomeno.

Per il caso interessato, sono state esaminate le condizioni di deformazione indotte da:

- sovraccarico statico;
- sovraccarico in movimento;
- deformazioni differenziali dovute a modifiche del regime delle pressioni neutre prodotte dalla infiltrazione.

Gli effetti dell'applicazione di un sovraccarico statico sono stati esaminati con entrambe le leggi costitutive precedentemente descritte. Negli altri due casi è stato applicato esclusivamente il "Soft Soil Model".

Particolare risalto è stato dato all'interazione tra il corpo di frana e la zona di taglio, e all'influenza che il rapporto tra le rispettive rigidità è in grado di esercitare sulla risposta immediata e differita della frana alle azioni esterne.

6.5.1 Sovraccarico statico non drenato

La zona di alimentazione può attivare la colata tramite apporto di materiale da monte: il sovraccarico è infatti in grado di mobilitare localmente la resistenza del corpo di frana lungo la superficie di taglio. Nell'ambito del ciclo di vita delle colate, tale fenomeno è inquadrabile come riattivazione di una frana preesistente e pertanto la massima resistenza che può essere attinta lungo la superficie di scorrimento è molto bassa, con valori prossimi a quelli residui.

Se il materiale si deposita piuttosto rapidamente, in rapporto alle caratteristiche di permeabilità dei terreni coinvolti, il fenomeno causa la nascita di sovrappressioni neutre (Hutchinson e Bhandari, 1971), la cui entità è condizionata dalle caratteristiche meccaniche dei materiali, nonché dalle particolari condizioni geometriche riscontrate.

6.5.1.1 Modello elastico lineare-perfettamente plastico

Scopo di quest'analisi numerica, effettuata utilizzando il semplice modello elastico lineare-perfettamente plastico, è stato quello di individuare il ruolo esercitato nel meccanismo non drenato da fattori principali, come la rigidità dei terreni e la resistenza della superficie di taglio.

Come riportato in tab. 6-I, i moduli elastici dei terreni coinvolti (corpo di frana e zona di taglio) sono stati fatti variare in modo da rispettare l'ordine di grandezza delle rigidità dedotte dalle prove triassiali di laboratorio. In particolare, a parità di stato tensionale di confinamento, la rigidità del corpo di frana è sempre maggiore rispetto a quella della zona di taglio.

L'angolo d'attrito imposto all'interfaccia rappresentativa della superficie di taglio è stato fatto variare nell'intervallo di valori 13° - 15° .

I parametri di resistenza del corpo di frana e della zona di taglio sono stati, invece, mantenuti uguali a quelli ricavati dalle prove triassiali di laboratorio, che hanno fornito valori molto uniformi.

La simulazione dell'alimentazione è stata realizzata mediante l'applicazione di un carico di 20 kN/m uniformemente distribuito su una superficie lunga 10 metri.

Inizialmente sono stati ipotizzati moduli elastici per il corpo di frana e la zona di taglio pari rispettivamente a 10 MPa e 5 MPa, ed un angolo d'attrito $\phi' = 13^\circ$ all'interfaccia.

L'applicazione del sovraccarico (in condizioni non drenate) produce l'attivazione della superficie di scorrimento per 128 metri, ed il conseguente sviluppo di un campo di spostamenti, che tendono a ridursi verso valle assumendo un valore massimo a monte di circa 23 cm (fig. 6.6). Come si nota nella fig. 6.6, la massa scorre lungo la superficie di base deformandosi al suo interno: le deformazioni longitudinali ε_1 nella direzione dello scorrimento sono maggiori nella zona di monte.

Per le differenze esistenti tra i moduli elastici dei due terreni, l'incremento di tensione si ripartisce proporzionalmente alle rigidità: a conferma di ciò, l'andamento delle deformazioni ε_1 con la profondità è praticamente costante (fig. 6.6). Le ipotesi di elasticità lineare e di completa saturazione dei terreni fanno sì che le conseguenti sovrappressioni neutre dipendano esclusivamente dall'incremento Δp della pressione sferica totale e che assumano quindi differenti valori nel corpo di frana e nella zona di taglio: questo è quanto riportato dalla fig. 6.6, che mostra una netta discontinuità delle Δu nel passaggio dal corpo di frana alla zona di taglio. Anche l'andamento delle isocrone durante la successiva consolidazione è condizionato da tale disuniformità: nei giorni immediatamente successivi l'applicazione del carico, infatti,

il riequilibrio locale delle pressioni neutre comporta una riduzione delle sovrappressioni neutre nel corpo di frana ed un loro incremento nella zona di taglio (fig. 6.7). In particolare in prossimità della zona di taglio, si verifica un crollo delle Δu nel corpo di frana e ad una loro altrettanto repentina risalita nella zona di taglio (fig. 6.8).

L'andamento nel tempo degli spostamenti è condizionato da quello delle pressioni neutre: l'incremento delle pressioni neutre della zona di taglio che avviene nei 30 giorni di consolidazione successivi all'applicazione del carico causa nello stesso periodo di tempo una riduzione delle tensioni efficaci lungo la superficie di scorrimento e quindi una sua ulteriore propagazione con conseguente incremento degli spostamenti (fig. 6.9). Al termine di questo periodo, l'aumento delle tensioni efficaci in corrispondenza della superficie di scorrimento comporta l'arresto degli spostamenti.

Mantenendo costanti l'angolo d'attrito $\phi' = 13^\circ$ della superficie di taglio e la rigidezza $E_t = 5$ MPa della zona di taglio, è stato incrementato il modulo elastico E_c del corpo di colata con valori fino a 5 volte maggiori di E_t . Si è osservata la progressiva riduzione non solo della propagazione della superficie di scorrimento, ma anche degli spostamenti e delle deformazioni ε_t : la fig. 6.10 mostra, ad esempio, il caso caratterizzato da $E_c = 25$ MPa. Si può notare che l'incremento del rapporto E_c/E_t crea nuove condizioni di equilibrio, con differente ripartizione delle tensioni e nuova distribuzione delle sovrappressioni neutre. In particolare, nascono valori inferiori di sovrappressione neutra sia lungo il pendio con differenze ancora più nette tra corpo di colata e zona di taglio.

Sono state effettuate altre analisi, nelle quali è stata mantenuta costante la resistenza della superficie di taglio ($\phi' = 13^\circ$), ma è stata fatta variare la rigidezza della zona di taglio: a parità di E_c/E_t si sono ottenuti identici valori di sovrappressione neutra in ogni sezione verticale del pendio (fig. 6.11). L'uguaglianza nel rapporto delle rigidezze crea infatti un'identica ripartizione delle tensioni, indipendentemente dai valori assoluti dei moduli elastici, causando la propagazione di una superficie di scorrimento di uguale estensione: ovviamente i valori assoluti delle rigidezze influenzano il campo degli spostamenti e delle deformazioni (tab. 6-III).

L'estensione della superficie di scorrimento sembra essere il parametro che controlla il problema. Per poter meglio indagare sul suo ruolo si è fatto variare l'angolo d'attrito dell'interfaccia che la rappresenta, assegnandole prima un angolo d'attrito $\phi' = 14^\circ$ e poi un angolo d'attrito $\phi' = 15^\circ$. Tali variazioni hanno causato differenze nelle sovrappressioni neutre.

In particolare, per $\phi' = 14^\circ$ la mobilitazione di una superficie di scorrimento di dimensioni minori provoca, a parità di E_c/E_t , valori di Δu più piccoli rispetto al caso precedente (fig. 6.12).

Le sovrappressioni neutre che nascono sono di valore ancora inferiore per $\phi' = 15^\circ$, ma sembrano indipendenti dal rapporto E_c/E_t , in quanto nei casi esaminati non si hanno differenze sostanziali della lunghezza della superficie di scorrimento mobilitata (fig. 6.13).

A supporto di tali osservazioni in tab. 6-III è riportato un quadro riepilogativo. Inoltre in fig. 6.14 vengono riportate le sovrappressioni neutre calcolate nelle differenti analisi in corrispondenza di tre punti del corpo di frana, posti alla stessa profondità ($z = 3.5$ m), ma differenzialmente posizionati lungo il pendio, in funzione dell'estensione della superficie di scorrimento: l'influenza di quest'ultima sembra piuttosto evidente.

	Ec/Et= 2			
	Ec= 10 MPa; Et= 5 MPa		Ec= 20 MPa; Et= 10 MPa	
$\phi'_{\text{base}} = 13^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 128$ m	$\delta_{\text{max}} = 23.43$ cm	$L_{\text{mob.}} = 128$ m	$\delta_{\text{max}} = 12.04$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 14^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 89$ m	$\delta_{\text{max}} = 18.17$ cm	$L_{\text{mob.}} = 89$ m	$\delta_{\text{max}} = 9.59$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 15^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 57$ m	$\delta_{\text{max}} = 10.49$ cm	$L_{\text{mob.}} = 57$ m	$\delta_{\text{max}} = 5.60$ cm

	Ec/Et= 3			
	Ec= 15 MPa; Et= 5 MPa		Ec= 30 MPa; Et= 10 MPa	
$\phi'_{\text{base}} = 13^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 88$ m	$\delta_{\text{max}} = 14.11$ cm	$L_{\text{mob.}} = 88$ m	$\delta_{\text{max}} = 7.14$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 14^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 78$ m	$\delta_{\text{max}} = 11.64$ cm	$L_{\text{mob.}} = 78$ m	$\delta_{\text{max}} = 6.12$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 15^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 51$ m	$\delta_{\text{max}} = 7.31$ cm	$L_{\text{mob.}} = 51$ m	$\delta_{\text{max}} = 3.85$ cm

	Ec/Et= 4			
	Ec= 20 MPa; Et= 5 MPa		Ec= 40 MPa; Et= 10 MPa	
$\phi'_{\text{base}} = 13^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 78$ m	$\delta_{\text{max}} = 10.15$ cm	$L_{\text{mob.}} = 78$ m	$\delta_{\text{max}} = 5.21$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 14^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 64$ m	$\delta_{\text{max}} = 8.69$ cm	$L_{\text{mob.}} = 64$ m	$\delta_{\text{max}} = 4.57$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 15^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 50$ m	$\delta_{\text{max}} = 5.65$ cm	$L_{\text{mob.}} = 50$ m	$\delta_{\text{max}} = 2.97$ cm

	Ec/Et= 5			
	Ec= 25 MPa; Et= 5 MPa		Ec= 50 MPa; Et= 10 MPa	
$\phi'_{\text{base}} = 13^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 77$ m	$\delta_{\text{max}} = 8.02$ cm	$L_{\text{mob.}} = 77$ m	$\delta_{\text{max}} = 4.12$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 14^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 66$ m	$\delta_{\text{max}} = 6.94$ cm	$L_{\text{mob.}} = 66$ m	$\delta_{\text{max}} = 3.66$ cm
$\phi'_{\text{base}} = 15^\circ$	$L_{\text{mob.}} = 49$ m	$\delta_{\text{max}} = 4.76$ cm	$L_{\text{mob.}} = 49$ m	$\delta_{\text{max}} = 2.54$ cm

Tab. 6-III. Dimensioni della superficie di scorrimento mobilitata ($L_{\text{mob.}}$) e spostamenti orizzontali massimi calcolati (δ_{max}) nei vari casi esaminati.

6.5.1.2 Modello elastico non lineare - plastico ad incrudimento isotropo

Le condizioni di carico sono le stesse adottate nel caso di mezzo elasto-plastico perfetto.

Le proprietà dei materiali sono riportate in tab. 6-II.

Il sovraccarico causa l'attivazione della superficie di scorrimento per una lunghezza di 73 m. Gli spostamenti e le deformazioni nella direzione di scorrimento della frana tendono a ridursi verso valle (fig. 6.15).

La maggiore compressibilità della zona di taglio rispetto al corpo di frana è ancora una volta responsabile della formazione di un salto nell'andamento delle sovrappressioni neutre (fig. 6.16), che presentano valori maggiori all'interno della colata. È interessante notare come tale andamento condizioni anche la seguente fase di consolidazione. Durante i giorni immediatamente successivi all'applicazione del carico, il riequilibrio locale delle pressioni neutre provoca un incremento piezometrico nella zona di taglio, lungo buona parte del pendio a valle dell'area direttamente caricata (fig. 6.15). Queste si mantengono su valori sufficientemente elevati da causare, in un arco di tempo di 60 giorni, l'attingimento della resistenza limite lungo parte della superficie di scorrimento (9 metri) a valle di quella mobilitata nella fase iniziale. In tale intervallo di tempo (figg. 6.17 e 6.18), aumentano gli spostamenti e le deformazioni. Trascorso tale periodo ($t > 60$ giorni) l'incremento delle tensioni efficaci legato alla riduzione delle pressioni provoca l'arresto dei movimenti.

6.5.2 Sovraccarico in movimento

Come descritto nel cap. 5, in alcuni casi il terreno dislocato dalla zona di alimentazione tende ad ammorbidirsi ed a muoversi sul corpo di colata. Se completamente saturo, esso è soggetto ad un incremento di pressioni neutre per effetto della rapida sedimentazione ed è capace di generare sovrappressioni neutre nel terreno sottostante. Sotto l'azione delle pressioni neutre interne, tende a muoversi con le caratteristiche di un "flusso" anche lungo superfici di pendenza modesta. A causa di questo fenomeno l'alimentazione produce successive "lingue" di terreno, che scorrono al di sopra dell'originario corpo di colata, agendo come carico non drenato "viaggiante" in grado di mobilitare il terreno sottostante.

Tramite alcune analisi sono state simulati i possibili effetti connessi all'alterazione delle condizioni di equilibrio conseguente all'avanzamento di una "lingua" di terreno lungo il piano campagna. L'analisi è stata effettuata assumendo il processo come una successione di fasi statiche di carico, in cui il sovraccarico è applicato in posizioni via via differenti.

L'ipotesi sulla lingua di terreno è che presenti inizialmente un'altezza di 1.5 metri e sia lunga 20 metri: tali condizioni vengono rappresentate attraverso l'applicazione a piano campagna di un carico di 30 kN/m ($\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$) uniformemente distribuito per 20 metri ($Q_{\text{TOT}} = 600 \text{ kN}$) ed applicato in condizioni non drenate.

Il fronte avanza con velocità media di 1 metro al giorno: per rappresentare questo fenomeno, il sovraccarico viene fatto avanzare 10 metri ogni 10 giorni, durante i quali è consentita la parziale dissipazione delle sovrappressioni neutre sorte. È ragionevole pensare che il materiale tenda a distendersi assottigliandosi durante il movimento: per questo motivo il sovraccarico totale di 600 kN viene uniformemente distribuito su una superficie sempre più ampia che si allunga di 10 metri alla volta ogni 10 giorni. In tab. 6-IV è riportato uno schema esemplificativo delle varie fasi di carico.

t [giorni]	fase
0	q= 30 kN/m; L= 20 m
0-10	consolidazione
10	q= 20 kN/m; L= 30 m
10-20	consolidazione
20	q= 15 kN/m; L= 40 m
20-30	consolidazione
30	q= 12 kN/m; L= 50 m
30-40	consolidazione
40	q= 10 kN/m; L= 60 m
40-50	consolidazione
50	q= 8.57 kN/m; L= 70 m
50-60	consolidazione

Tab. 6-IV. Successione delle fasi analizzate: “q” rappresenta il carico, che è uniformemente distribuito lungo una superficie di lunghezza “L”.

Il modello utilizzato per il corpo di frana e per la zona di taglio è quello elastico non lineare – plastico con incrudimento isotropo.

L'applicazione del sovraccarico provoca inizialmente l'attivazione di una superficie di scorrimento di estensione pari a 53 m e la nascita di sovrappressioni neutre nel corpo di colata sottostante (fig. 6.19): ancora una volta il corpo di frana presenta una sovrappressione neutra maggiore rispetto alla zona di taglio a causa della maggiore rigidità non drenata (fig. 6.20).

La fig. 6.21 mostra l'andamento delle sovrappressioni neutre in corrispondenza della sez. A-A calcolate durante un arco temporale di 2 mesi. Nei primi 40 giorni il corpo di frana è soggetto a dei picchi sempre maggiori rispetto alla zona di taglio, cui fanno seguito fasi di consolidazione, caratterizzate da riduzioni nel corpo di frana ed incrementi nella zona di taglio per

effetto del riequilibrio locale delle pressioni neutre. Durante questo periodo le sovrappressioni neutre si mantengono su valori piuttosto elevati.

In corrispondenza del 40° giorno, l'ulteriore avanzamento della "lingua" che raggiunge la sezione in considerazione modifica il campo delle sollecitazioni tanto da provocare una sovrappressione neutra nella zona di taglio maggiore che nel corpo di frana. Al termine del successivo periodo di consolidazione, l'ulteriore spostamento e riduzione del carico uniformemente distribuito "q" sono tali da causare una sovrappressione neutra negativa in entrambi i terreni.

L'avanzamento della lingua di terreno porta anche alla progressiva mobilitazione di porzioni sempre maggiori della superficie di scorrimento: in fig. 6.22 è riportato lo spostamento cumulato alla fine dei due mesi precedentemente analizzati.

6.5.3 Ridistribuzione interna dello stato tensionale causata dall'oscillazione delle pressioni neutre

La condizione idraulica di partenza è legata all'andamento del pelo libero della falda (zero delle pressioni neutre). Nelle analisi effettuate, questo è stato basato sulle letture piezometriche a disposizione. Tale condizione cambia continuamente per effetto dei fenomeni meteorologici.

Gli eventi di pioggia danno luogo al fenomeno del ruscellamento che consente di ipotizzare la presenza di una pellicola d'acqua sul piano campagna, cui corrisponde una pressione neutra pari a zero lungo tutto il contorno superiore del pendio. Tale fenomeno causa un processo di infiltrazione, che è responsabile dell'incremento delle pressioni neutre. Il sistema risponde a tale nuova condizione idraulica al contorno attraverso una fase di rigonfiamento: i tempi necessari affinché ci sia un totale adeguamento al nuovo tirante idrico sono legati al coefficiente di consolidazione del terreno ed alla distanza dalla superficie di consolidazione. Nel modello numerico quest'ultima coincide con il contorno superiore del reticolo di calcolo: la pressione neutra di punti posti più in profondità impiega, pertanto, un tempo maggiore per raggiungere il valore finale.

La crescita delle pressioni neutre causata dalla infiltrazione provoca una modifica dello stato tensionale all'interno del pendio. In particolare, essa è responsabile della progressiva attivazione verso valle di altre porzioni della superficie di taglio oltre quella già mobilitata nelle condizioni iniziali (fig. 6.2): dopo 30 giorni di pioggia la superficie di scorrimento si estende per circa 47 metri (fig. 6.23). Contemporaneamente, la propagazione della superficie di scorrimento genera a monte della parte mobilitata una zona di stato attivo (fig. 6.23). Nel modello

adottato, l'ipotesi di continuità del mezzo non consente di simulare la formazione di una superficie di scorrimento ovvero di fratture per trazione (tension cracks).

Pertanto, per favorire lo scorrimento del corpo di frana, è stata realizzata artificialmente una sconnessione interna alla zona di stato attivo. Nell'ipotesi che tale condizione si verifichi rapidamente, tale fase è stata analizzata in condizioni non drenate. Il distacco dalla zona di monte provoca un'ulteriore propagazione verso valle della superficie di scorrimento, che raggiunge un'estensione di 72 metri (fig. 6.24). La deformata del reticolo (ingrandita in fig. 6.24 di 20 volte rispetto al reale) rispetta le condizioni non drenate imposte, essendo caratterizzata da un innalzamento a valle che "compensa" le deformazioni connesse all'abbassamento di monte. Gli spostamenti che nascono presentano un valore massimo a monte di circa 24 cm e tendono a ridursi verso valle (fig. 6.25), evidenziando nella direzione dello spostamento deformazioni longitudinali ε_l interne alla massa che, al contrario, aumentano lungo lo sviluppo della superficie di scorrimento. Il profilo degli spostamenti lungo la verticale assume un andamento "rigido" a monte, mentre è caratterizzato verso valle da maggiori deformazioni taglianti alla base del corpo di colata.

Le deformazioni indotte sono associate ad un incremento dello stato tensionale essenzialmente sferico. Come notiamo dai percorsi di sollecitazione (fig. 6.26), si osserva, contemporaneamente, un piccolo incremento del deviatore nel corpo di frana (lo stato tensionale si trova all'interno della superficie di snervamento) ed un altrettanto modesto decremento del deviatore nella zona di taglio (lo stato tensionale iniziale è posto sulla superficie di snervamento): la risposta opposta dei due terreni è condizionata dalla differente orientazione iniziale delle direzioni principali di tensione, a causa dello stato di preconsolidazione indotto nel corpo di frana (fig. 6.27). In entrambi i casi lo stress-path avviene a p' costante e resta interno al dominio elastico.

Come si osserva dalla fig. 6.28 le sovrappressioni neutre che sorgono all'interno del corpo di colata sono maggiori rispetto a quelle che nascono nella zona di taglio: con riferimento alla sezione C-C nel corpo di frana e nella zona di taglio, si registrano rispettivamente un incremento $\Delta u_{\max} = 10.4$ kPa ed un incremento $\Delta u_{\max} = 5.7$ kPa. Questo comportamento è direttamente correlabile alle differenti rigidità non drenate dei due terreni (la zona di taglio è più deformabile del corpo di frana sovrastante): a parità di deformazione longitudinale ε_l , infatti, il mezzo più rigido (il corpo di frana) subisce un maggiore incremento di pressione totale sferica e quindi di sovrappressione neutra.

L'analisi fornisce un risultato fisicamente attendibile, ma, ovviamente, ha il limite di concentrare le sovrappressioni neutre in un'unica fase (quella in cui si opera la sconnessione), anziché distribuirle durante tutte le fasi di propagazione della superficie di scorrimento, causata

dalla risalita delle pressioni interstiziali: tale inconveniente è ineliminabile in quanto connesso ad un limite operativo del codice di calcolo utilizzato. Non si crede che comunque l'approssimazione leda il significato generale dell'analisi e la corretta interpretazione del reale comportamento del terreno.

Subito dopo l'esecuzione di tale fase, viene avviata la consolidazione, durante la quale si sovrappongono due fenomeni che hanno effetti opposti: da una parte si verifica infatti la dissipazione delle sovrappressioni neutre, dall'altra continua la risalita delle altezze piezometriche per effetto della condizione idraulica al contorno imposta (e non ancora raggiunta). È interessante notare che nei giorni immediatamente successivi l'attivazione della colata, le pressioni neutre nel corpo di frana e nella zona di taglio subiscono rispettivamente un crollo (maggiore in profondità che in superficie) ed una risalita più rapida per effetto del riequilibrio locale delle pressioni neutre (figg. 6.29-6.31). Per confronto nelle figg. 6.29-6.31 si riporta anche la crescita piezometrica, che si registrerebbe senza la sconnessione: a lungo termine i due andamenti tendono ad unirsi.

La risalita della falda provoca una progressiva propagazione della superficie di scorrimento verso valle (tab. 6-V): per tale motivo gli spostamenti e le deformazioni subiscono un continuo incremento (figg. 6.32-6.34). Si noti che le deformazioni da taglio tendono ad incrementare di più nel corpo di frana che nella zona di taglio: in particolare, in corrispondenza della sez. C-C di valle la discontinuità esistente all'istante $t = 0$ tende ad annullarsi nel tempo.

t [gg]	L_{mob.}[m]
0	72
10	75
30	86
60	149
100	160
200	180

Tab. 6-V. Evoluzione nel tempo della superficie di scorrimento.

Il fenomeno così simulato è in grado di fornire un'interpretazione degli andamenti apparentemente anomali riportati da alcuni piezometri posti all'interno del corpo di frana della colata di Masseria Marino (fig. 6.35) ed a profondità molto prossime alla zona di taglio, che il modello numerico descritto nel cap. 5 non è stato in grado di correlare all'andamento ciclico stagionale. A tal proposito, si possono fare le seguenti considerazioni:

- gli improvvisi picchi di pressione neutra potrebbero essere causati da deformazioni differenziali non drenate connesse a modifiche dello stato tensionale interno;
- i seguenti repentini crolli di pressione neutra potrebbero essere dovuti ad un riequilibrio locale delle stesse pressioni causato da una loro non uniforme distribuzione nel corpo di frana e nella zona di taglio.

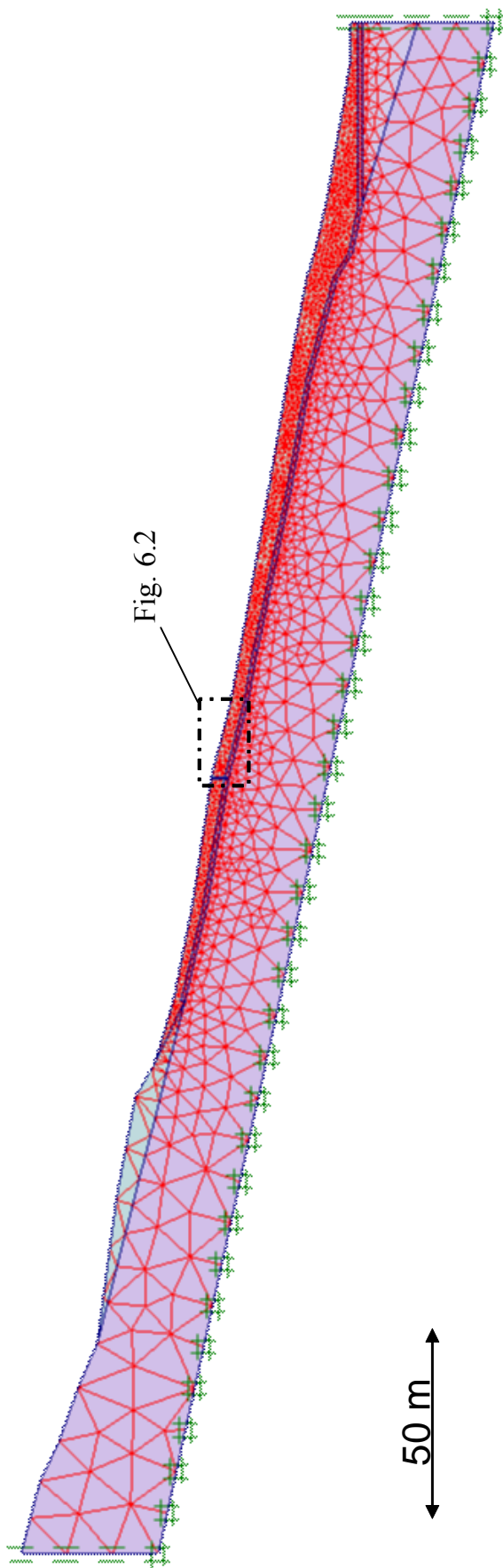


Fig. 6.1. Reticolo di riferimento

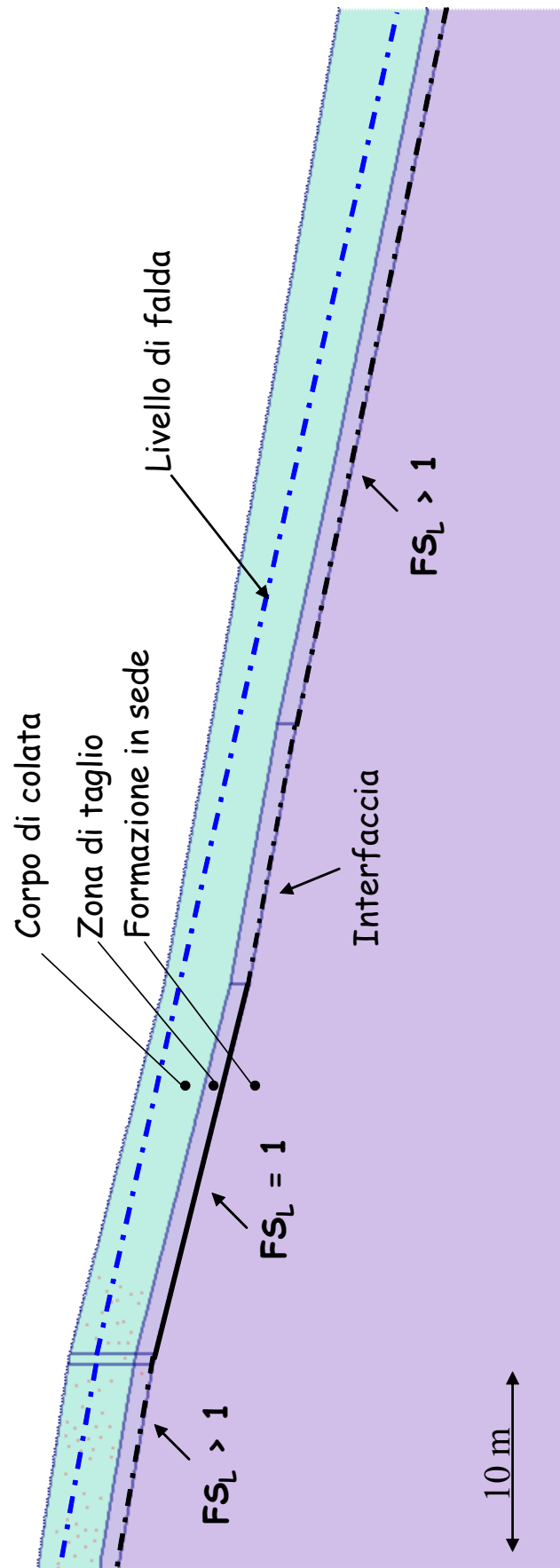


Fig. 6.2. Dettaglio stratigrafico e livello di falda iniziale

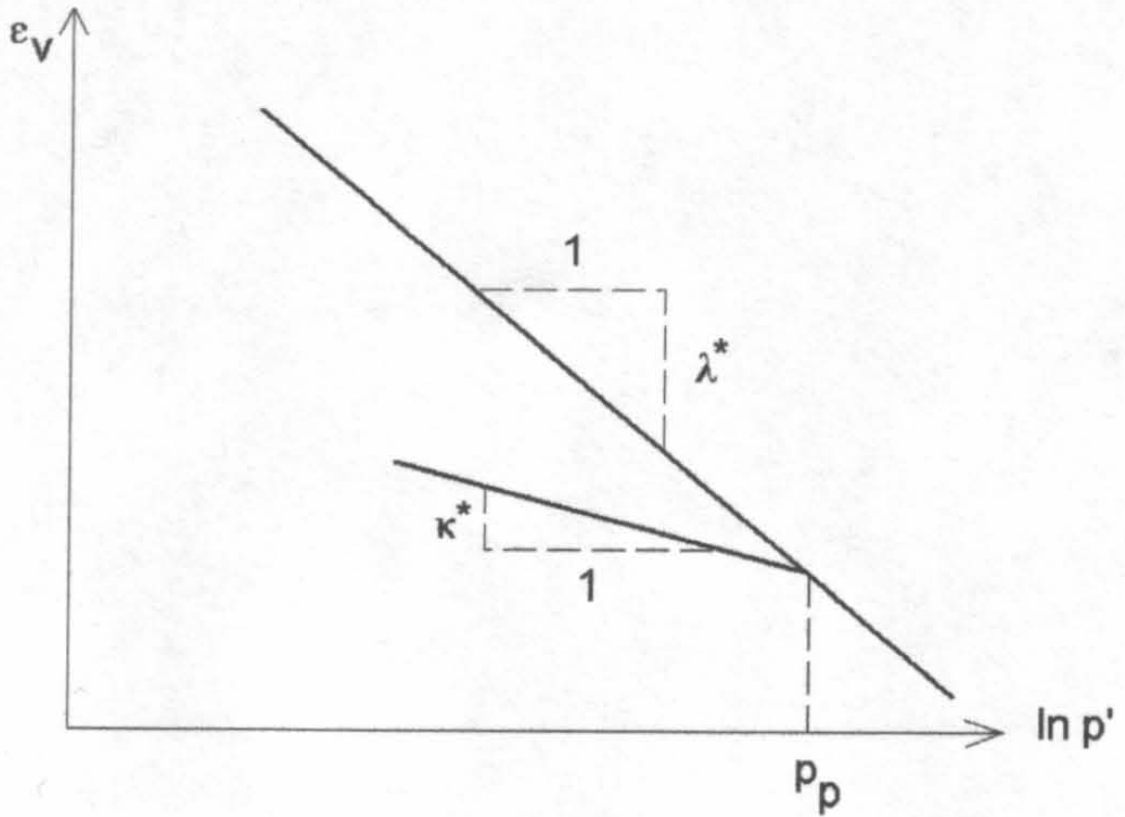


Fig. 6.3. Relazione logaritmica tra deformazioni volumetriche e stato tensionale efficace medio

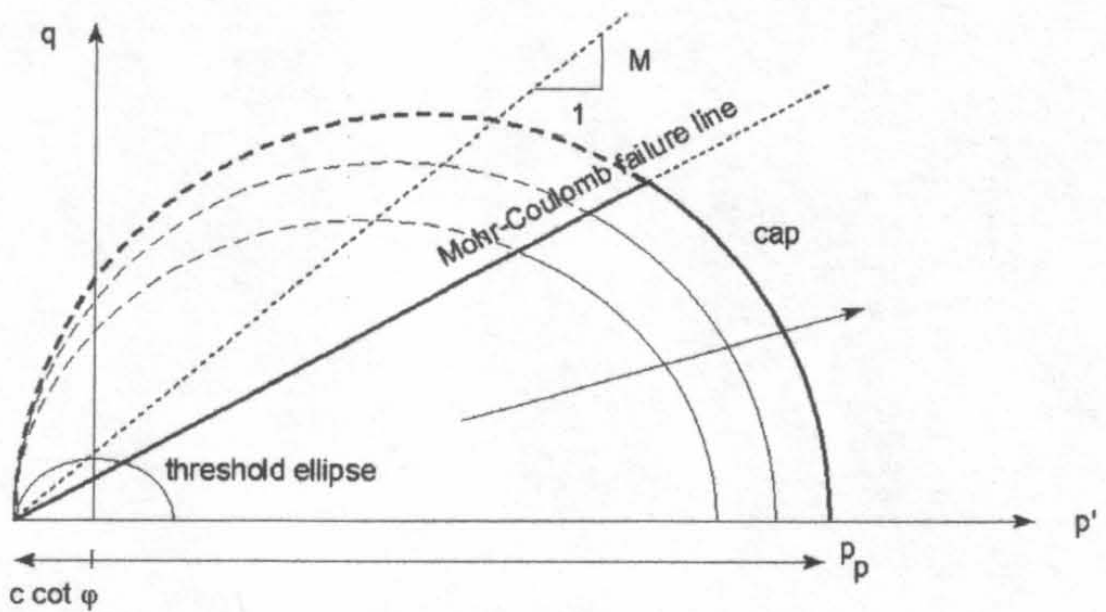
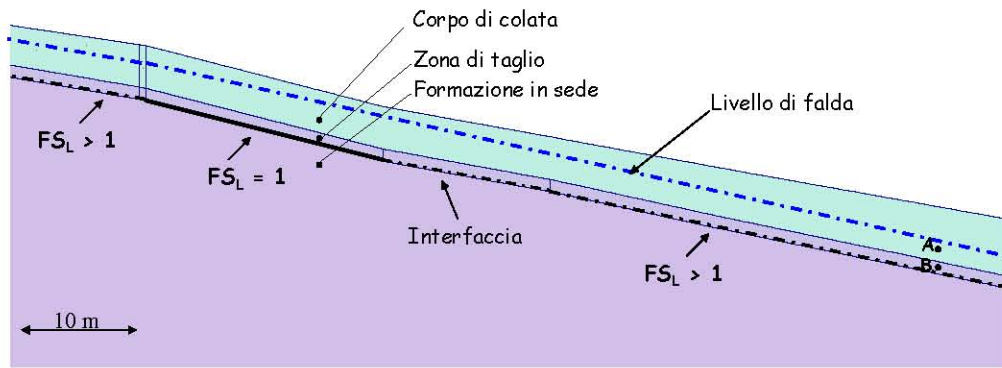
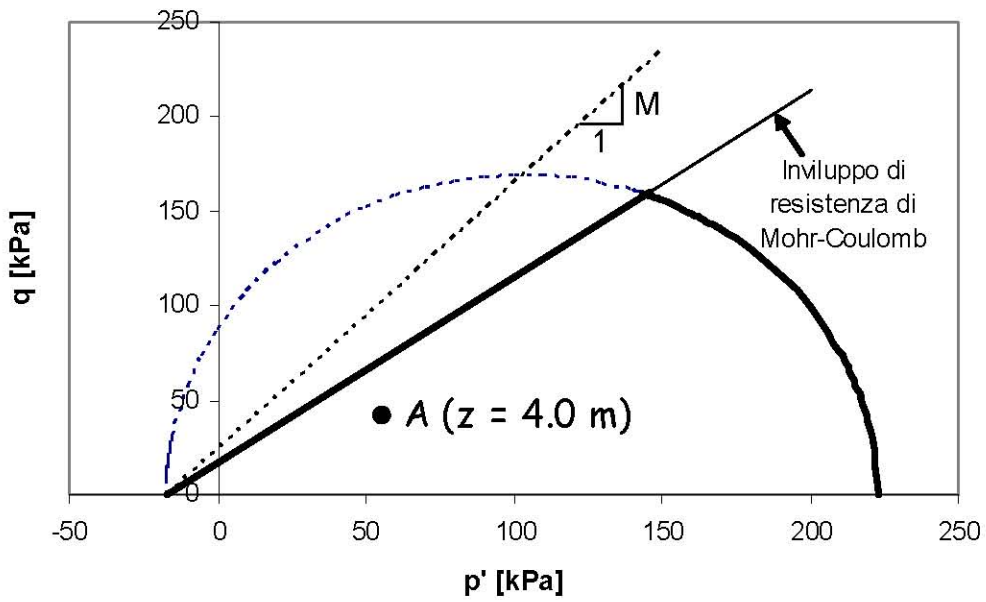


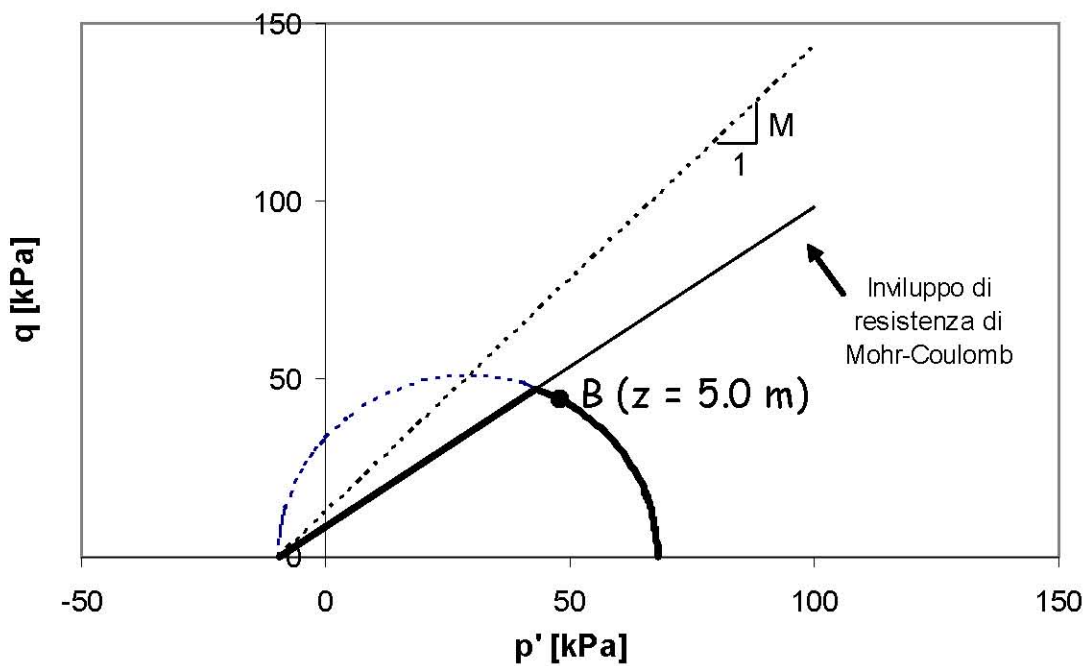
Fig. 6.4. Superficie di snervamento utilizzata dal "Soft-Soil model" nel piano q - p'



a)



b)



c)

Fig. 6.5. a) Sezione considerata; b) superficie di snervamento del corpo di colata nel punto A; c) superficie di snervamento della zona di taglio nel punto B

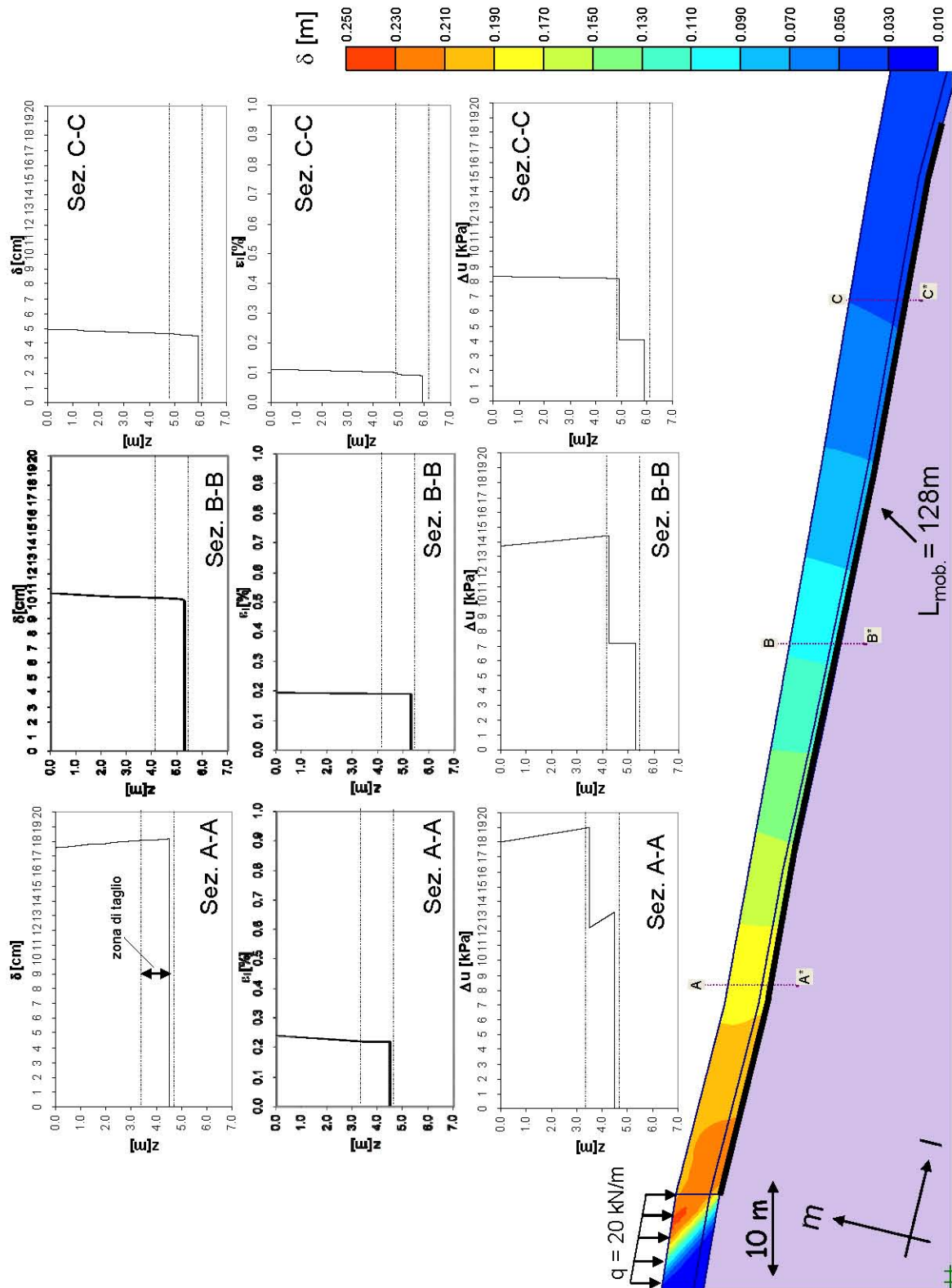


Fig. 6.6. Spostamenti δ , deformazioni longitudinali ϵ_l e sovrappressioni neutre Δu generati al tempo $t = 0$ dall'applicazione di un carico $q = 20 \text{ kN/m}$ ($E_{\text{colata}} = 10 \text{ MPa}$; $E_{z,\text{di taglio}} = 5 \text{ MPa}$; $\phi'_{\text{res}} = 13^\circ$)

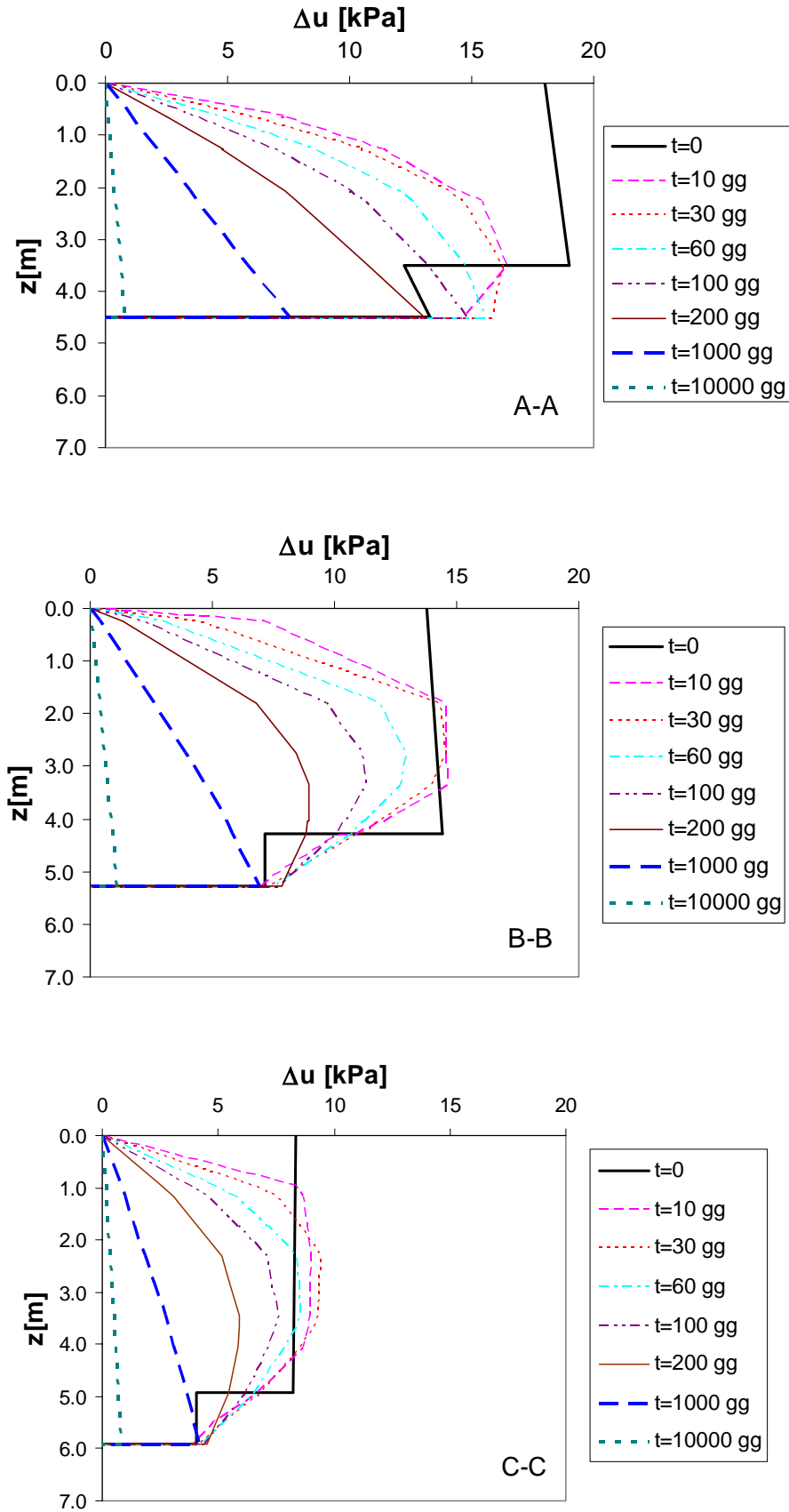


Fig. 6.7. Andamento delle isocrone nelle sez. A-A, B-B, C-C ($E_{colata} = 10$ MPa; $E_{z,di\ taglio} = 5$ MPa; $\phi'_{res} = 13^\circ$)

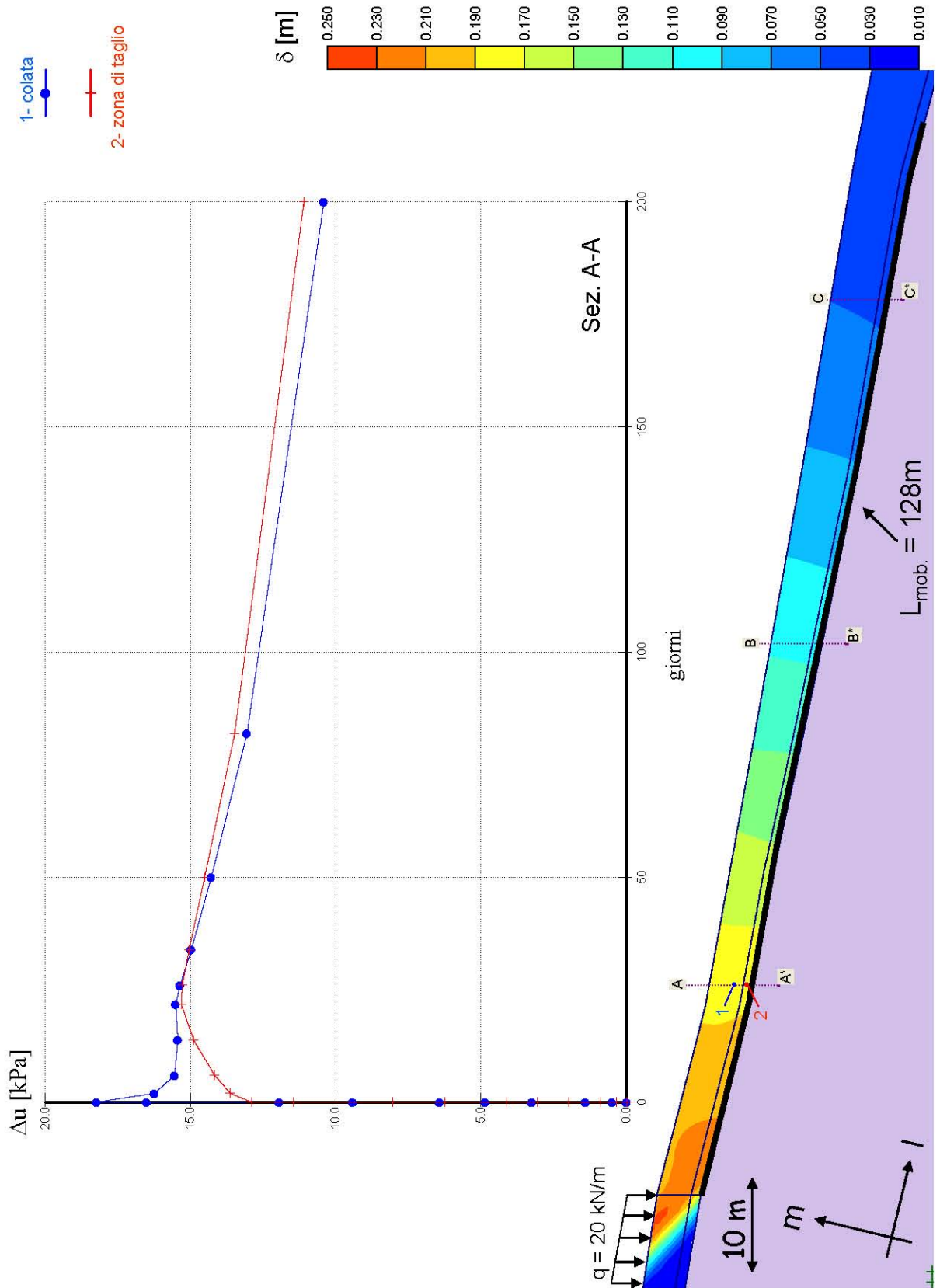


Fig. 6.8. Sez. A-A: andamento nel tempo delle Δu nel corpo di frana ($z = 3.5 \text{ m}$) e nella zona di taglio ($z = 4.5 \text{ m}$) ($E_{\text{colata}} = 10 \text{ MPa}$; $E_{z.\text{di taglio}} = 5 \text{ MPa}$; $\phi'_{\text{res}} = 13^\circ$)

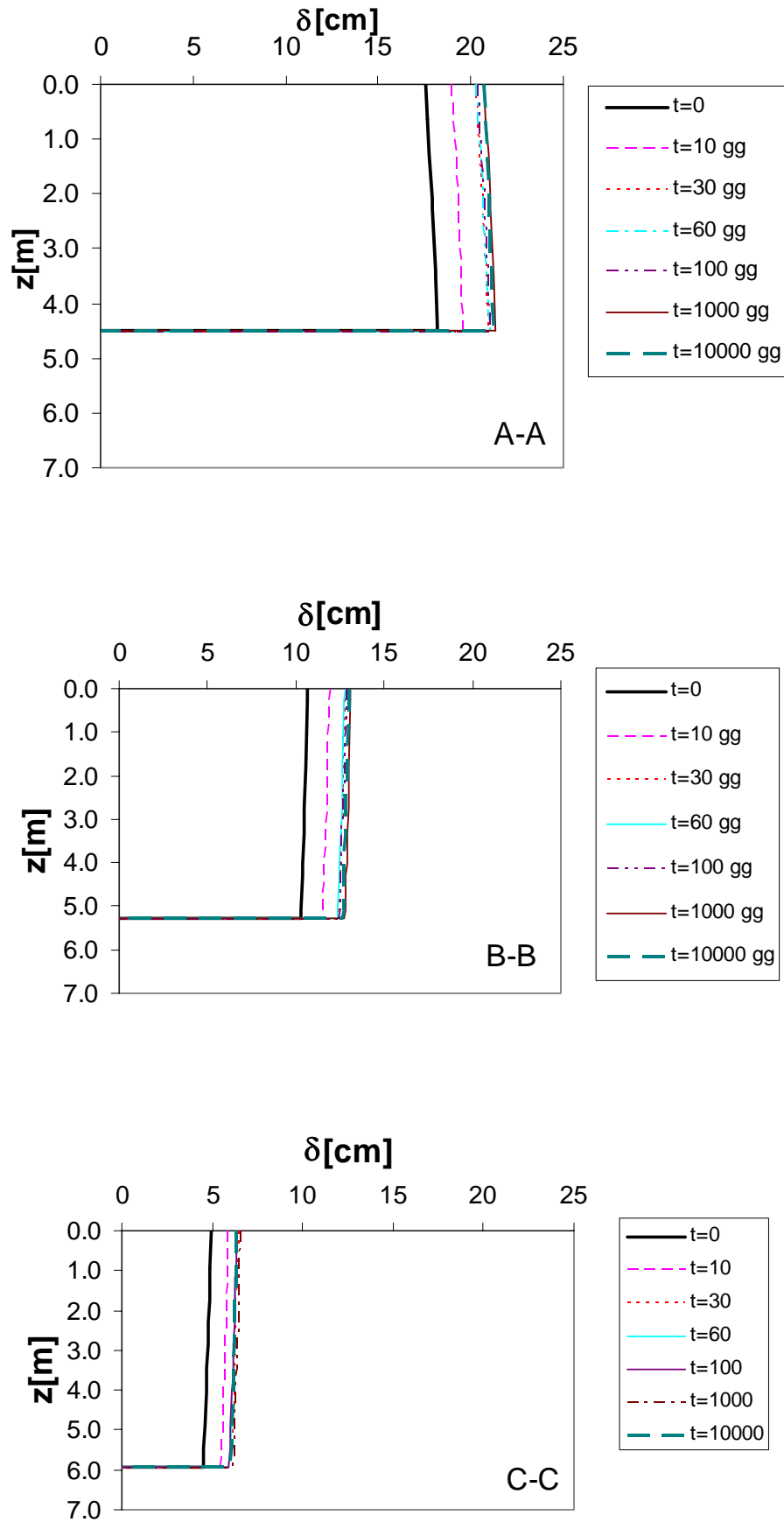


Fig. 6.9. Andamento nel tempo degli spostamenti nelle sez. A-A, B-B, C-C ($E_{colata} = 10$ MPa; $E_{z,di\ tagli} = 5$ MPa; $\phi'_{res} = 13^\circ$)

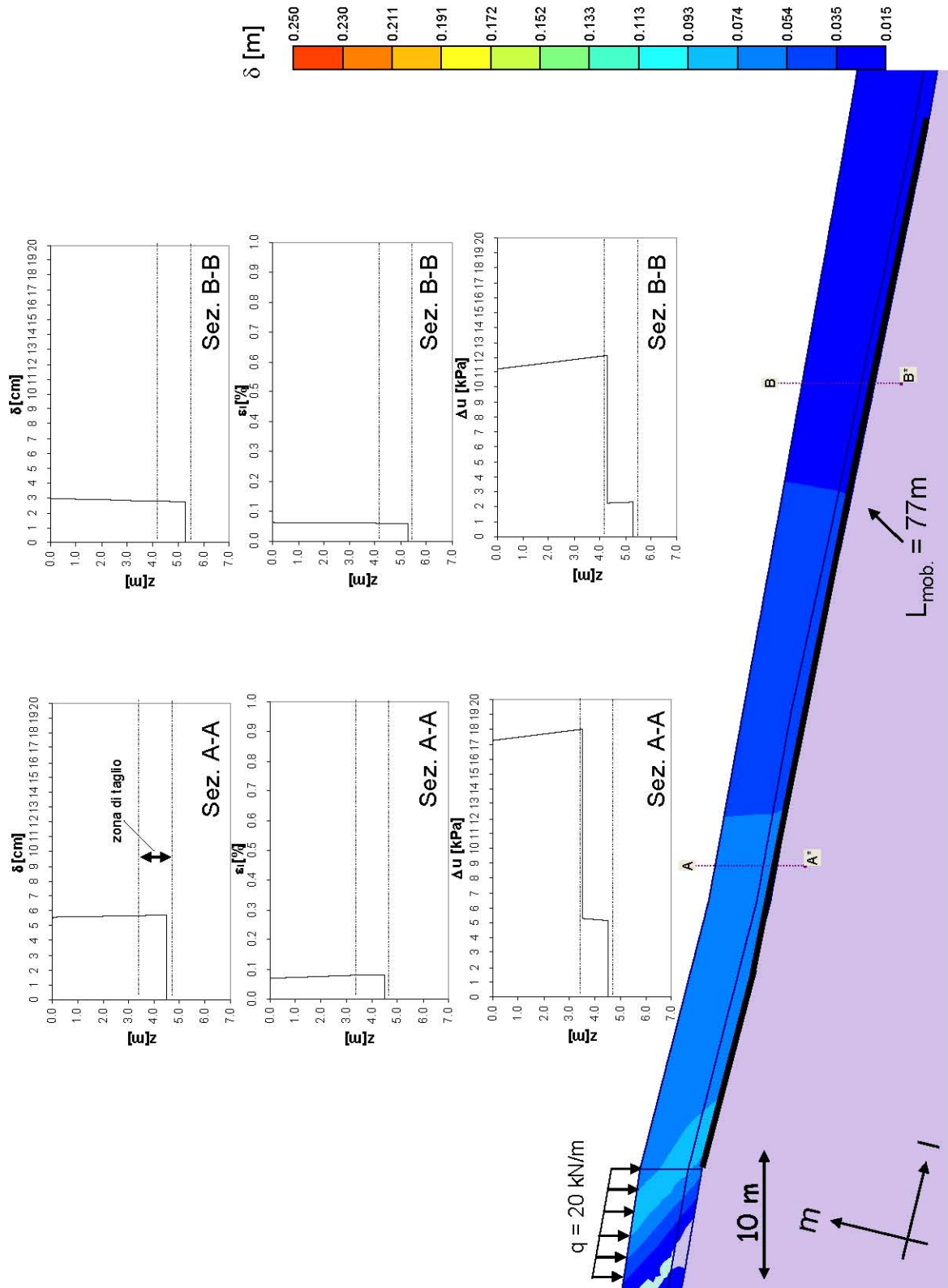
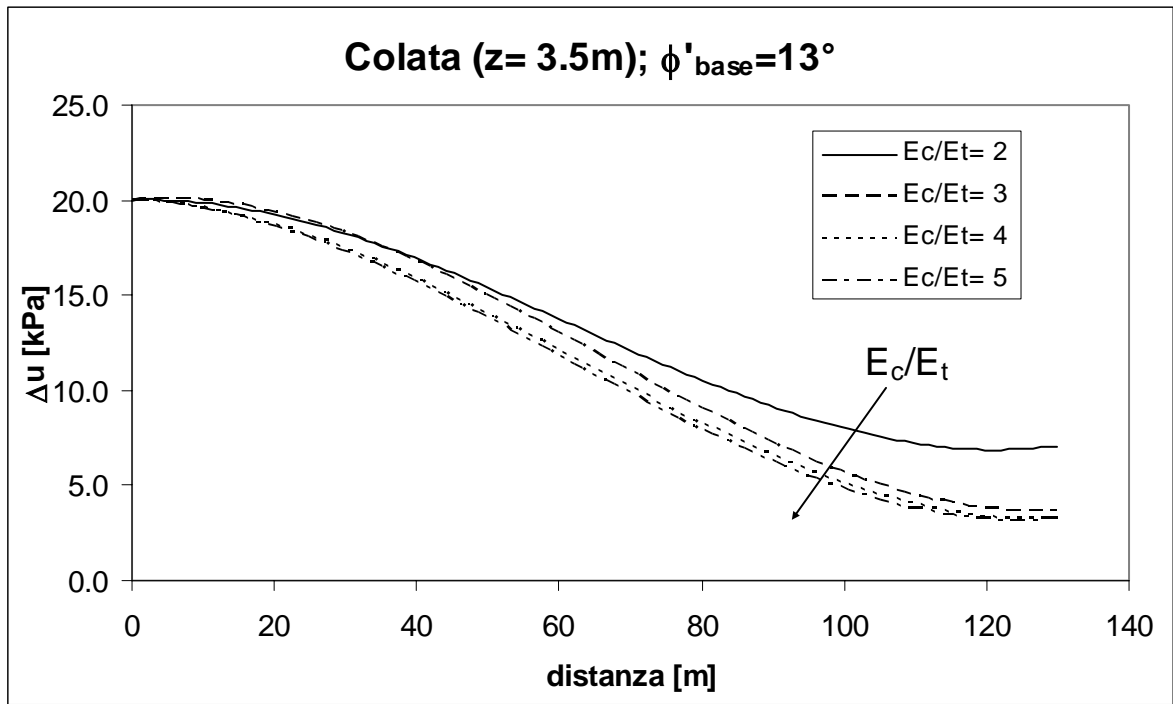
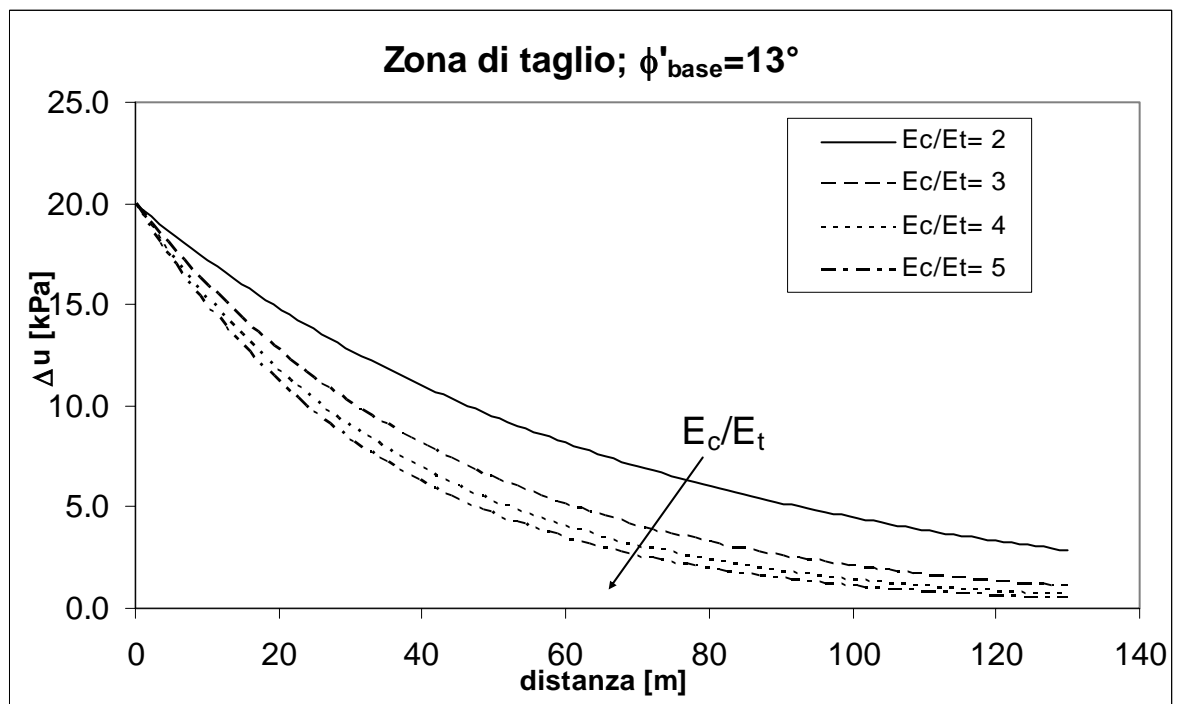


Fig. 6.10. Spostamenti δ , deformazioni longitudinali ϵ_l e sovrappressioni neutre Δu generati al tempo $t = 0$ dall'applicazione di un carico $q = 20 \text{ kN/m}$ ($E_{\text{colata}} = 25 \text{ MPa}$; $E_{z,\text{di taglio}} = 5 \text{ MPa}$; $\phi'_{\text{res}} = 13^\circ$)

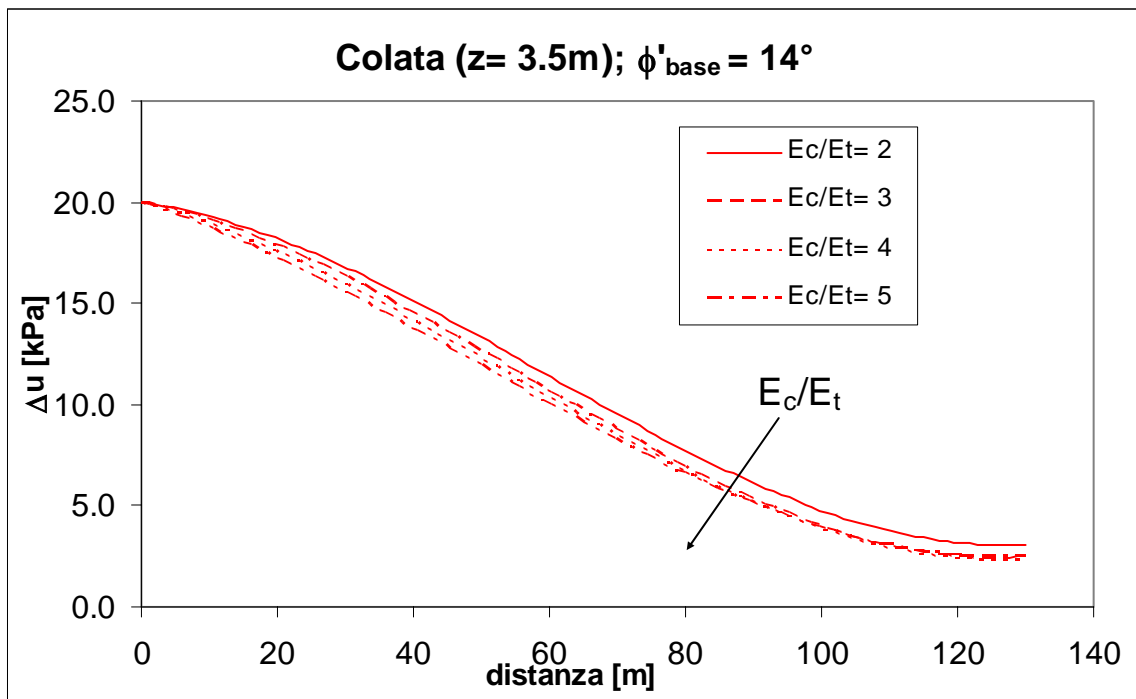


a)

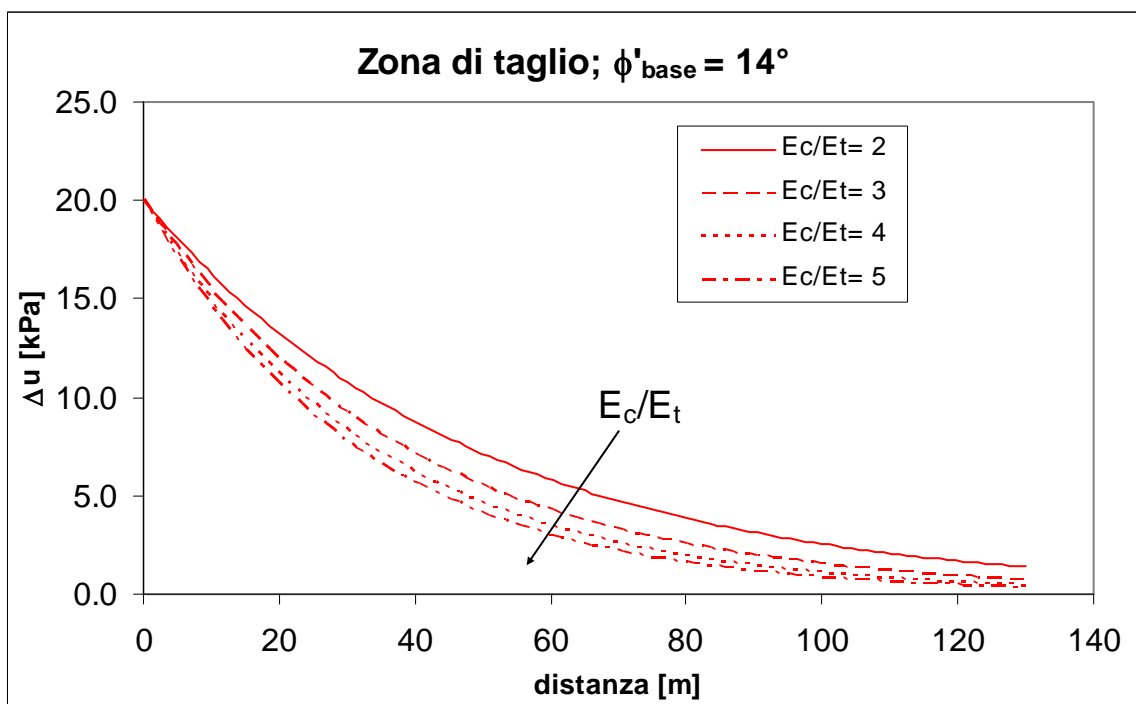


b)

Fig. 6.11. Sovrapressioni neutre nel corpo di frana (a) e nella zona di taglio (b) in funzione della distanza dalla sezione di applicazione del carico e del rapporto tra i moduli elastici dei terreni ($\phi'_{base} = 13^\circ$)

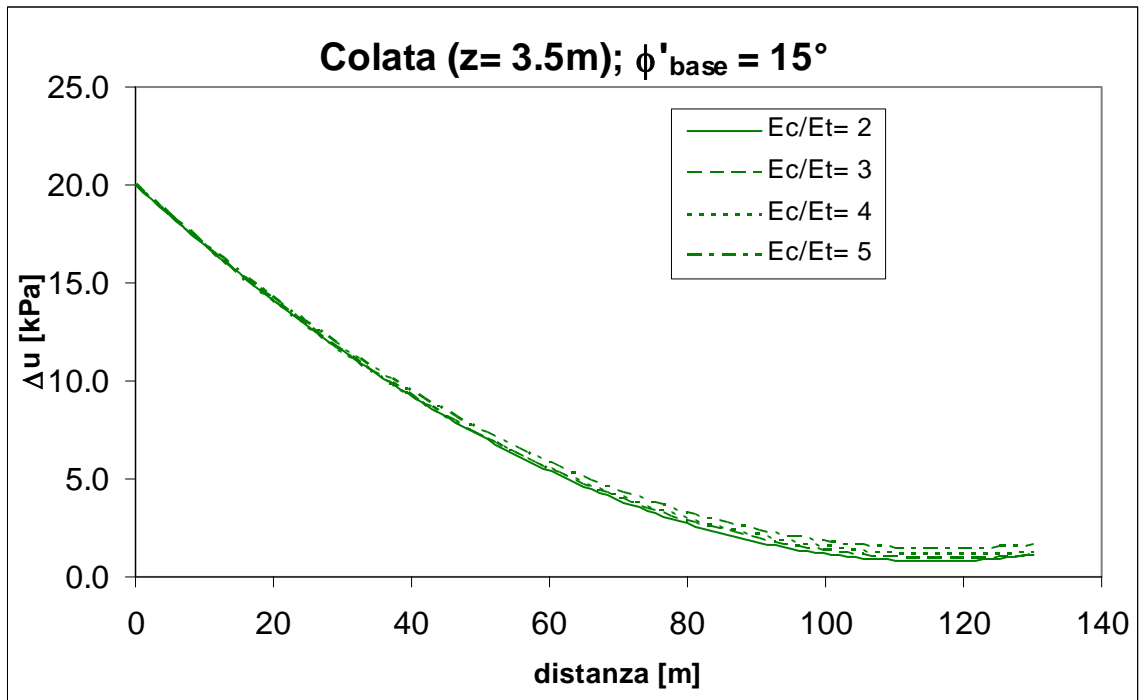


a)

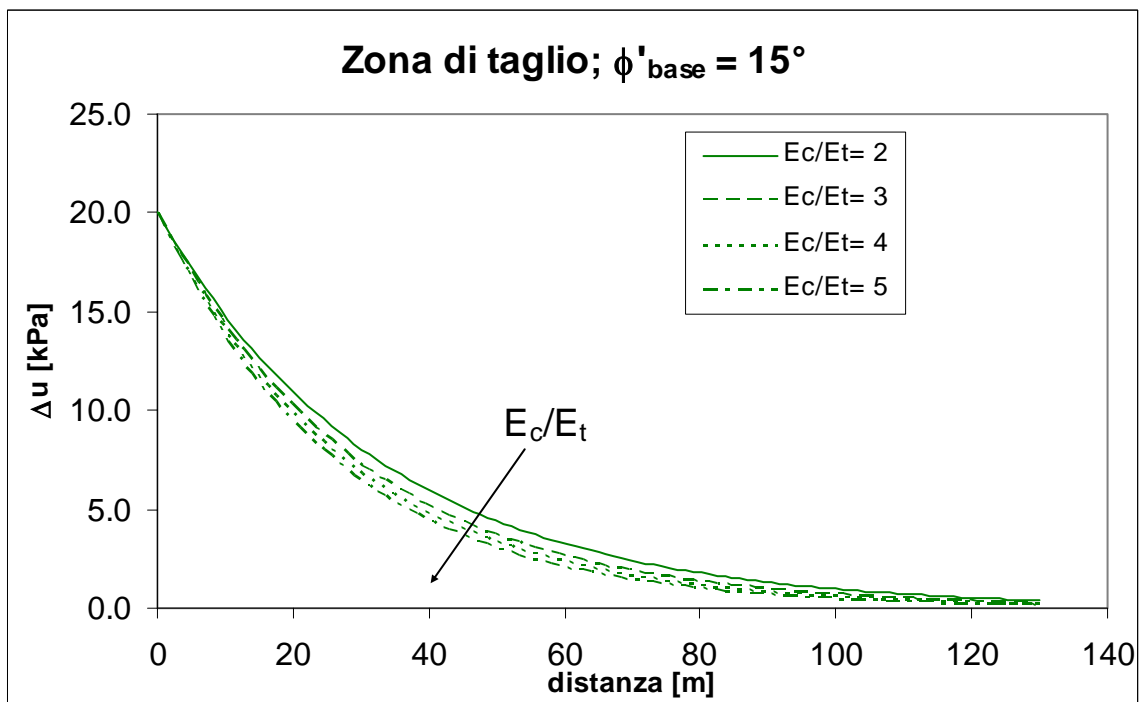


b)

Fig. 6.12. Sovrappressioni neutre nel corpo di frana (a) e nella zona di taglio (b) in funzione della distanza dalla sezione di applicazione del carico e del rapporto tra i moduli elastici dei terreni ($\phi'_{base} = 14^\circ$)



a)



b)

Fig. 6.13. Sovrapressioni neutre nel corpo di frana (a) e nella zona di taglio (b) in funzione della distanza dalla sezione di applicazione del carico e del rapporto tra i moduli elastici dei terreni ($\phi'_{base} = 15^\circ$)

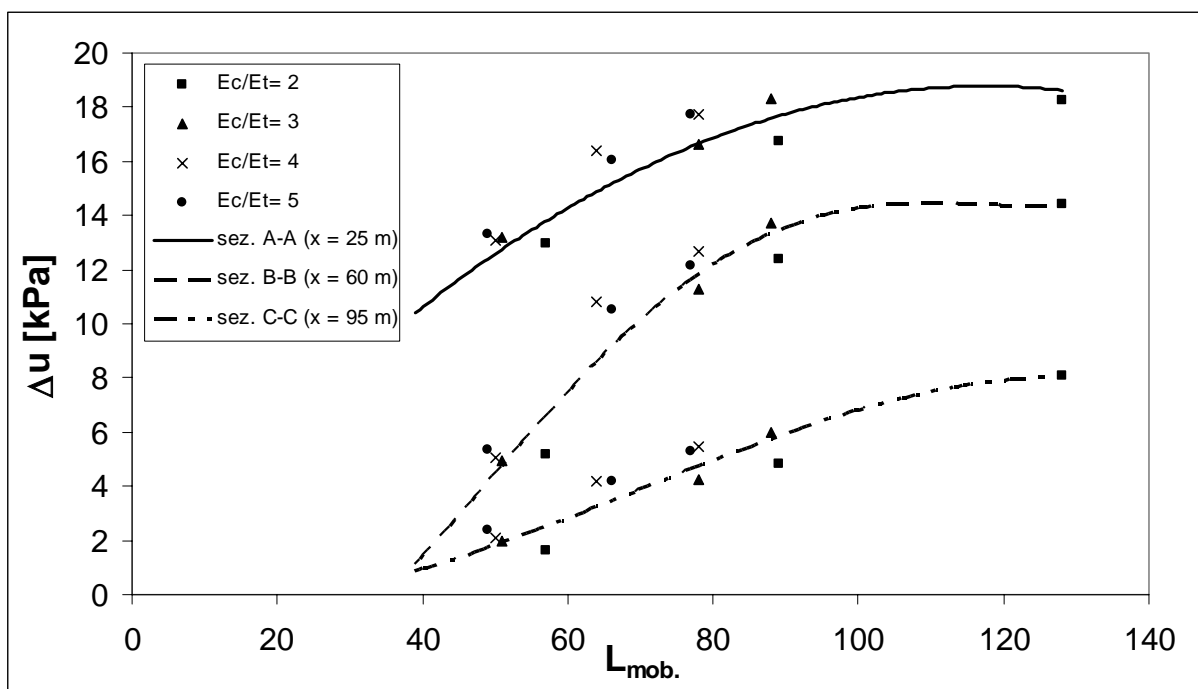


Fig. 6.14. Sovrapressioni neutre nel corpo di frana (profondità $z=3.5$ m), in funzione dell'estensione della superficie di scorrimento e della distanza dalla sezione di applicazione del carico

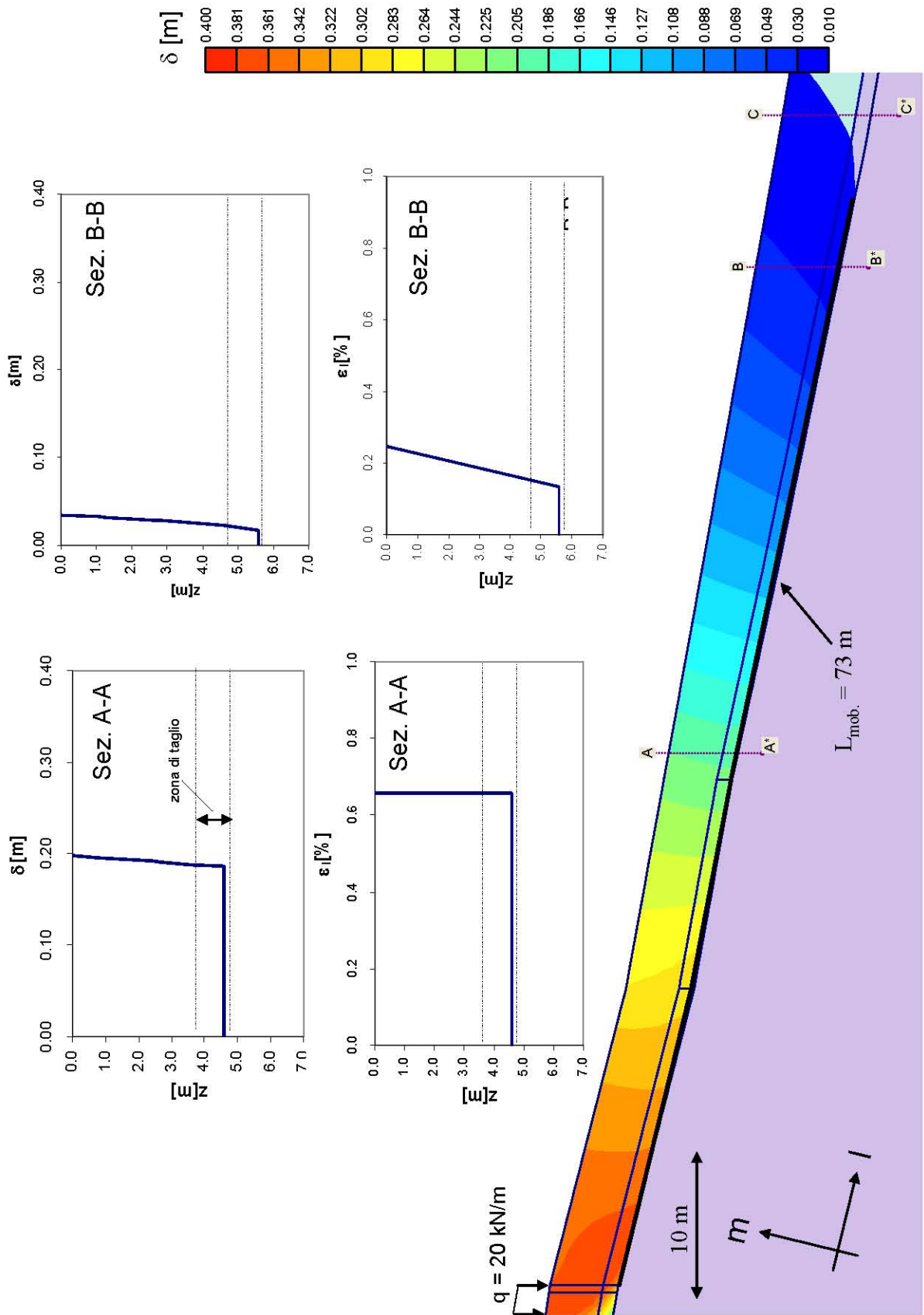


Fig. 6.15. Spostamenti δ e deformazioni longitudinali ϵ_l generati al tempo $t = 0$ dall'applicazione di un carico $q = 20 \text{ kN/m}$

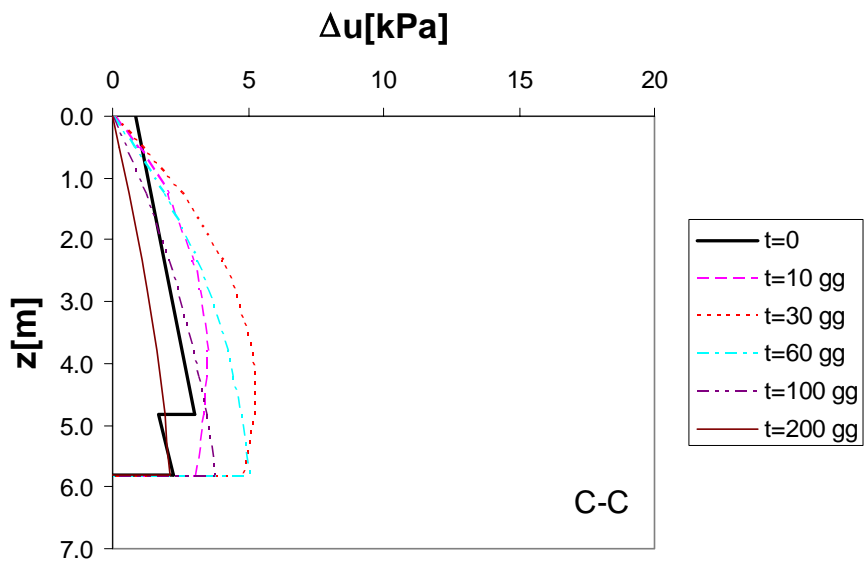
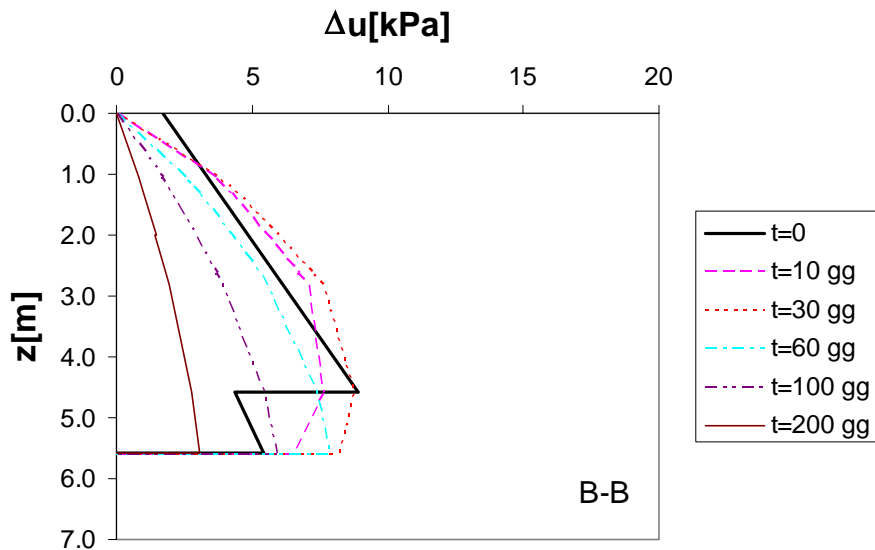
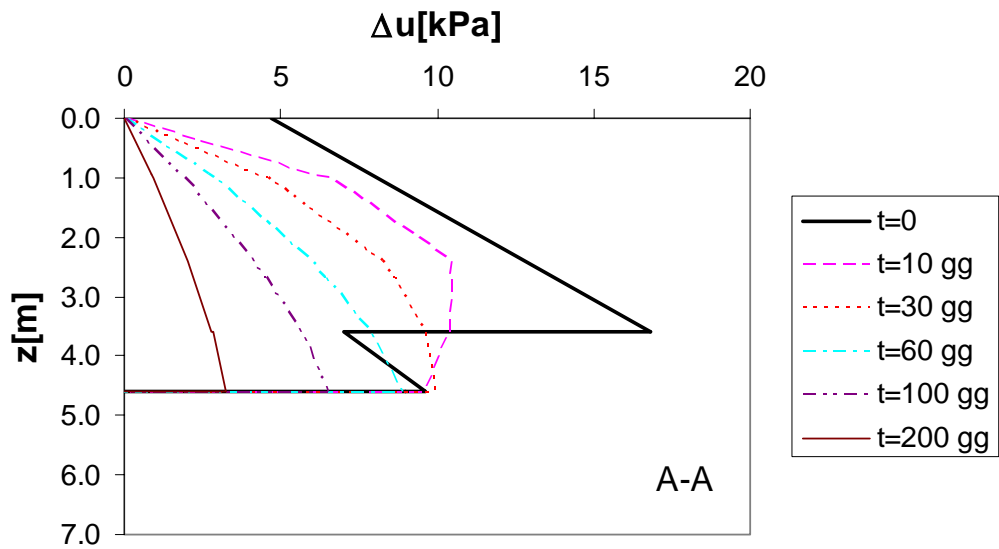


Fig. 6.16. Sovrapressioni neutre: andamento delle isocrone

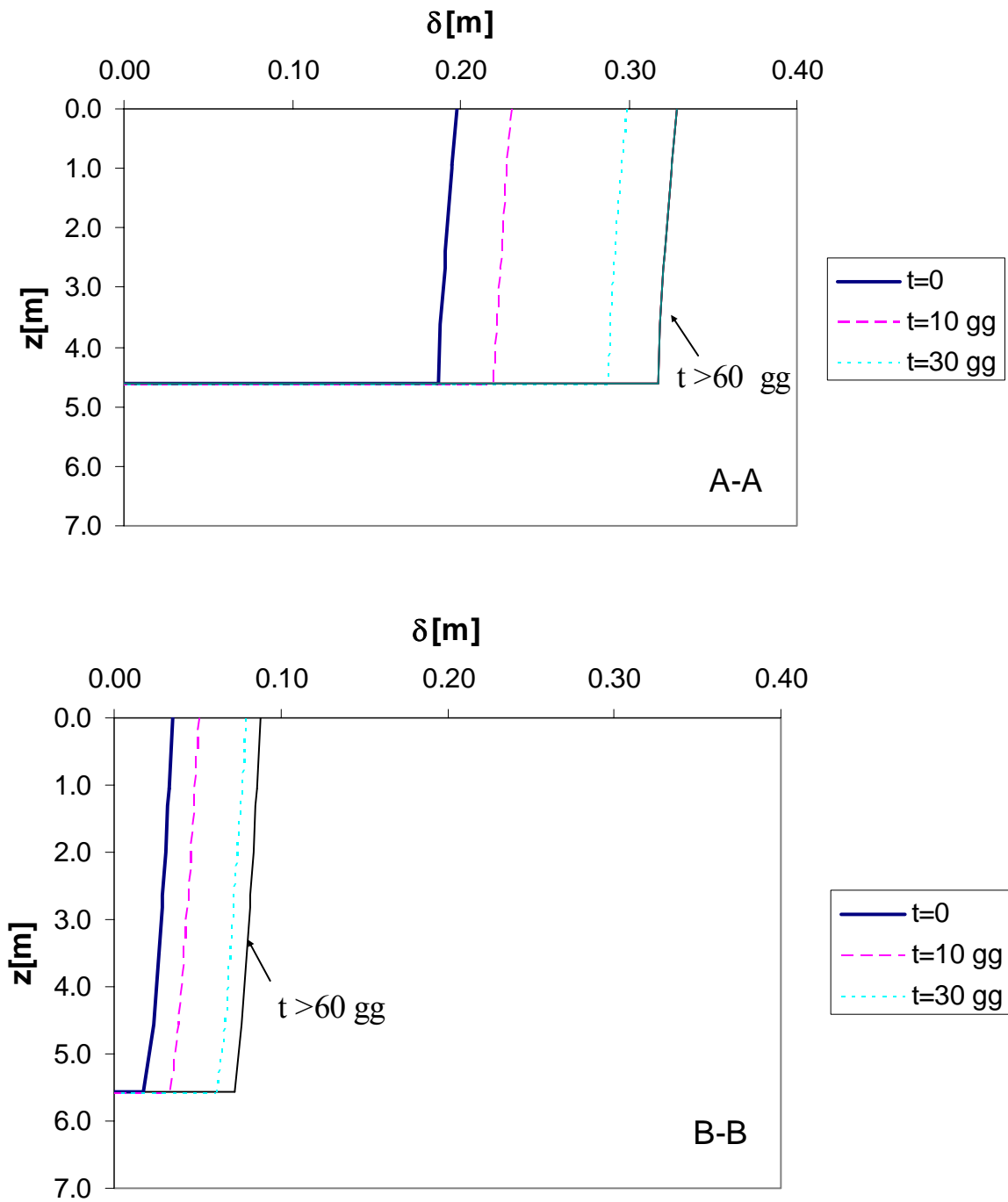


Fig. 6.17. Andamento nel tempo degli spostamenti

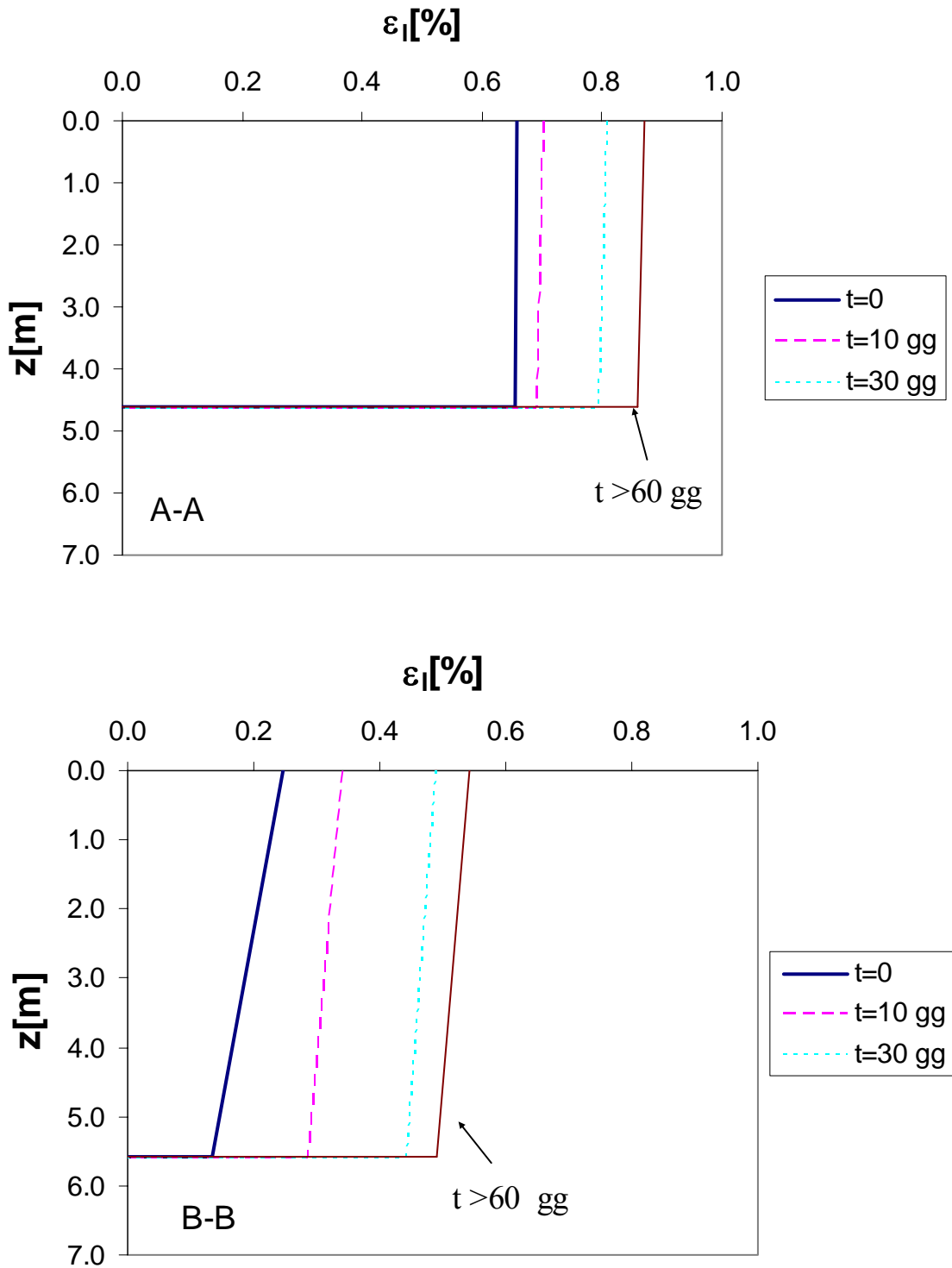


Fig. 6.18. Andamento nel tempo delle deformazioni assiali

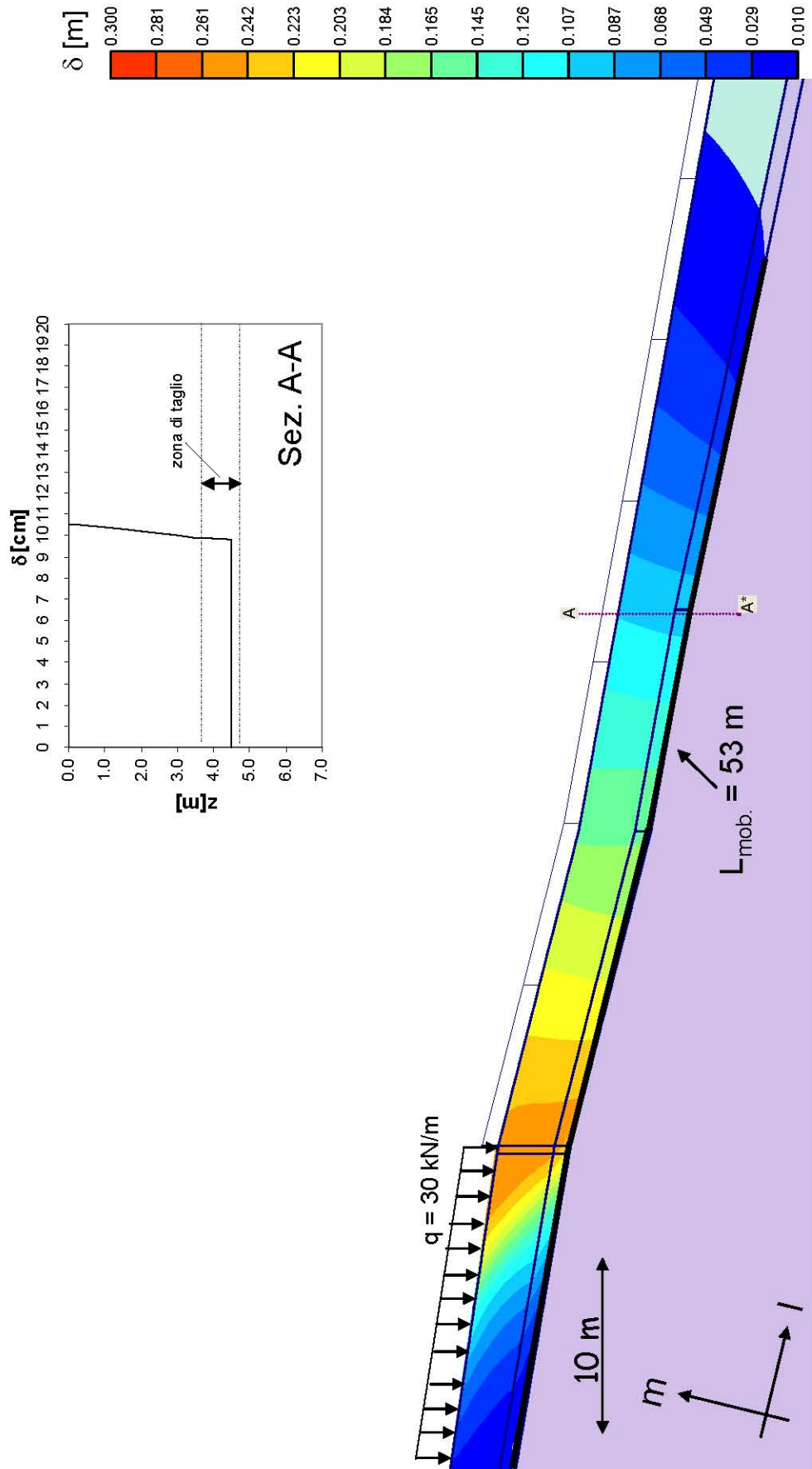


Fig. 6.19. Sovraccarico in movimento ($q = 30$ kN/m): spostamenti δ generati al tempo $t = 0$

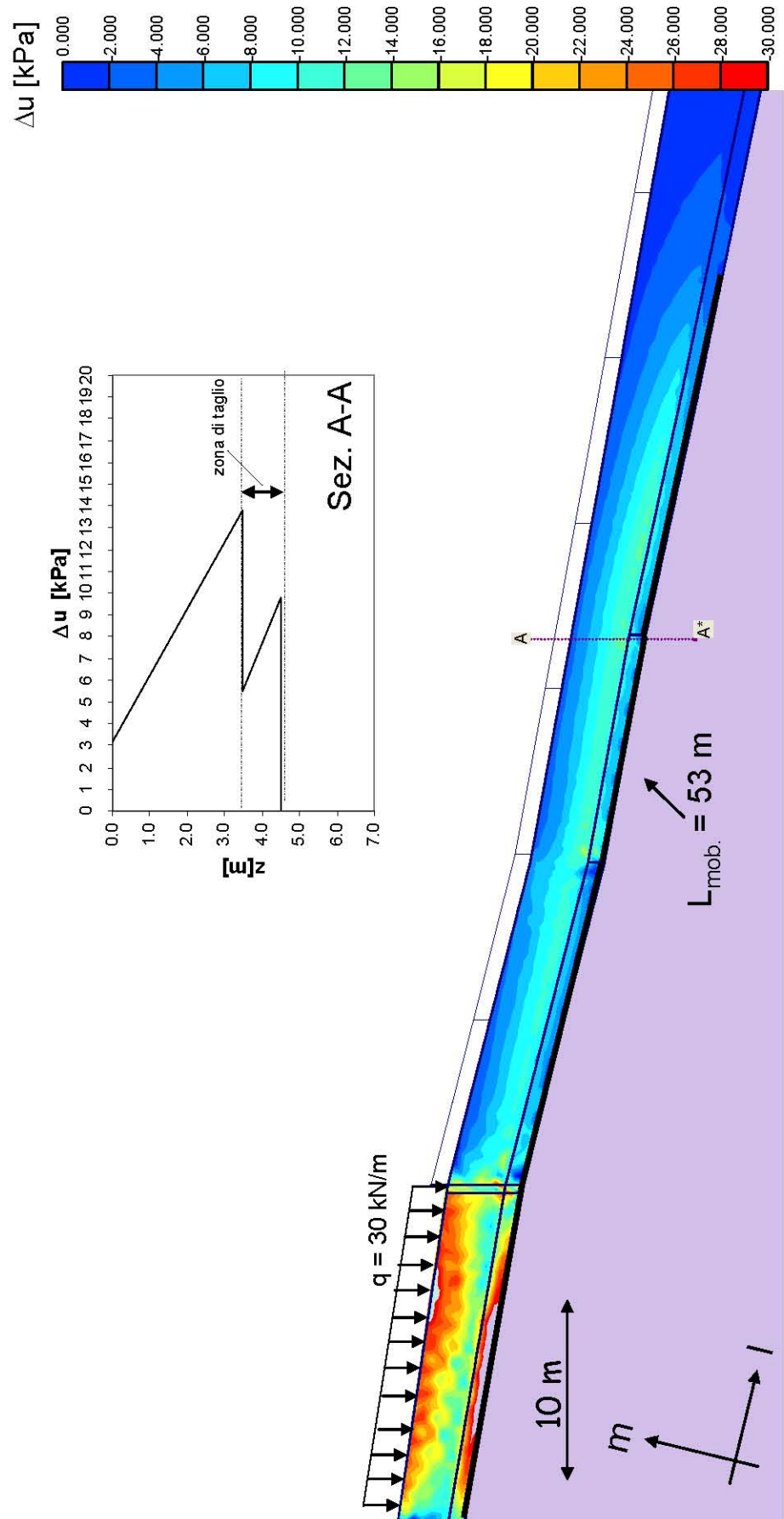


Fig. 6.20. Sovraccarico in movimento ($q = 30 \text{ kN/m}$): sovrappressioni neutre indotte al tempo $t = 0$

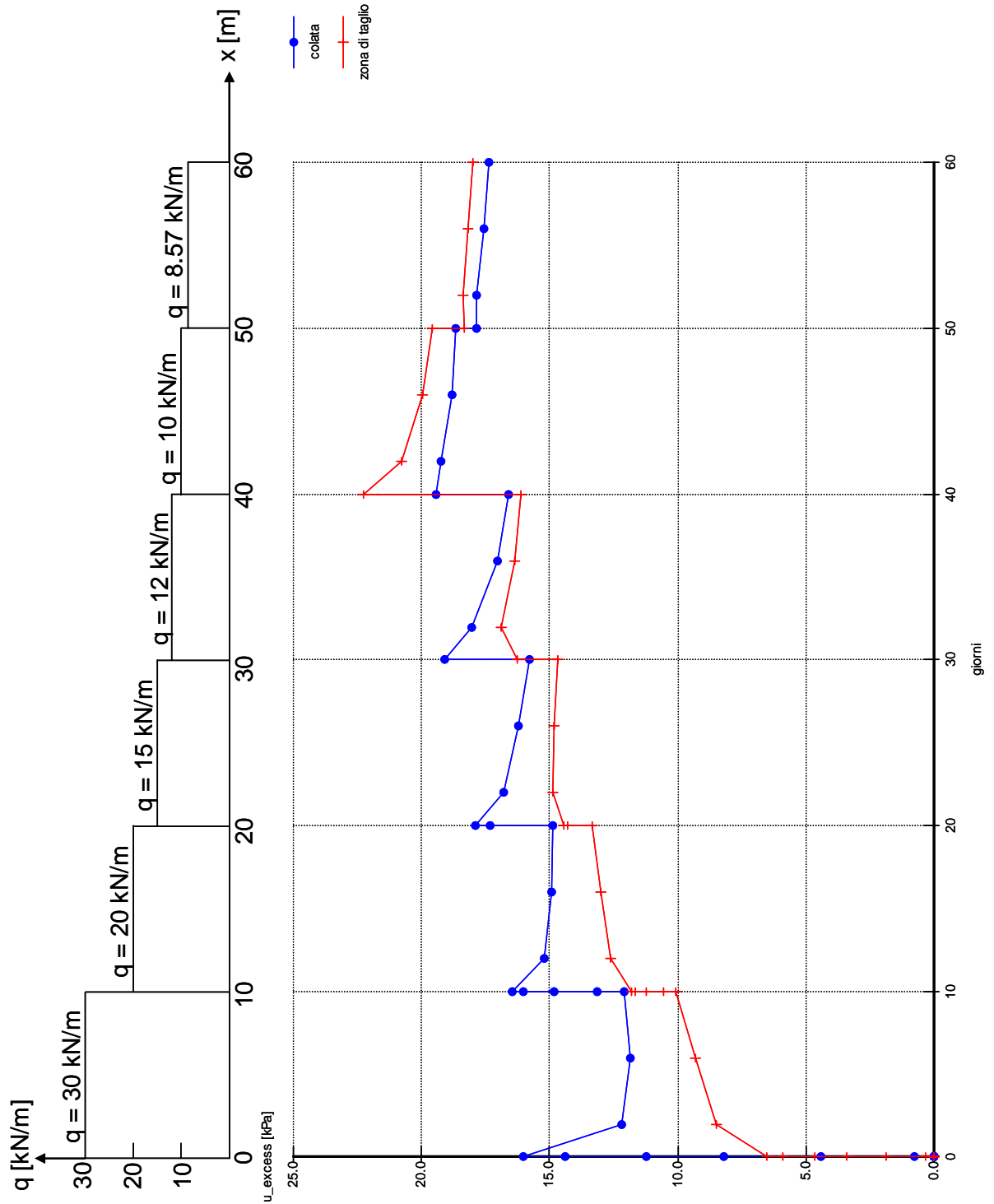


Fig. 6.21. Sovraccarico in movimento: diagramma spazio-temporale di carico ed andamento nel tempo delle sovrappressioni neutre in un punto del corpo di frana ($z = 3$ m) ed in punto della zona di taglio ($z = 4$ m) appartenenti alla sez. A-A

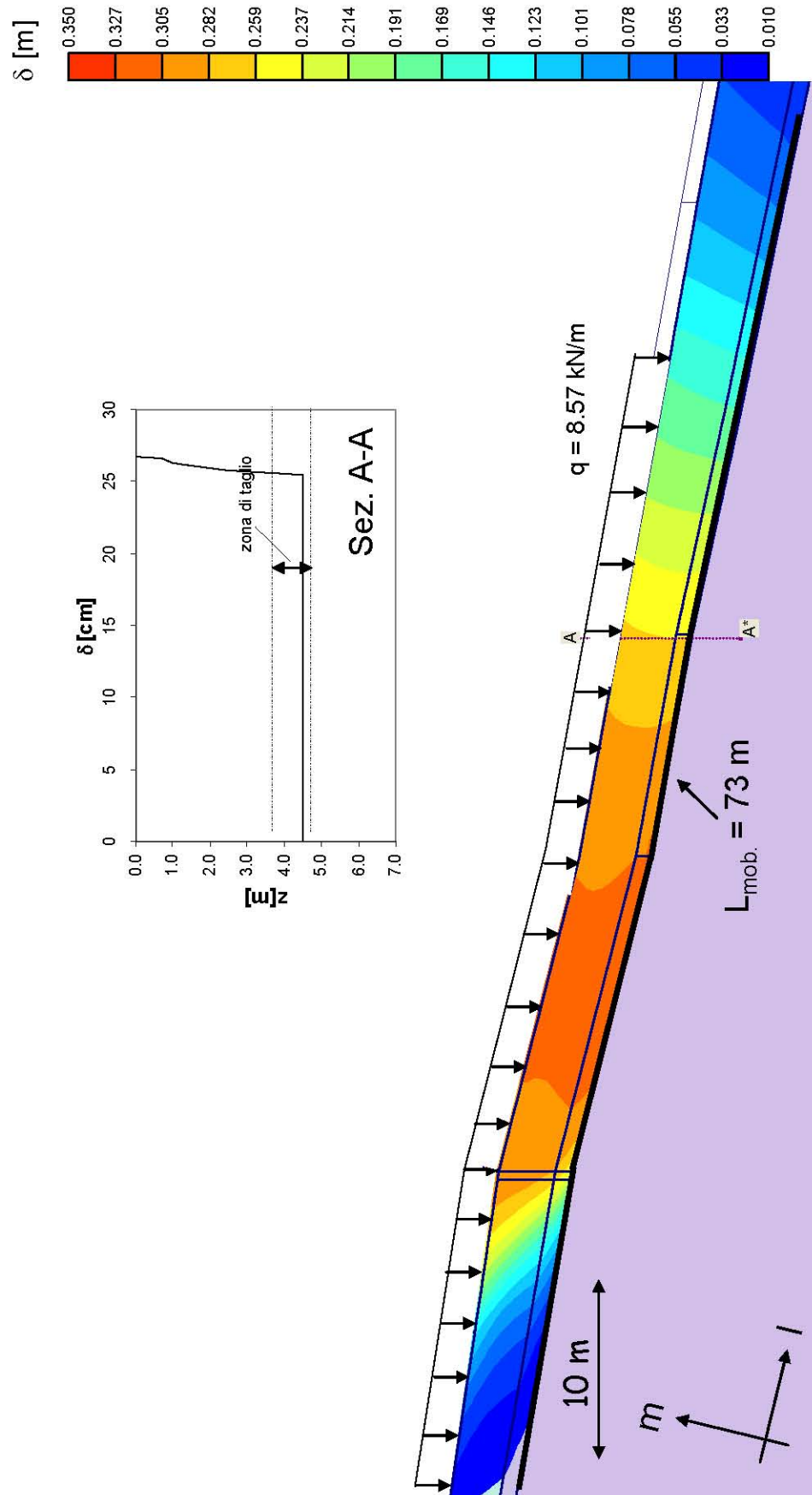


Fig. 6.22. Sovraccarico in movimento: spostamenti δ generati dall'avanzamento di 50 m della lingua di terreno

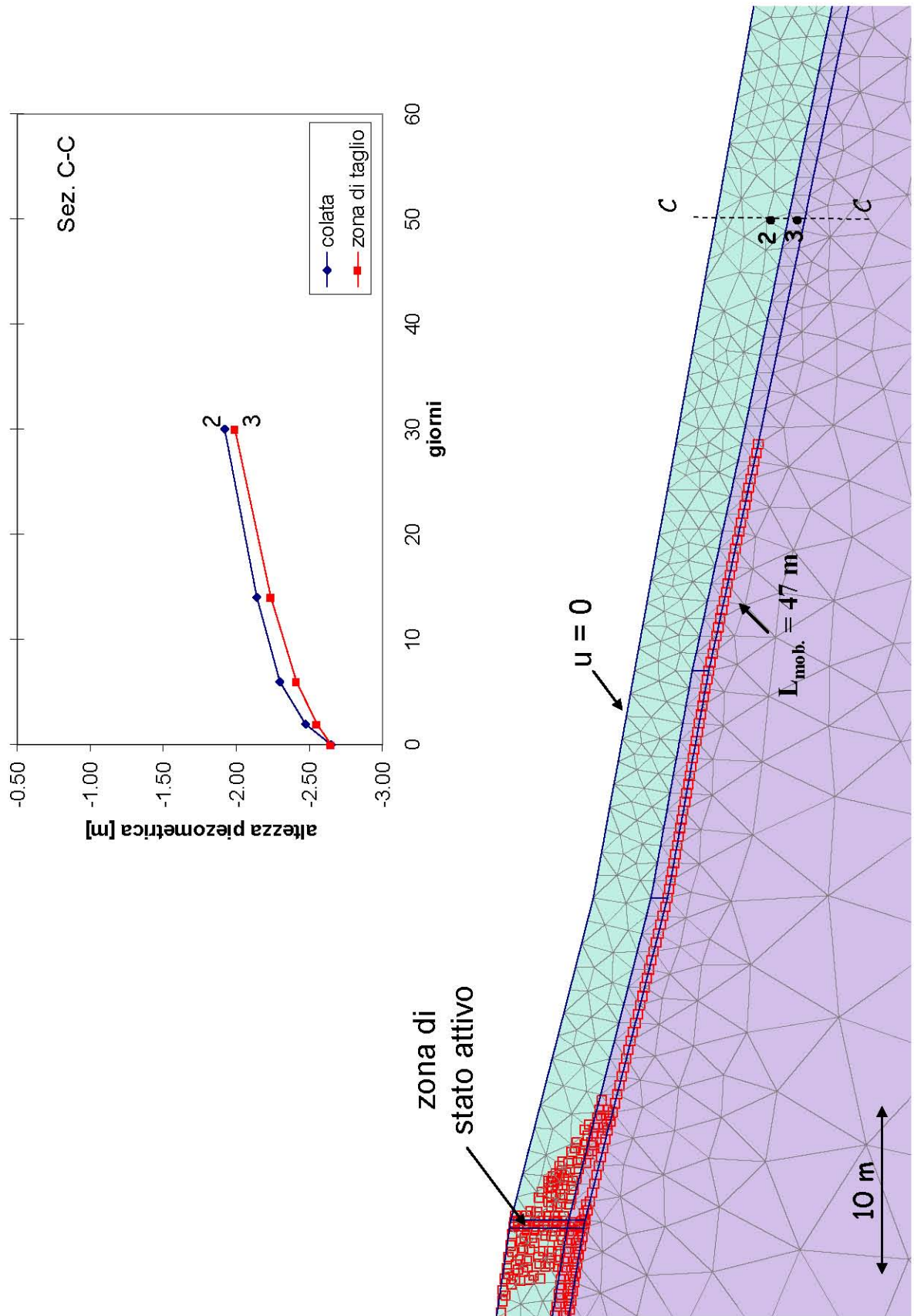


Fig. 6.23. Stato del pendio dopo 30 giorni di rigonfiamento

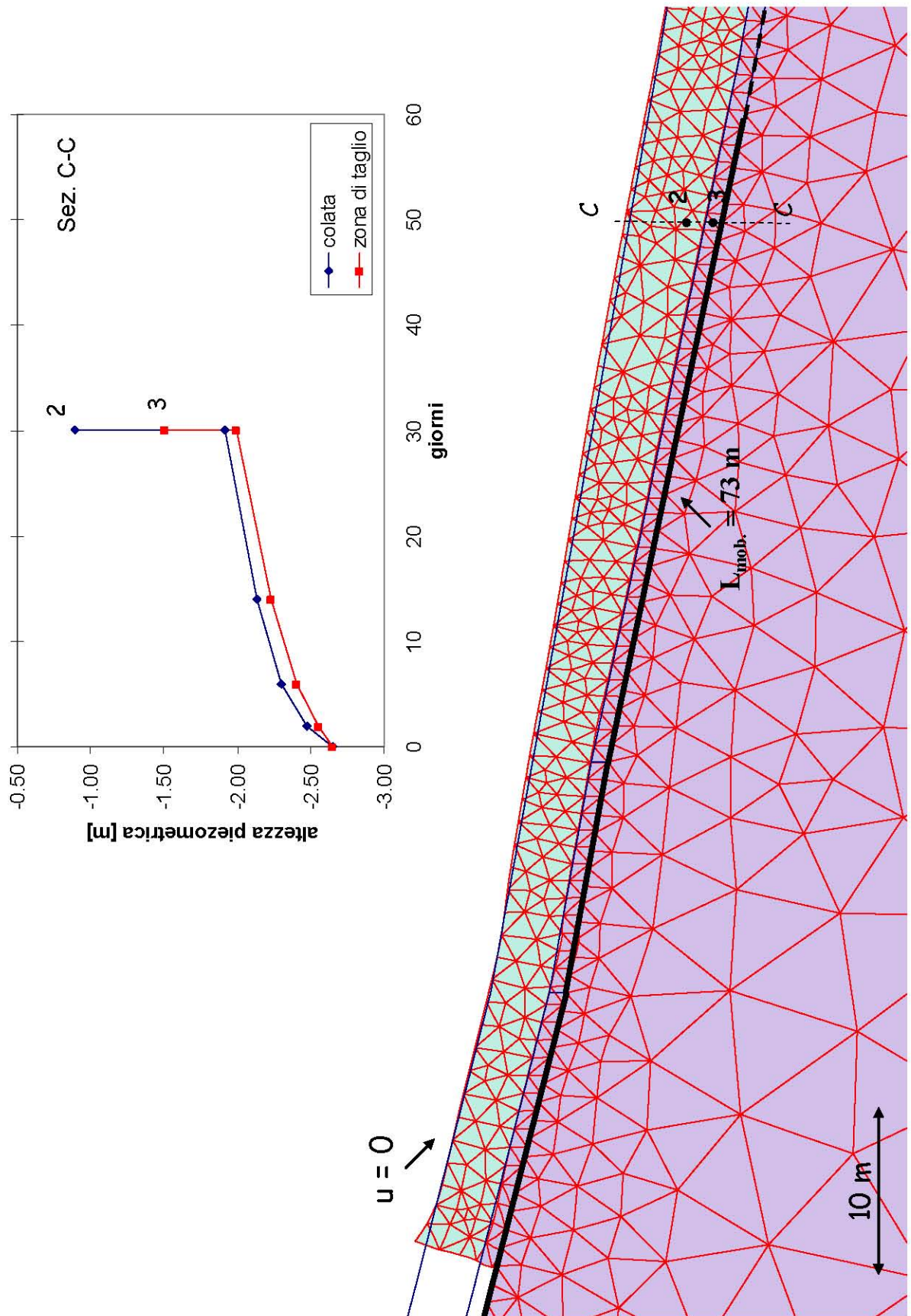


Fig. 6.24. Deformata del reticolo (scala 20:1) e sovrappressioni neutre in due punti della sez. C-C per effetto della sconnessione

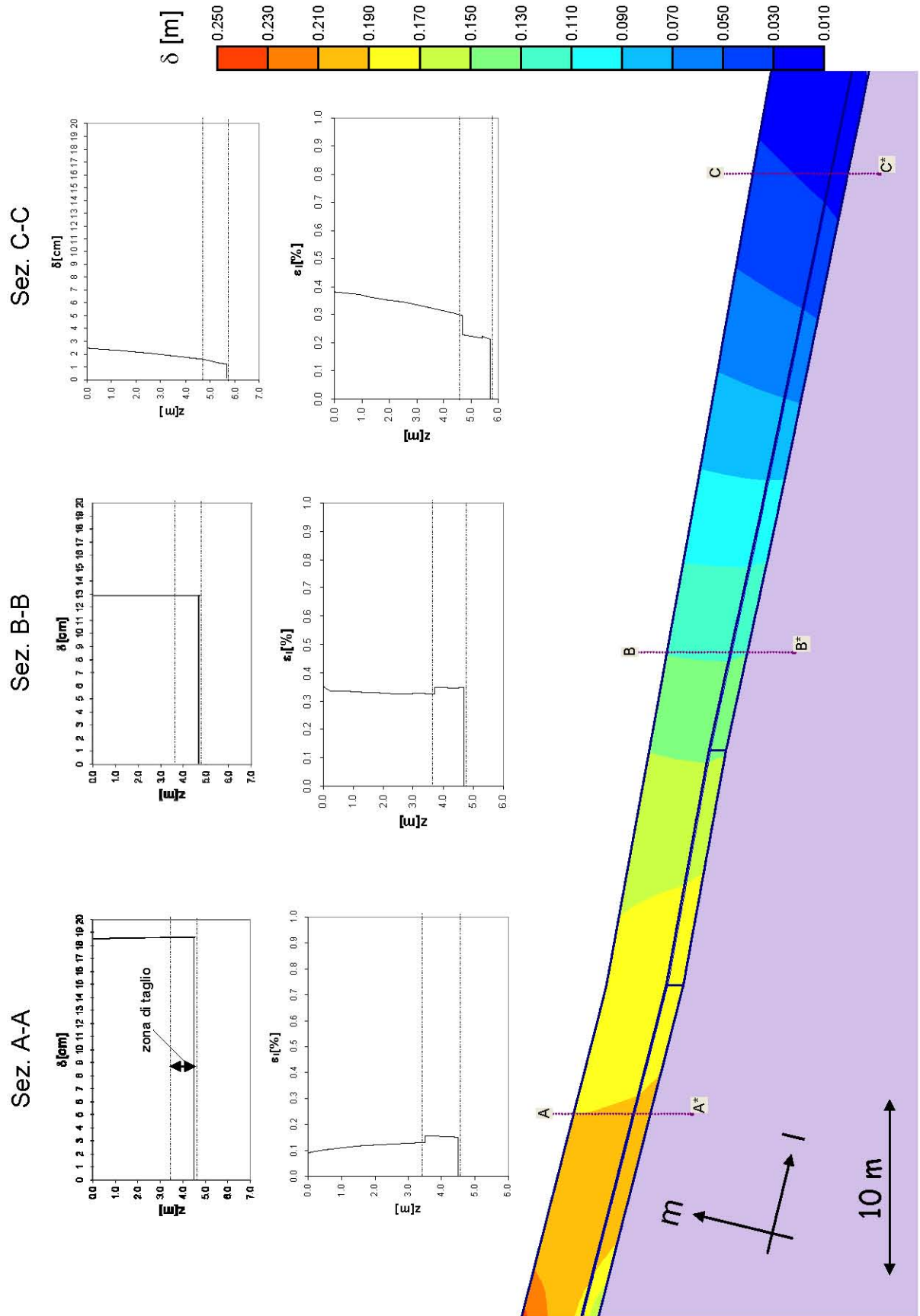


Fig. 6.25. Spostamenti e deformazioni longitudinali lungo il pendio per effetto della sconnesione

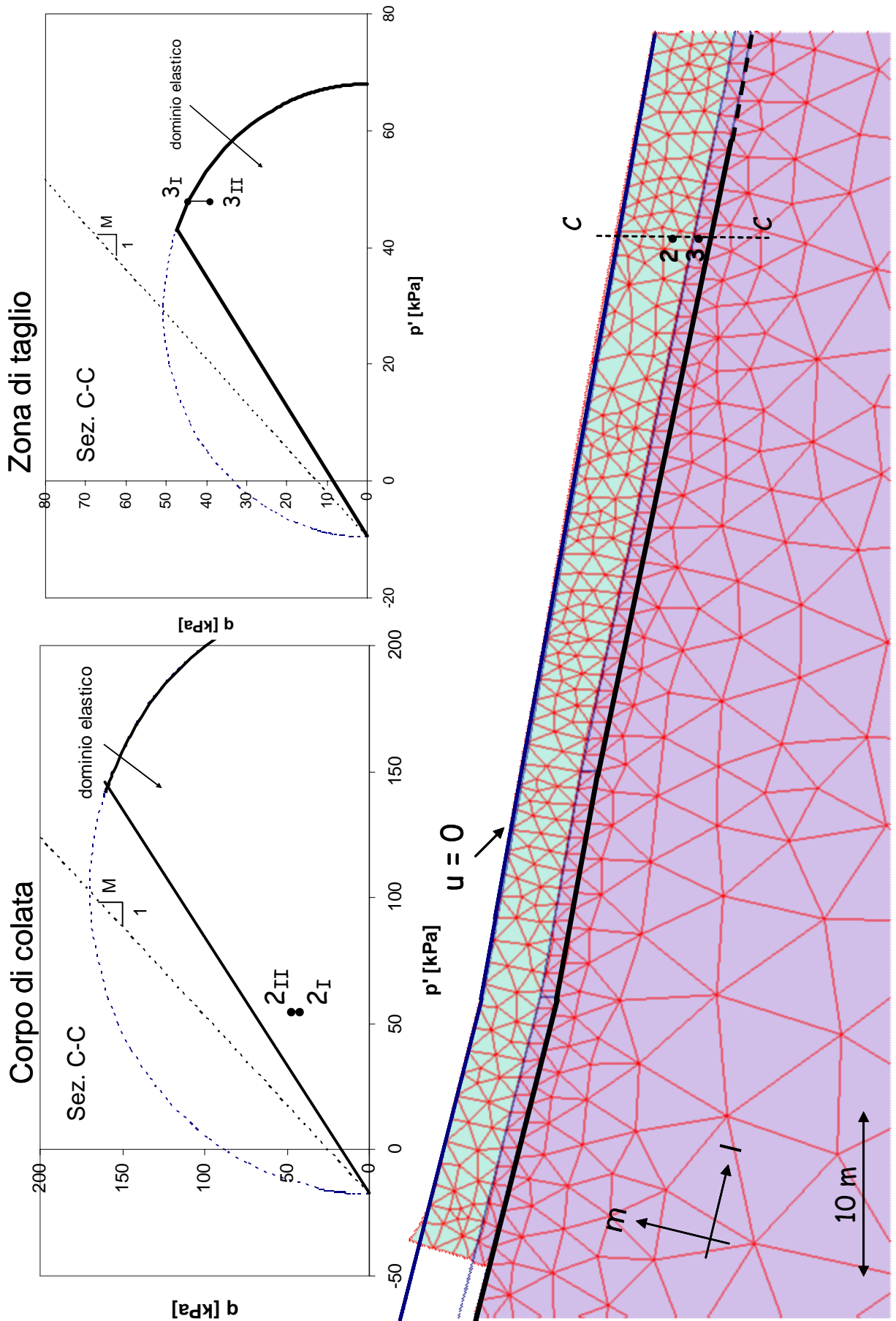


Fig. 6.26. Percorsi di sollecitazione nel punto 2 del corpo di colata ($z = 4.0$ m) e nel punto 3 della zona di taglio ($z = 5.0$ m) appartenenti alla sez. C-C

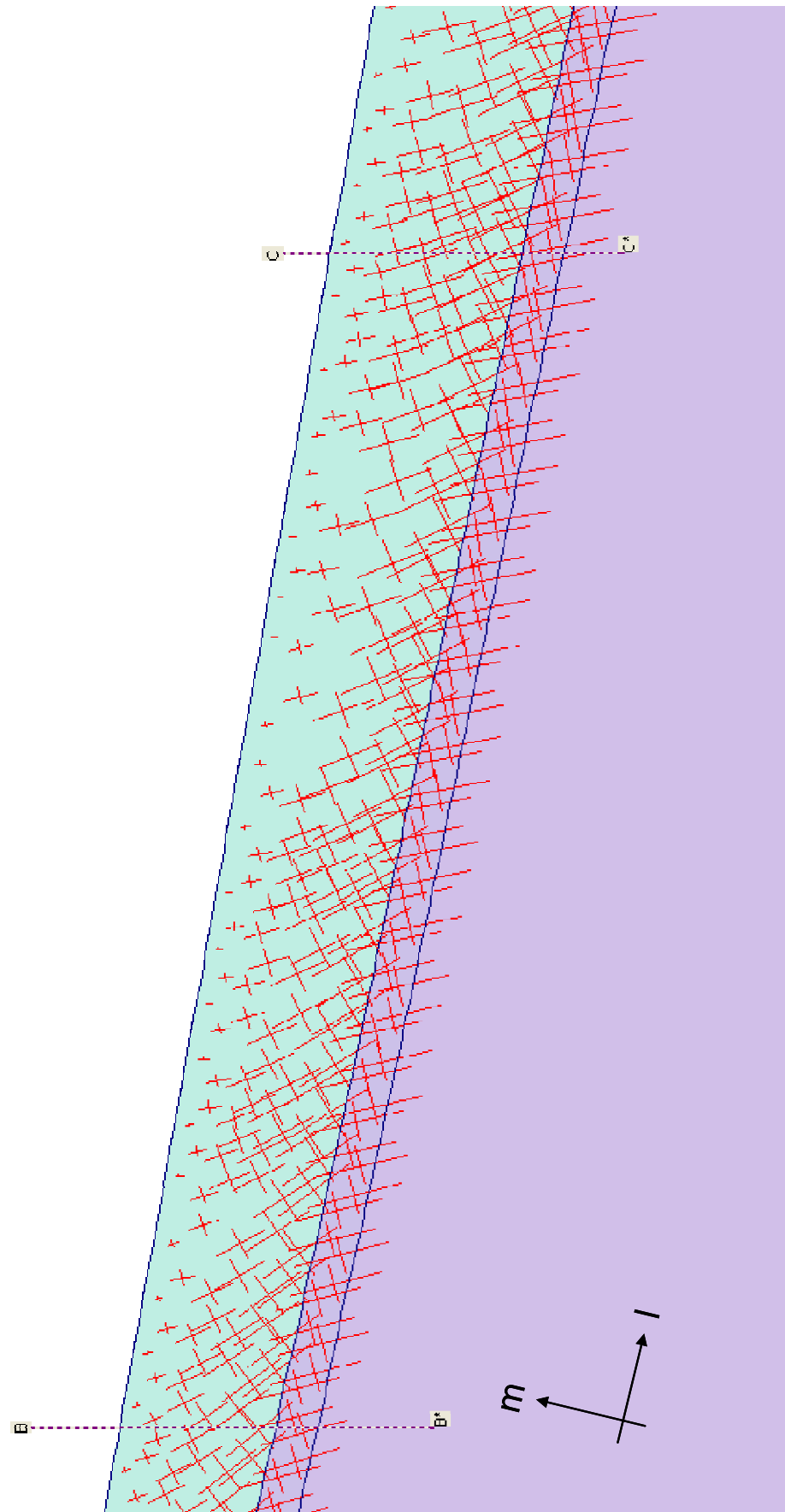


Fig. 6.27. Direzioni principali di tensione in condizioni iniziali

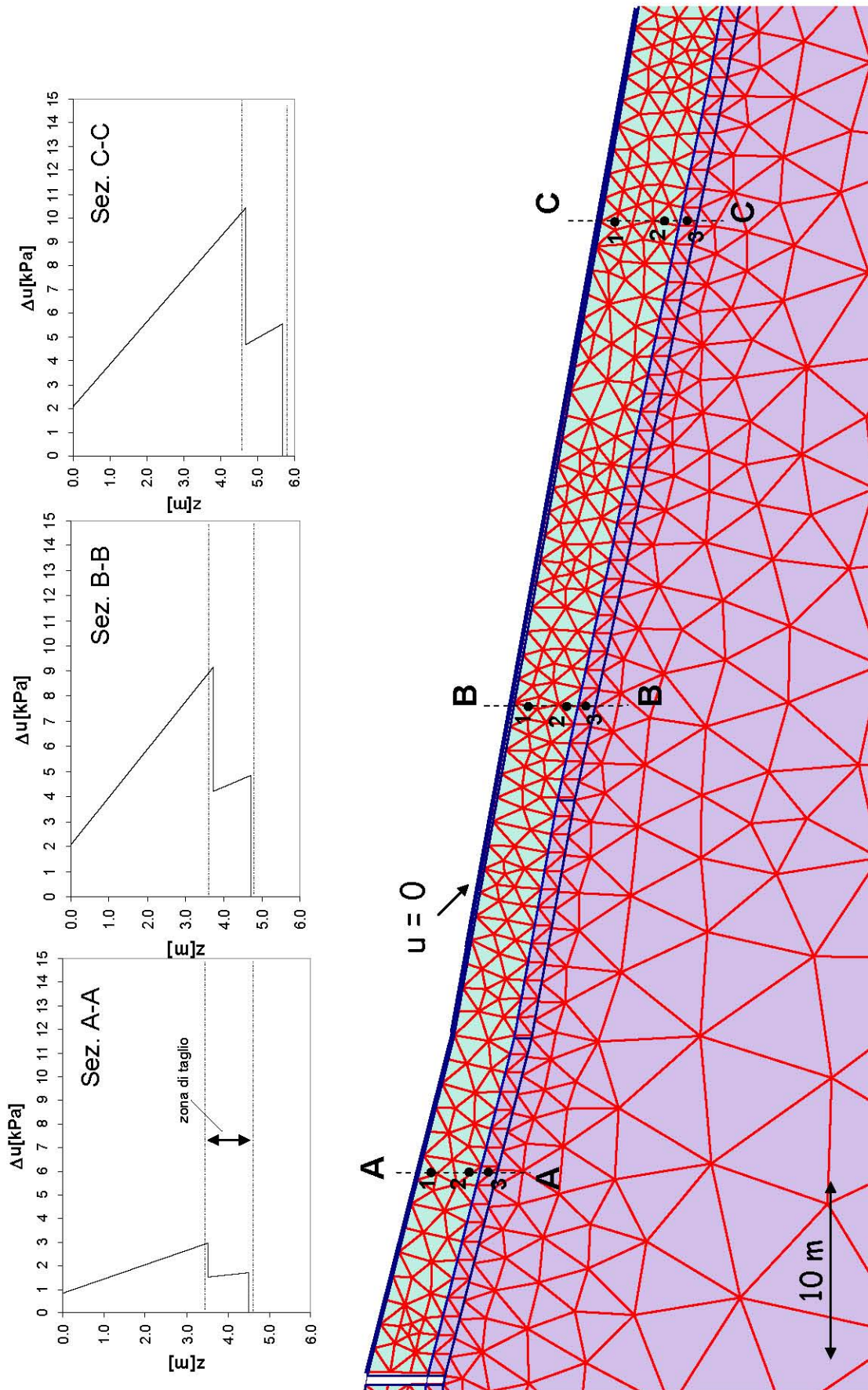


Fig. 6.28. Sovrapressioni neutre lungo il pendio causate dalla sconnessione

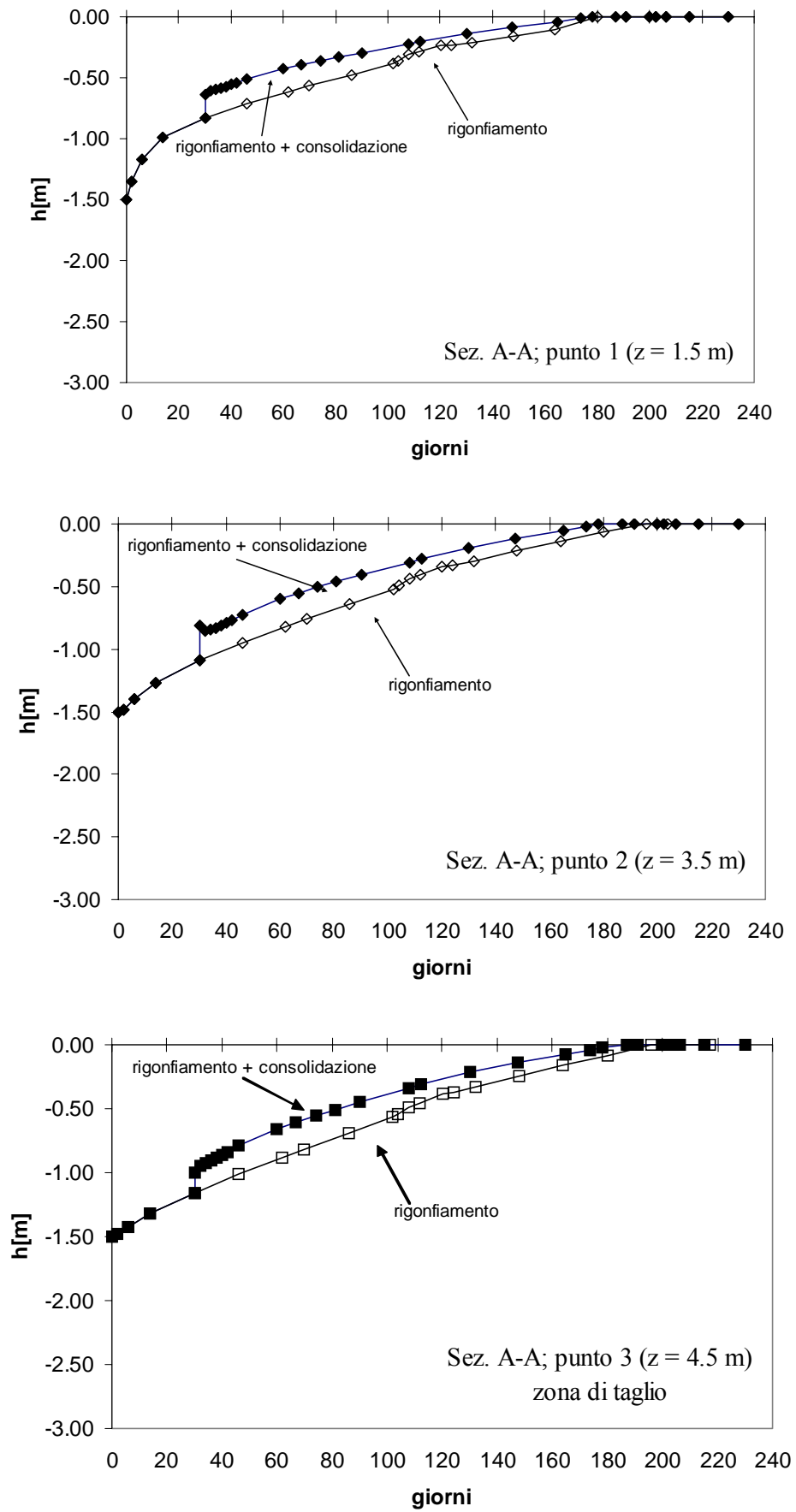


Fig. 6.29. Andamento piezometrico nella sez. A-A

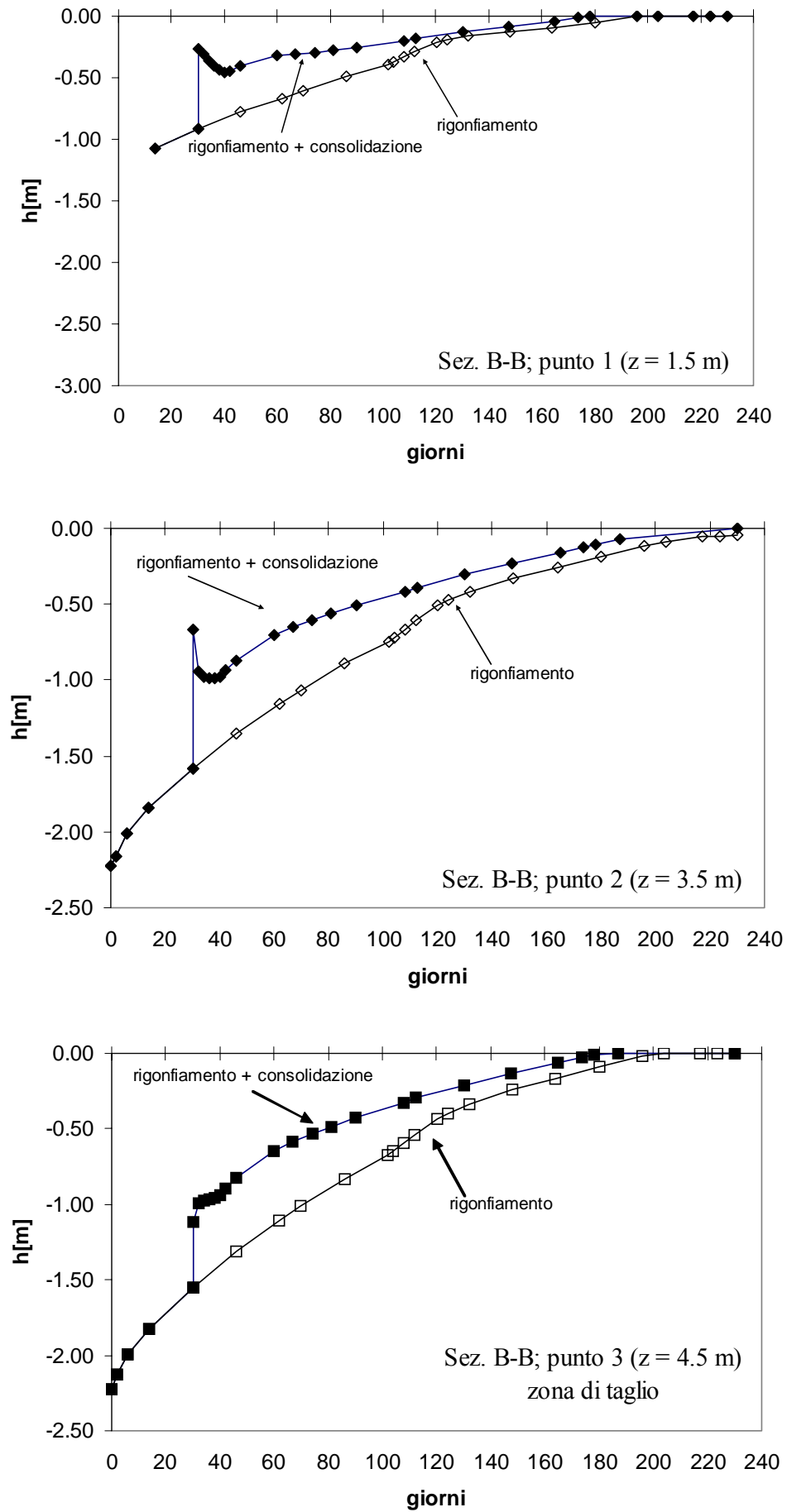


Fig. 6.30. Andamento piezometrico nella sez. B-B

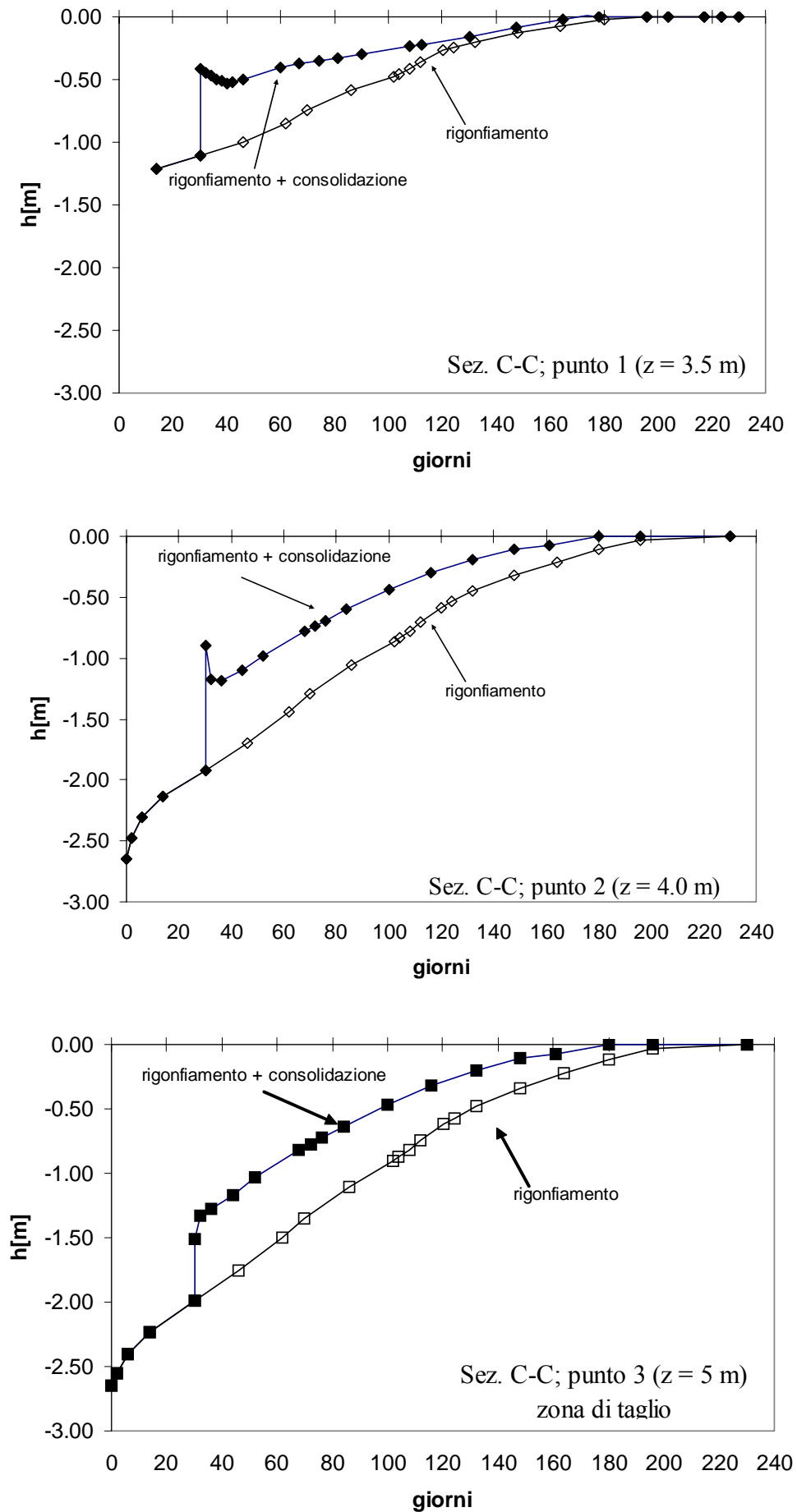


Fig. 6.31. Andamento piezometrico nella sez. C-C

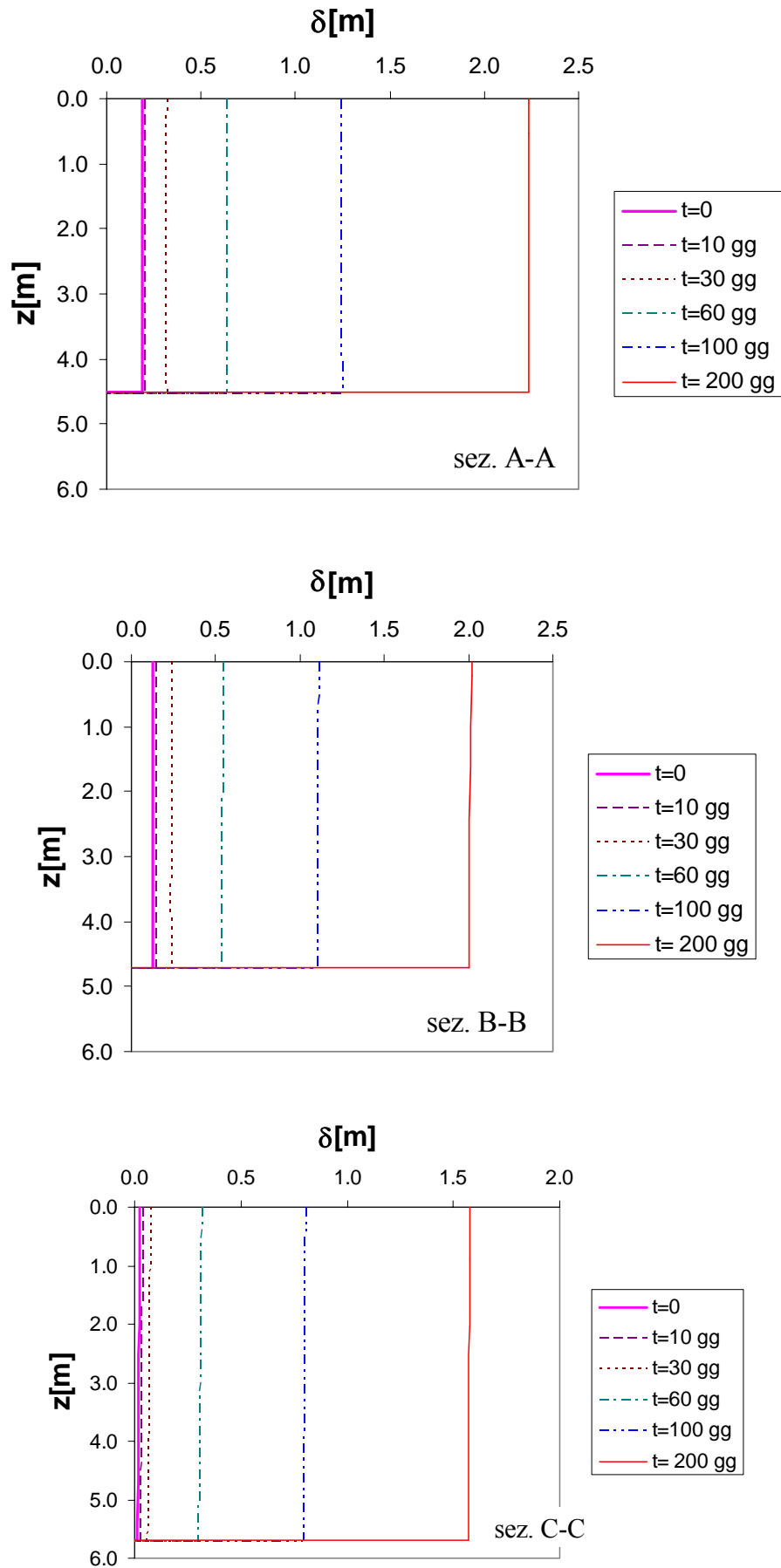


Fig. 6.32. Andamento nel tempo degli spostamenti

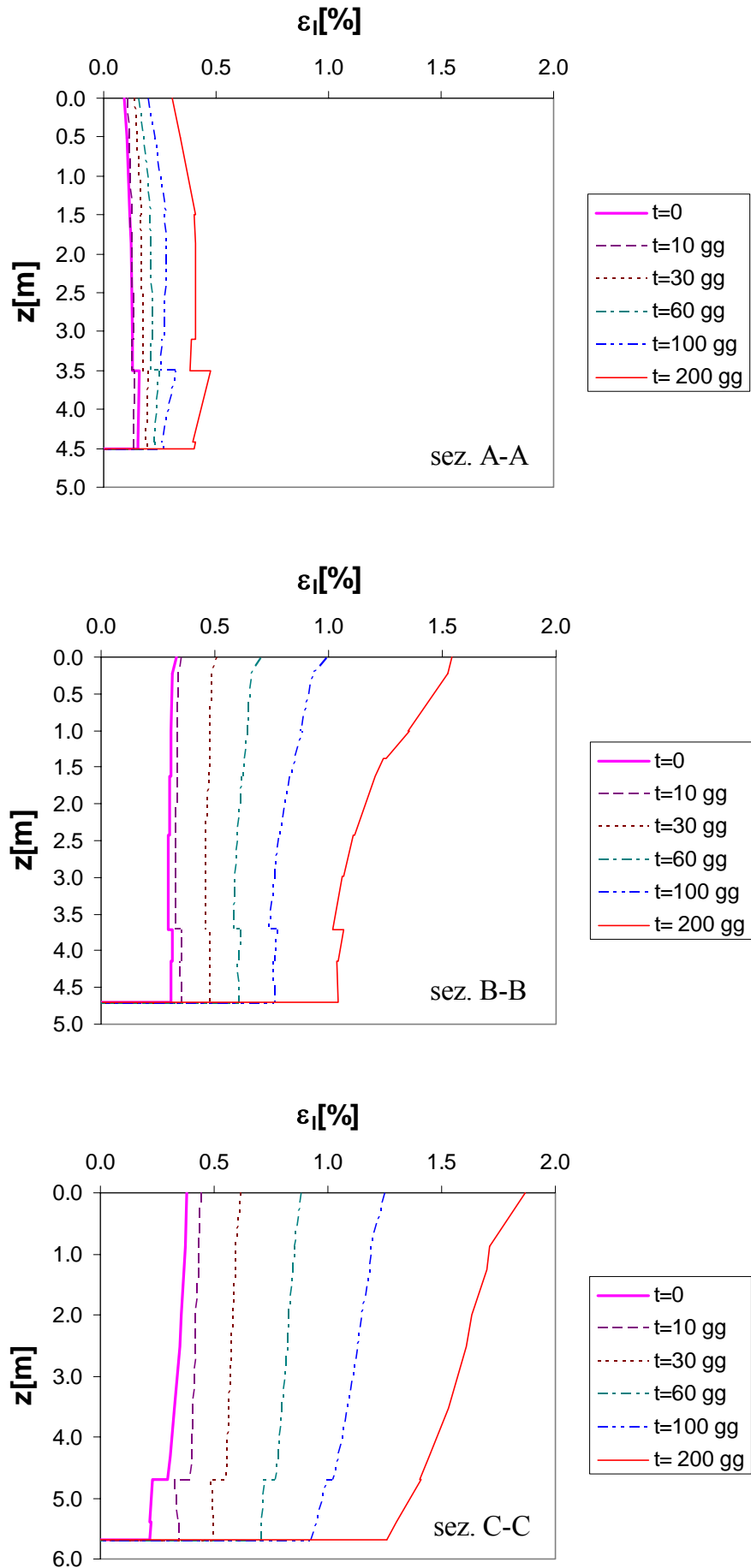


Fig. 6.33. Andamento nel tempo delle deformazioni longitudinali

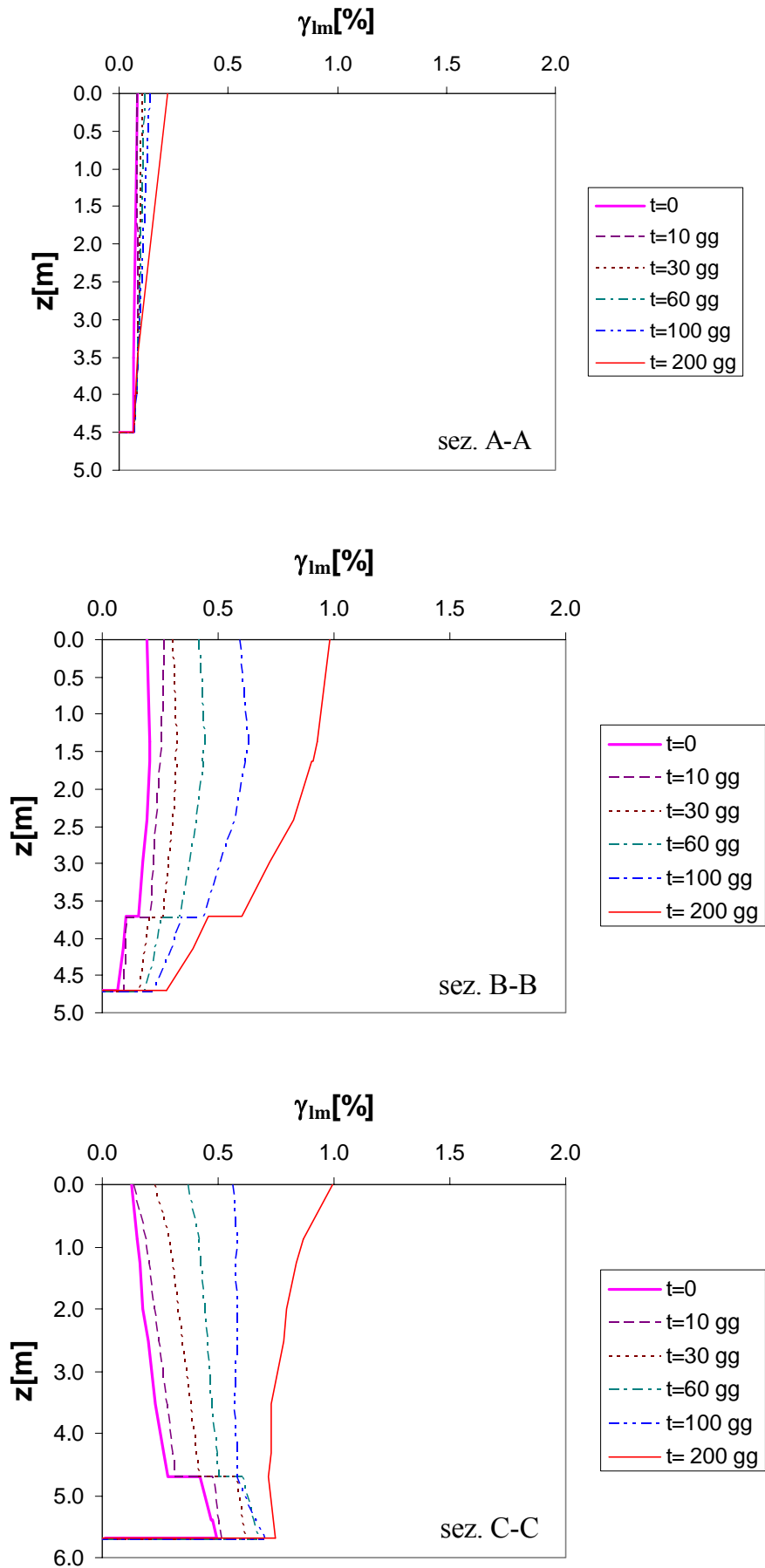


Fig. 6.34. Andamento nel tempo delle deformazioni da taglio

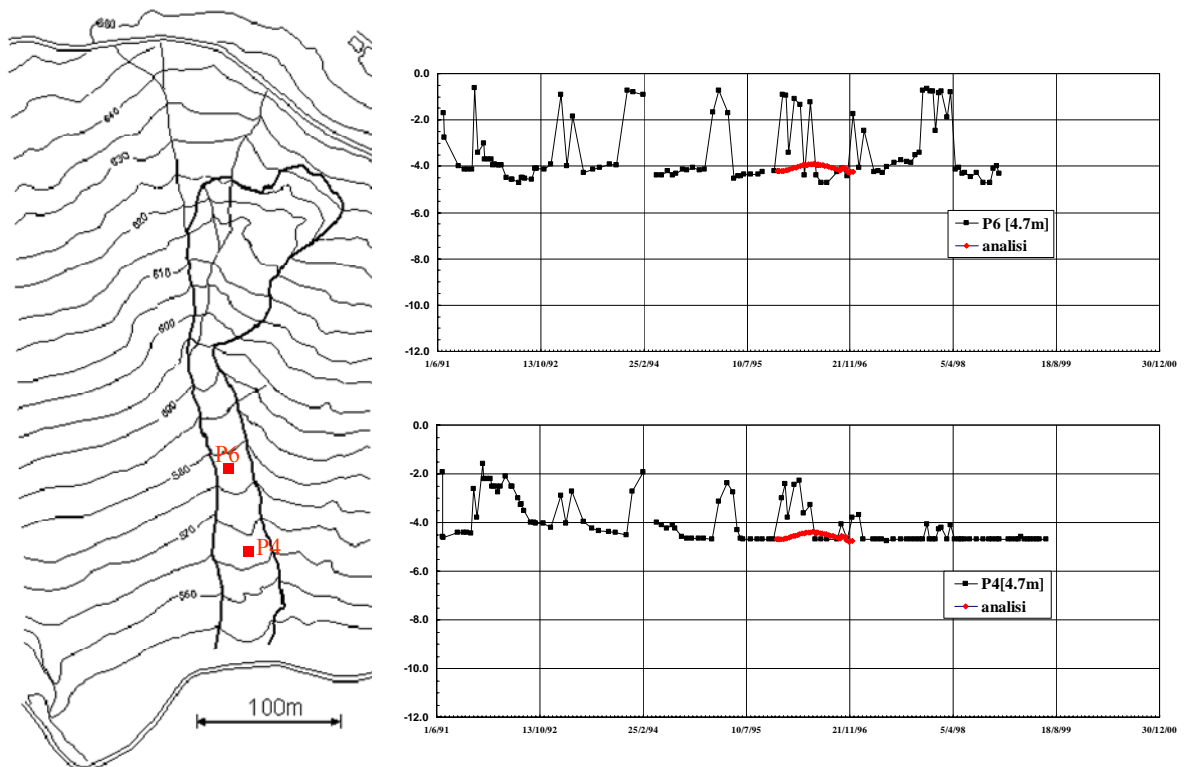


Fig. 6.35. Masseria Marino: confronto tra l'andamento reale delle pressioni neutre, registrato in corrispondenza di due piezometri (P6 e P4) posti in una zona attiva della colata, e quello simulato col modello numerico proposto nel capitolo 5

7. CONCLUSIONI

La presente Tesi si propone di fornire un contributo alla comprensione dei meccanismi delle colate di argilla, tenendo conto delle proprietà dei terreni interessati. Il lavoro riguarda una colata ubicata in località Masseria Marino, nella Valle del Basento, ed è essenzialmente articolato in due filoni: il primo di carattere sperimentale ed il secondo di tipo numerico.

I terreni interessati sono argilliti tettonizzate a scaglie, separate da fessure. Le scaglie sono costituite da aggregati di particelle di argilla, talvolta debolmente cementate, con dimensioni da millimetriche a centimetriche. I terreni costituenti il corpo di colata sono profondamente degradati e consistono in litorelitti della formazione originaria immersi in una matrice argillosa poco consistente. Alla base della colata è presente una zona di taglio di spessore discreto, costituita da argille di caratteristiche sostanzialmente uniformi, nella quale si sviluppa la superficie di rottura. Il terreno è ammorbidito ed ha consistenza minore rispetto al materiale di colata, a causa delle deformazioni distorsionali che si sviluppano alla base della frana. La continua evoluzione strutturale della zona di taglio condiziona il comportamento della frana. Una corretta interpretazione del comportamento delle colate non può, pertanto, prescindere da una attenta caratterizzazione idraulica e meccanica di entrambi i terreni.

La formazione di base è fortemente preconsolidata, ma presenta caratteristiche meccaniche ed idrauliche dipendenti più dal sistema di fessure che dal grado di preconsolidazione. In particolare, la presenza di discontinuità aperte (fratture, superfici di taglio principali e secondarie) influenza notevolmente la permeabilità conferendole, da una parte valori più grandi (a parità di indice dei vuoti) rispetto sia al terreno ricostituito che al corpo di frana ed alla zona di taglio, dall'altra una maggiore variabilità con lo stato tensionale di confinamento. Inoltre, la presenza di discontinuità di taglio è in grado di condizionare la modalità di rottura dei provini e quindi i valori di resistenza attingibili, che possono essere prossimi a quelli residui.

Il materiale di colata è sovraconsolidato, sia pure con grado di sovraconsolidazione minore rispetto alla formazione di base, ed ha proprietà controllate dalla presenza delle fessure e dai litorelitti. Le prime influenzano la permeabilità, intermedia tra quelle della formazione di base e della zona di taglio. I litorelitti sono responsabili di un angolo d'attrito critico maggiore di quello caratteristico sia della zona di taglio che del terreno ricostituito in laboratorio: tale effetto è probabilmente legato alla differente granulometria "efficace".

La maggiore intensità dei fenomeni di destrutturazione subiti nel tempo e la minore percentuale di litorelitti presenti, conferisce alla zona di taglio caratteristiche di compressibilità e

di rigidezza inferiori rispetto al corpo di colata. Nonostante con ogni probabilità i due terreni siano soggetti a stati tensionali efficaci simili, presentano superfici di snervamento molto diverse: in particolare, quella della zona di taglio ha una minore dimensione a causa dei fenomeni di destrutturazione ed ammorbidimento e, per questo, il grado di sovraconsolidazione appare solo poco maggiore di uno. Questo è confermato dal comportamento duttile e contraente mostrato nelle prove triassiali. Queste stesse prove mostrano che la zona di taglio presenta una resistenza critica minore del corpo di colata, praticamente uguale a quella che si misura sul terreno ricostituito, per la destrutturazione subita dal materiale.

Una serie di fotografie al SEM ha evidenziato una microstruttura fortemente anisotropa della zona di taglio a causa dell'orientamento delle particelle argillose nella direzione del movimento. Tale tessitura condiziona le proprietà meccaniche ed idrauliche, anch'esse fortemente anisotrope, anche se il grado di anisotropia decresce chiaramente con lo stato tensionale di confinamento. In ogni caso, sia le prove di permeabilità che di rottura mostrano che, nell'insieme, la zona di taglio presenta caratteristiche molto più prossime a quelle del terreno ricostituito in laboratorio che a quelle del corpo di colata o della formazione di base.

Il secondo filone della Tesi ha permesso di approfondire le conoscenze sulla meccanica delle colate in argilla, attraverso alcune simulazioni numeriche.

I dati della letteratura e la vasta esperienza raccolta in indagini precedenti su alcune colate strumentate della Valle del Basento, hanno individuato nelle fasi iniziali del movimento una condizione praticamente non drenata, che solo a lungo termine tende ad esaurirsi per effetto della dissipazione delle sovrappressioni neutre. In effetti, utilizzando i dati piezometrici e pluviometrici relativi alla stessa colata di Masseria Marino, si è mostrato che nelle zone non attive della colata è possibile simulare numericamente le variazioni di pressioni neutre dovute alla infiltrazione, mentre in quelle attive le pressioni neutre assumono valori non riproducibili, probabilmente perché non in equilibrio con le condizioni idrauliche al contorno.

Allo scopo di approfondire tale problema, le analisi sono state dedicate alla simulazione di possibili scenari di innesco e di evoluzione delle colate in argilla, nell'ipotesi che una qualunque variazione (sufficientemente "rapida") dello stato tensionale esercitata su un materiale di bassa permeabilità non può che generare sovrappressioni neutre. Se il terreno presenta un comportamento duttile e contraente, queste ultime risultano positive non solo per azioni sferiche, ma anche a causa di sollecitazioni deviatoriche.

La condizione non drenata può essere provocata sia da sovraccarichi statici o in movimento (accumuli di detrito o lingue di argilla più mobili che sovrascorrono sul corpo principale di colata) che da una redistribuzione dello stato di sforzo interno dovuto a modifiche delle condi-

zioni al contorno. Tali fenomeni sono stati simulati numericamente utilizzando il codice numerico Plaxis, attribuendo ai terreni sia una legge costitutiva elastica-perfettamente plastica che una legge elasto-plastica con incrudimento (“Soft-Soil Model”). Particolare risalto è stato dato alla interazione tra il corpo di colata e la zona di taglio tenendo conto del rapporto tra le loro rigidità. I risultati hanno mostrato scenari di comportamento molto interessanti e coerenti con le osservazioni di campo.

BIBLIOGRAFIA

- ANGELI M.G., GASPARETTO P., PASUTO A., SILVANO S. e MENOTTI R.M. (1996). Examples of mudslides on low gradient clayey slopes. Proc. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, 1996, 141-145.
- ANGELI M.G., PASUTO A. e SILVANO S. (2000). A critical review of landslide monitoring experiences. *Engineering Geology*, 55, 133-147.
- ARCHAMBAULT G., DAIGNEAULT R., ROULEAU A. e TAVCHANDJIAN O. (1990). Mechanics of shear zones and faults belts development by anastomosing patterns of fractures at all scales. *Mechanics of Jointed and Faulted Rocks*, Balkema, Rotterdam.
- AVERSA S. (1991). Mechanical behaviour of soft rocks: some remarks. Workshop on *Experimental characterization and modelling of soils and soft rocks*, Napoli, 29-31 Ottobre 1991.
- AVERSA S., EVANGELISTA A., LEROUÉIL S. e PICARELLI L. (1993). Some aspects of the mechanical behaviour of “structured” soils and soft rocks. Proc. *Hard Soils-Soft Rocks*, v. 1, 359-366.
- BENEDICT J.B. (1970). Downslope soil movement in a Colorado alpine region: rates, processes, climatic significance. *Arctic and Alpine Res.*, 3, 165-226.
- BENJAMIN T.B. (1957). Wave formation in laminar flow down an inclined plane. *Journal of Fluid Mech.*, (2), 554-573.
- BERTINI T., CUGUSI F., D’ELIA B. e ROSSI-DORIA M. (1986). Lenti movimenti di versante nell’Abruzzo adriatico: caratteri e criteri di stabilizzazione. Atti del XVI Convegno Italiano di Geotecnica, 1, 91-100, Bologna.
- BHANDARI R.K. (1999). Watawala earthslide in Sri Lanka. *Landslides of the World*, Japan Landslide Society, K.Sassa Ed.: 296-300.
- BISHOP A.W. (1973). The stability of tips and soil heaps. *Q.J. of Eng. Geol.*, 6, 335-376.
- BISHOP A.W., KUMAPLEY N.K. e EL-RUWAYIH A. (1975). The influence of pore-water tension on the strength of clay. Proc. *Royal Society of London*, v. 278, A. 1286, 511-554.
- BOTTS M.E. (1986). The effect of slaking on the engineering behavior of clay shales. *PhD Thesis, Univ. del Colorado*, Boulder.
- BOVIS M.J. (1985). Earthflows in the Interior Plateau, southwest British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 313-334.
- BRINKGREVE R.B.J. (1994). Geomaterials Models and Numerical Analysis of Softening. *Dissertation, Delft University of Technology*.
- BRUNSDEN D. (1974). The degradation of a coastal slope, Dorset, England. *Inst. Brit. Geogr. Spec. Publ.*, 7, 79-98.

- BRUNSDEN D. (1984). Mudslides. *Slope Instability*, ed. D. Brunsten e D.B. Prior, Wiley, Chichester, 363-418.
- BRUNSDEN D. e IBSEN M.L. (1996). Mudslide. Capitolo 6 in *Landslide recognition- Identification, Movement and Causes*, ed. R. Dikau, D. Brunsten, L. Schrott e M. Ibsen, 103-119.
- BURLAND J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of naturale clays. *Géotechnique*, 40, n. 3, 329-378.
- CANUTI P., CASAGLI N. e GARZONIO C.A. (1994). Large-scale mudslides in structurally complex clay shales in the Northern Apennines (Italy). Proc. *XIII ICSMFE*, New Delhi, India, 1111-1114.
- CASCINI L., DE RISO R. e PELLEGRINO A. (1986). Prove di permeabilità in sito in formazioni argillose strutturalmente complesse. *Gruppo Nazionale di coordinamento per gli studi di Ingegneria Geotecnica*, Roma, 85-88.
- CHANDLER R.J., KELLAWAY G.A., SKEMPTON A.W. e WYATT R.J. (1976). Valley slope sections in Jurassic strata near Bath, Somerset. *Phil. Trans. R. Soc. London*, 283, 527-556.
- COLEMAN J.M e PRIOR D.B. (1981). Deltaic Sand Bodies. Education Course Note Series n.15, *Am. Ass. of Petroleum Geol.*, Tulsa, Oklahoma.
- COMEGNA L., PICARELLI L., OLIVARES L. e URCIUOLI G. (2004b). Features of the shear zone found at the base of a mudslide in clay shales. Proc. *57th Canadian Geotechnical Conference*, 24-28 Ottobre 2004, Québec City, Québec, Canada.
- COMEGNA L., URCIUOLI G., e PICARELLI L. (2004a). The role of pore pressures on the mechanics of mudslides. In Lacerda, W. (ed), Proc. *9th International Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, v. 2, 1183-1188, Balkema, Rotterdam.
- CORBI I., GUIDA D., GUIDA M. e VALLARIO A. (1996). La frana in località Covatta nel bacino del Biferno (Molise): aspetti geologici e geomorfologici. Conv. Int. *La prevenzione delle catastrofi idrogeologiche: il contributo della ricerca scientifica*, IRPI-CNR di Torino, Alba (CN), 5-7 Novembre 1996, Pubbl. GNDCI n.1554.
- COROMINAS, J. (1996). Evidence of basal erosion and shearing as mechanism contributing to the development of lateral ridges in mudslides, flow-slides and other flow-like gravitational movements. *Engineering Geology*, 39, 45-70.
- COROMINAS J. e MORENO M. (1988). Mechanics of mudflows: a case study in the Spanish Pyrenees. Proc. *4th Int. Symp. on Landslides*, Lausanne, 1, 589-594.
- COTECCHIA V. e DEL PRETE M. (1984). The reactivation of large flows in the parts of Southern Italy affected by earthquakes of November 1980, with reference to the evolutive mechanism. Proc. *IV Int. Symp. on Landslides*, Toronto, v.2.
- COTECCHIA V., DEL PRETE M., FEDERICO A., FENELLI G.B., PELLEGRINO A. e PICARELLI L. (1984). Some observations on a typical mudslide in a highly tectonized formation in Southern Appennines. Proc. *IV Int. Symp. on Landslides*, Toronto, v.2, 39-44.

- COTECCHIA V., DEL PRETE M., FEDERICO A., FENELLI G.B., PELLEGRINO A. e PICARELLI L. (1986). Studio di una colata attiva in formazioni strutturalmente complesse presso Brindisi di Montagna Scalo (PZ). *XIV Conv. Italiano di Geotecnica*, Bologna, 1, 253-264.
- COTECCHIA V., MELIDORO (1966). Geologia e frana di Termini-Nerano. *Geol. Appl. E Idrogeologia*, I, 93-122.
- CRANDELL D.R. e VARNES D.J. (1961). Movement of the Slumgullion earthflow near Lake City Colorado. *U.S. Geological Survey Research: U.S. Geological Survey Professional Paper*, 424-B, 136-139.
- CROCE A. (1960). Caratteristiche e comportamento della diga di terra di Castel S. Vincenzo. *Relazioni su ricerche e studi promossi dall'ANIDEL, SERIE*, Milano.
- CROOKS J.K.A. e GRAHAM J. (1976). Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits. *Géotechnique*, 26, 293-315.
- CRUDEN D.M., THOMSON S. e TSUI P.C. (1989). The geotechnical characteristics of an ice-thrust mudstone, Wabamun Lake area, Alberta. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 227-234.
- CRUDEN D.M. e VARNES D.J. (1996). Landslide types and processes. *Landslides, investigation and mitigation*, A.K. Turner and R.L. Schuster Eds., Special Report 247.
- D'ALESSANDRO L., GENEVOIS R. e PRESTININIZI A. (1979). Preliminary report on an earthflow in the Sangro Valley (Central Italy). Workshop on *Superficial Mass Movements in Mountain Regions*, Warsaw, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Warszawa.
- D'AZZARO L., DI NOCERA S., PESCATORE T.S., RAPISARDI L., ROMEO M., RUSSO B., SENATORE M.R. e TORRE M. (1988). Geologia del margine della catena Appenninica tra il F. Fortore ed il T. Calaggio (Monti della Daunia – Appennino Meridionale). *Mem. Soc. Geol. It.*, 41, 411-422.
- D'ELIA B. (1975). Caratteri meccanici delle frane di tipo “colata”. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 9: 32-42.
- D'ELIA B. (1979). Caratteri cinematici delle colate: interventi di stabilizzazione. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 122-136.
- D'ELIA B., ESU F., PELLEGRINO A. e PESCATORE T.S. (1985). Some effects on natural slope stability induced by the 1980 Italian earthquake. Proc. *11th ICSMFE*, San Francisco, 4, 1943-1949.
- D'ELIA B., FEDERICO G., PESCATORE T. e RIPPA F. (1986). Occurrence and development of a large landslide (Andretta-Italy) reactivated by the Nov. 23, 1980 earthquake. Proc. *Int. Symp. on Engineering geology problems in seismic areas*, Italian Group of IAEG, Bari, 13-19 Aprile 1986, v.2, 365-381.
- D'ELIA B. e PALAZZO B. (1994). Proprietà idrauliche di una formazione argillosa strutturalmente complessa. Proc. Conf. *Il ruolo dei fluidi nei problemi di Ingegneria Geotecnica*, Mondovì, v. 1, 17-30.

- D'ELIA B. e TANCREDI G. (1979). Colate permanenti e temporanee: confronto fra due casi. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 1, 23-39.
- DAPENA E., URIEL S., GARCIA-YAGUE A. e GIRON F. (1996). Landslide at Olivares, in Granada, Spain. Proc. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, 1996, 695-700.
- DAPPLES F., OSWALD D. e RAETZO H. (2001). Landslides in the western Swiss Alps-causes, triggers and dynamic aspects from former to present times. Int. Conf. on *Landslides-Causes, impacts and countermeasures*, Davos, 3-11.
- DAVIES e MC SAVENEY (2003). Runout of rock avalanches and volcanic debris avalanches. In: Picarelli, L. (ed), Proc. *International Conference on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation*, Napoli, v. 2, in stampa, Patron, Bologna.
- DE PARI P. (2001). Progetto esecutivo delle opere di sistemazione della frana. *Relazione professionale*.
- DE RISO R. (1972). Alcune osservazioni sui risultati delle prove d'acqua in sito (metodo Lugeon), per la determinazione della permeabilità della roccia di fondazione di sbarramenti artificiali. *Geologia Tecnica*, n. 4, 107-120.
- DEMERS D., LEROUEIL S. e D'ASTOUS J. (1993). In situ testing in a landslide area at Maskinongé, Québec. Proc. 46th Can. Geot. Conf., Saskatoon, 465-474.
- DEWHURST D.N., CLENNELL M.B., BROWN K.M. e WESTBROOK G.K. (1996). Fabric and hydraulic conductivity of sheared clays. *Géotechnique*, 46 (4), 761-768.
- DI MAIO C. (1996). Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects. *Géotechnique*, 4, 695-707.
- DI NOCERA S., FENELLI G.B., IACCARINO G., PELLEGRINO A., PESCATORE T.S., PICARELLI L. e URCIUOLI G. (1995). An example on the geotechnical implications of geological history. Proc. 11th Europ. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen, 8, 39-48.
- DI PLACIDO, M., PELLEGRINO, A., RAMONDINI, M. e URCIUOLI, G. (2004). Stabilizzazione di un pendio in argille varicolori mediante sostituzione parziale del corpo di frana. In: Picarelli, L. (ed), Proc. *International Workshop Living with Landslides - Effects on Structures and Urban Settlements- Strategies for Risk Reduction*, Anacapri, Ottobre, 2003, 73-86.
- ESPOSITO ACANFORA E. (2001). Studio di due colate in argilla. *Tesi di Laurea, Seconda Università degli Studi di Napoli*.
- ESU F. (1966). Short term stability of slopes in unweathered jointed clays. *Geotechnique*, 16, 321-328.
- ESU F. (1967). Influence of weathering on behaviour of stiff clays with special reference to experience with italian clays. Proc. *Geotechnical Conf.*, Oslo, 2, 154-158.
- ESU F. (1977). Behaviour of slopes in structurally complex formations. Proc. *Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations*, Capri, Gen. Rep., v.II, 292-304.

- ESU F. e D'ELIA B. (1971). Pore pressure in a clay tip. Proc 4th Conf. on Soil Mech., Budapest, 385-395.
- ESU F., D'ELIA B. e MANFREDINI G. (1971). Caratteri strutturali delle argille lacustri plioce-niche del Valdarno superiore. *Boll. Soc. Geol. Ital.*, 90, 23-46.
- EVANS S.G. e BROOKS G.R. (1994). An earthflow in sensitive Champlain Sea sediments at Lemieux, Ontario, June 20, 1993, and its impact on the South Nation River. *Can. Geotech. Journal*, 31, 384-394.
- FEDERICO F. e MUSSO A. Consolidazione monodimensionale di argille a scaglie. *Gruppo Nazionale di coordinamento per gli studi di Ingegneria Geotecnica*, Roma, 127-130.
- FENELLI G.B., PAPARO FILOMARINO M., PICARELLI L. e RIPPA F. (1982). Proprietà fisiche e meccaniche di argille varicolori dell'Irpinia. *Rivista Italiana di Geotecnica*, n.3, 110-124.
- GIUSTI G., IACCARINO G., PELLEGRINO A., PICARELLI, L. e URCIUOLI, G. (1996). Kinematic features of earthflows in Southern Apennine. Proc. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, v.1, 457-462, Balkema, Rotterdam.
- GRAHAM J. (1974). Laboratory investigation of sensitive clay from Lyndhurst, Ontario. *Civil Engineering Research*, Report 74-2, Royal Military College of Canada.
- GUERRIERO G. (1995). Modellazione sperimentale del comportamento meccanico di terreni in colata. *Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II*.
- GUERRIERO G., OLIVARES L. e PICARELLI L. (1995). Modelling the mechanical behaviour of clay shales: some experimental remarks. *Colloquium Mundanum*, Bruxelles.
- GUIDA D., GUIDA M. e VALLARIO A. (1996). Analisi preliminare della frana del 12 Aprile 1996 in località Covatta nel bacino del Biferno (Molise). *Geologia tecnica & ambientale*, 2, Roma, Pubbl. GNDCI n. 1371.
- GUIDA D. e IACCARINO G. (1991). Fasi evolutive delle frane tipo colata nell'alta valle del F.Basento (Potenza). *Studi Trentini di Scienze Naturali, Acta Geologica*, 68: 127-152.
- HARRIS C. e ELLIS S. (1980). Micromorphology of soils in soliflucted materials, Okstindam, Northern Norway. *Geoderma*, 23, 11-29.
- HUNGR O. (1981). Dynamics of rock avalanches and other types of mass movements. *Phd Thesis, University of Alberta*.
- HUNGR O., EVANS S.G., BOVIS M.J. e HUTCHINSON J.N. (2001). A review of the Classification of Landslides of the Flow Type. *Environmental & Engineering Geoscience*, v.7, n.3.
- HUTCHINSON J.N. (1968). Mass movement. In R.W. Fairbridge (editor), *Encyclopedia of Geomorphology*, Reynold Publishers, New York, 688-695.
- HUTCHINSON J.N. (1970). A coastal mudflow in the London Clay cliffs at Beltinge, North Kent. *Géotechnique* 20, 412-438.

- HUTCHINSON J.N. (1973). The response of London Clay cliffs to differing rates of toe erosion. *Geologia applicata e Idrogeologia*, Bari, 8, 221-239.
- HUTCHINSON J.N. (1988). General Report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In Bonnard C. (Editor), Proc. *Fifth International Symposium on Landslides*, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol.1, 3-36.
- HUTCHINSON J.N. (2004). Review of flow-like movements in granular and fine-grained materials. In L. Picarelli (ed), Proc. *Int. Work on Occurrence and Mechanisms of Flow-Like Landslides in Natural Slopes and Earthfills*, 14-16 Maggio, Sorrento, 3-16, Patron, Bologna
- HUTCHINSON J.N. e BHANDARI R. (1971). Undrained loading: a fundamental mechanism of mudflows and other mass movements. *Géotechnique*, 21, 353-358.
- HUTCHINSON J.N., PRIOR D.B. e STEPHENS N. (1974). Potentially dangerous surges in an Antrim mudslide. *Quarterly journal Engineering Geology*, 7: 363-376.
- IACCARINO G., PEDUTO E., PELLEGRINO A. e PICARELLI L. (1995). Principal features of earthflows in part of Southern Apennine. *11th Europ. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Copenhagen, 4, 354-359.
- IPPEN A.T. e KULIN G. (1955). The shoaling and breaking of the solitary wave. Proc. *15th Conf. on Coastal Eng.*, (1), 27-47, Grenoble.
- JACKOBSON B. (1955). Isotropy of clays. *Géotechnique*, 5, n. 1, 23-28.
- JAKY J. (1936). Stability of earth slopes. Proc. *IICSMFE*, Cambridge, Mass., v.2, 125-129.
- JAPPELLI R. e VALORE C. (1980). Analisi di una frana in argille scagliettate. *Atti XIV Convegno Nazionale di Geotecnica*, Firenze, Ottobre 1980.
- KEEFER D.K. e JOHNSON A.M. (1983). Earth Flow: morphology, mobilisation and movement. *U.S. Geol. Surv. Prof. Paper 1264*, U.S. Geological Survey, Denver, Colorado.
- KENNEY T.C. e LAU K.C. (1977). Temporal changes of groundwater pressure in a natural slope of non fissured clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 21, 138-146.
- KOLEVA-REKALOVA E., DOBREV N. e IVANOV P. (1996). Earthflows in the Baltchik landslide area, North-eastern Bulgaria. Proc. *7th Int. Symp. on Landslides*, Trondheim, 1996, 473-478.
- KONDNER R. e ZELASKO J. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. Proc. *II Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, v. 1.
- LARSSON R. (1981). Drained behavior of Swedish clays. *Swedish Geotechnical Institute*, Stockholm, Report n. 12.
- LEFEBVRE G. (1981). Strength and slope stability in Canadian soft clays deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 420-442.

- LEROUEIL S., LERAT P., HIGHT D.W. e POWELL J.J.M. (1992). Hydraulic conductivity of a recent estuarine silty clay at Bothkennar. *Géotechnique*, 42, n.2, 275-288.
- LEROUEIL S. e VAUGHAN P.R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40 (3), 467-488.
- LEROUEIL S., VAUNAT J., PICARELLI L., LOCAT J., LEE H.J. e FAURE R. (1996). Geotechnical characterization of slope movements. Proc. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, 1996, v.1, 53-74.
- LIRER S. (2003). Analisi sperimentale e numerica dell'interazione fra una coltre in frana ed una fila di pali. *Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II*.
- LOCAT J. (1993). Fra fjell til fjord: considerations on viscous flows. Proc. "Pierre Beghin", International Workshop on Rapid Gravitational Movements, CEMAGREF, Grenoble University, 197-207.
- LOCAT J. e LEFEBVRE G. (1984). The compressibility and sensitivity of an artificially sedimented clay soil: the Grand-Baleine marine clay, Québec. *Marine Geotechnology*, 6 (1), 1.27.
- MACCARINI (1987). Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil. *Ph.D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, Univ. of London*.
- MALET J.P. e MAQUAIRE O. (2003). Black marl earthflow mobility and long-term seasonal dynamic in Southeastern France. In Picarelli L. (ed), Proc. International Conference on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli, v. 1, 333-340, Patron, Bologna.
- MANFREDINI G., MARTINETTI S., RIBACCHI R., SANTORO W.M., SCIOTTI M. e SILVESTRI T. (1981). An earthflow in the Sinni valley (Italy). Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 3, 457-462.
- MATHESON D.S. e THOMSON S. (1973). Geological implications of valley rebound. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 10, 961-978.
- MC ROBERTS E.C. e MORGENSTERN N.R. (1974). The Stability of thawing slopes. *Can. Geotech. Journal*, 11, 447-469.
- MOORE R. (1991). The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays. *Géotechnique*, 41 (1), 35-47.
- MOORE R. e BRUNSDEN D. (1996). Physico-chemical effects on the behaviour of a coastal mudslide. *Géotechnique*, 46 (2), 259-278.
- MORGENSTERN N.R. e TCHALENKO J.S. (1967). Microstructural observations on shear zones from slips in natural clays. Proc. *Geot. Conf.*, Oslo, NGI, v.1, 147-152.
- MORTON D.M., CAMPBELL R.H., BARROWS A.G., KAHLE J.E. e YERKES R.F. (1979). Landslides and Mudflows at Wrightwood, San Bernardino County, California, Part II: Wright Mountain Mudflow. *California Div. of Mines and Geology*, Special Report 136, 7-21.

- NURKOWSKI J.R. (1984). Coal quality, coal rank variation and its relation to reconstructed overburden, Upper Cretaceous and Tertiary plains coals, Alberta, Canada. *American Association of Petroleum Geologists Bulletin*, 68, 285-295.
- OLIVARES L., URCIUOLI G., e PICARELLI L. (1997). Mechanisms of rupture of reconstituted and natural fissured clay shales in undrained triaxial tests. *Proc. Int. Symp. Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, Nagoya, 229-234.
- PARISE M., COE J.A., SAVAGE W.Z. e VARNES D.G. (2004). The Slumgullion landslide (South-Western Colorado, U.S.A.): investigation and monitoring. In L. Picarelli (ed), *Proc. Int. Work. Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills, Sorrento*, 253-263.
- PEARSON G.R. (1959). Coal reserves for strip-mining, Wabamun Lake district, Alberta. *Research Council of Alberta, Geological Division*, Preliminary Report, 49-1.
- PELLEGRINO A. (1992). Studio delle colate nelle formazioni argillose strutturalmente complesse dell'Appennino Centro Meridionale. *Riunione annuale GNCSIG del CNR*, Roma.
- PELLEGRINO, A., PICARELLI, L. e URCIUOLI, G. (2004a). Experiences of mudslides in Italy. In L. Picarelli (ed), *Proc. Int. Work on Occurrence and Mechanisms of Flow-Like Landslides in Natural Slopes and Earthfills*, 14-16 Maggio, Sorrento, 191-206, Patron, Bologna
- PELLEGRINO A., RAMONDINI M., RUSSO C. e URCIUOLI G. (2000). Kinematic features of earthflows in Southern Apennines. In Bromhead, E.N., Dixon, N., Ibsen, M.L. (eds), *Proc. 8th International Symposium on Landslides*, Cardiff, v. 2, 1195-2002, Thomas Telford, London
- PELLEGRINO A., RAMONDINI M. e URCIUOLI G. (2004b). Interplay between the morphology and mechanics of mudslides: field experiences from southern Italy. In Lacerda, W. (ed), *Proc. 9th International Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, v. 2, 1403-1409, Balkema, Rotterdam.
- PESCATORE T.S. (1985). Geotechnical properties and slope stability in structurally complex clay soils. *Geological framework, Geotechnical Engineering in Italy, An overview*, Associazione Geotecnica Italiana, Roma, cap.2, 189-194.
- PICARELLI L. (1988). Modellazione e monitoraggio di una colata in formazioni strutturalmente complesse. In Cascini, L. (ed.), *Atti del Convegno su Cartografia e Monitoraggio dei Movimenti Franosi*, Bologna, 119-130.
- PICARELLI L. (1991). Discussion on: The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, by Leroueil S. and Vaughan P.R.. *Géotechnique*, v. 3, 281-284.
- PICARELLI L. (1993). Structure and properties of clay shales involved in earthflows. *Atti di "International Symposium on Hard Soils and Soft Rocks"*, Atene, v. 3, 2009-2019.
- PICARELLI L. (2000). Mechanisms and rates of slope movements in fine grained soils. *Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering GEOENG2000*, Melbourne, 1618-1670.

- PICARELLI L. (2001). Transition from slide to earthflow, and the reverse. Proc. *Conference on Transition from Slide to Flow – Mechanisms and Remedial Measures*, Karadeniz Technical University, Trabzon.
- PICARELLI L., DI MAIO C., OLIVARES L. e URCIUOLI G. (1998). Properties and behaviour of tectonized clay shales in Italy. Proc. *2nd Int. Symp. The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks*, Napoli, 3: 1211-1242.
- PICARELLI L., LEROUEIL, S., URCIUOLI, G., GUERRIERO, G. e DELISLE, M.C. (1997). Occurrence and features of shear zones in clay. In T. Adachi, F. Oka, A. Yashima (eds), Proc. *Int. Work. on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, 28 September-2 October, Gifu, 259-270, Balkema, Rotterdam
- PICARELLI L. e NAPOLI V. (2003). Some features of two large earthflows in intensely fissured tectonized clay shales and criteria for risk mitigation. In: Picarelli, L. (ed), Proc. of the *International Conference on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation*, Napoli, v. 1, 431-438, Patron, Bologna.
- PICARELLI L., OLIVARES L., DI MAIO C., SILVESTRI F., DI NOCERA S. e URCIUOLI G. (2002). Structure, properties and mechanical behaviour of the highly plastic intensely fissured Bisaccia Clay Shale. In Tan, T.S., Phoon, K.K., Hight, D.W., Leroueil, S. (eds), Proc. *International Workshop Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore, v. 2, 947-982. Balkema, Rotterdam.
- PICARELLI L. e RUSSO C. (2004). Remarks on the mechanics of slow active landslides and the interaction with man-made works. In Lacerda, W. (ed), Proc. *9th International Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, v. 2, 1141-1176, Balkema, Rotterdam
- PICARELLI L., RUSSO C. e MANDOLINI A. (1999). Long-term movements of an earthflow in tectonized clay shales. *Int. Symp. Slope Stability Engineering: Geotechnical and Environmental aspects*, Matsuyama, 2, 1151-1158.
- PICARELLI L., RUSSO C. e URCIUOLI G. (1995). Modelling earthflows based on experiences. Proc. *11th Europ. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Copenhagen, 6: 157-162.
- PICARELLI L., RUSSO C. e URCIUOLI G. (2000). Mechanics of slope deformation and rupture in stiff clays and clay shales as a consequence of cycling pore pressures. Proc. *8th Int. Symp. on Landslides*, Cardiff.
- PICARELLI L. e URCIUOLI G. (1993). Effetti dell'erosione in argilliti di alta plasticità. *Rivista Italiana di Geotecnica*, XXVII, 29-47.
- PICARELLI L., URCIUOLI G., RAMONDINI M. e COMEGNA L. (2005). Main features of mudslides in tectonized highly fissured clay shales. *Landslides*, n.1, Ed. Springer Verlag.
- PISCITELLI F. (2001). Monitoraggio e modellazione di una frana di colata in argille in risposta agli eventi meteorici. *Tesi di Laurea, Università degli Studi di Napoli Federico II*.
- PISCITELLI F. e URCIUOLI G. (2002). Regime delle pressioni neutre in frane di colata in Argille Varicolori. *Campi sperimentali per lo studio della stabilità dei pendii*, Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II, 27-33, Hevelius Edizioni.

- POL'SHIN D.E. (1933). Determination of stresses in soil for a load on part of the surface. *Trudy, VIOS*, n.1.
- PRIOR D.B. (1973). Coastal landslides and swelling clays at Rosnaes, Denmark. *Geografisk Tidsskrift*, 72, 1-15.
- PRIOR D.B. e COLEMAN J.M. (1978). Desintegrating retrogressive landslides on very low angled subaqueous slopes, Mississippi Delta. *Marine Geotechnology*, v.3, 37-60.
- PRIOR D.B. e EVE R.M. (1973). Coastal landslide morphology at Rosnaes, Denmark. *Geografisk Tidsskrift*, 74, 12-20.
- PRIOR D.B. e HO C. (1970). Bentonite Landslides. *Science*, 167, 1014-1015.
- PRIOR D.B. e RENWICK W.H. (1980). Landslide morphology and processes on some coastal slopes in Denmark and France. *Zeits. Fur Geom. S.B.*, 34, 63-86.
- PRIOR D.B., STEPHENS N. e ARCHER D.R. (1968). Composite mudflows on the Antrim coast of north east Ireland. *Geografiska Annaler*, 50 (A), 65-78.
- PRIOR D.B., STEPHENS N. e DOUGLAS G.R. (1971). Some Examples of Mudflow and Rock-fall Activity in North-East Ireland, *Inst. Brit. Geogr. Spec. Publ.* 3, 129-140.
- PRIOR D.B. e SUHAYDA J.N. (1979). Submarine mudslide morphology and development mechanics, Mississippi Delta, *Proc. 11th Offshore Technological Conference*, Houston, Paper OTC 3482, 1055-1061.
- QUIGLEY R.M. e GELINAS P.J. (1976). Soil mechanics aspects of shoreline erosion. *Geoscience Canada*, 3, 169-173.
- RADINA B. (1967). Studi geologici per lo sbarramento del T. Camastra nel bacino del F. Basento. *Geologia Tecnica*.
- RIEDEL W. (1929). Zur mechanik eoogischer Brucherscheinungen. *Centralbl. f. Mineral. Geol. u. Pal. B.*, 354-368.
- ROWE P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. Royal Society, Lodon*, A269, 500-527.
- RUSSO C. (1997). Caratteri evolutivi dei movimenti traslativi e loro interpretazione meccanica attraverso l'analisi numerica. *Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II*.
- SABATINO M. (2004). Resistenza mobilitata in una colata in Argille Varicolori: sperimentazione in laboratorio e back-analysis. *Tesi di Laurea, Università degli Studi di Napoli Federico II*.
- SCARPELLI G. e CALABRESI G. (1984). A Typical Earthflow in a Weathered Clay at Todi. *Proc. IV Int. Symp. on Landslides*, Toronto, v. 1, 119-121.
- SKEMPTON A.W. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, 4 (4), 143-147.

- SKEMPTON A.W. (1964). Long term stability of clay slopes. *Géotechnique*, 14 (2), 77-101.
- SKEMPTON A.W., HUTCHINSON J. e NEVILLE J. (1969). Stability of natural slopes and embankments foundations. Proc. 7th *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, State-of-the-Art Volume, 291-335, Mexico.
- SKEMPTON A.W. e PETLEY D.J. (1967). The strength along structural discontinuities in stiff clays. Proc. *Geot. Conference*, Oslo, NGI, v.2, 55-69.
- SMITH W.K. (1996). Photogrammetric determination of slope movements on the Slumgullion landslide. *The Slumgullion Earthflow: A Large-Scale Natural Laboratory*, U.S. Geological Survey Bulletin 2130, 57-60.
- SUHAYDA J.N. e PRIOR D.B. (1978). Explanation of submarine landslide morphology by stability analysis and rheological models. Proc. 10th *Offshore Technological Conference*, Houston, Paper OTC 3171, 1075-1169.
- TAVENAS F., JEAN P., LEBLOND P. e LEROUEIL S. (1983). The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory permeability measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, n. 4, 629-644.
- TAVENAS F. e LEROUEIL S. (1987). State of the art on laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays. Proc. *Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Mexico City, v.2, 1-46.
- TAVENAS F., TREMBLAY M., LAROUCHE G. e LEROUEIL S. (1986). In situ measurement of permeability in soft clays. Proc. *Am. Soc. Civ. Engrs Conf. on Use of in situ Tests in Geotechnical Engineering*, Blacksburg, 1034-1048.
- TER-STEPANIAN G., SERGEEV V. e AVDJIAN A. (1968). Experience on the study of slow earthflows in Sochi. *Problems of Geomechanics*, Yerevan, 2, 76-83.
- TREMBLAY M. e ERIKSSON L. (1987). Use of piezometers for in situ measurements of permeability. Proc. 9th *European Conf. on Soil Mech. & Fndn. Engng.*, Dublin, v.1, 99-102.
- TSUI P.C., CRUDEN D.M. e THOMSON S. (1988). Mesofabric, microfabric and submicrofabric of icethrust bedrock, Highvale mine, Wabamun Lake area, Alberta. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 25, 1420-1431.
- TURRINI M.C., FIORANI F. e GALVANI M. (1996). Analysis of a landslide in a complex formation. Proc. 7th *Int. Symp. on Landslides*, Trondheim, 1996, 913-918.
- URCIUOLI G. (1990). Contributo alla caratterizzazione geotecnica delle frane dell'Appennino. *Collana Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche*, 384.
- URCIUOLI G. (1994). Permeabilità di argilliti a scaglie. Atti della Conferenza *Il Ruolo dei Fluidi nei Problemi di Ingegneria Geotecnica*, Mondovì, v. 1, 285-304
- URCIUOLI (1998). Pore pressures in unstable slopes constituted by fissured clay shales. Proc. 2nd *Int. Symp. on The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, 2, 1177-1185, Napoli

- URCIUOLI G. (2002). Strain preceding failure in infinite slopes. *Int. Journal of Geomechanics*, 2 (1), 93-112.
- VALLEJO L.E. (1979). An explanation for mudflows. *Geotechnique*, 29, 351-354.
- VALLEJO L.E. (1984). Stability Analysis of Mudflows on Natural Slopes. Proc. 10th ICSMFE, Stoccolma, 3, 541-544.
- VALLEJO L.E. (1989). An extension of the particulate model of stability analysis for mudflows. *Soils and Foundations*, v.29, n.3, 1-13.
- VALORE C. e TEDESCO A.M. (1988). Permeabilità di argille scagliettate e stato tensionale. *Gruppo Nazionale di coordinamento per gli studi di Ingegneria Geotecnica*, Roma, 105-108.
- VARDOULAKIS I., GOLDSCHIEDER M. e GUDEHUS G. (1978). Formation of shear bands in sand bodies as a bifurcation problem. *Int. Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v. 2, 99-128.
- VARNES D.J. (1954). Landslide types and processes. In E. B. Eckel (editor), *Landslides and Engineering Practice*, Special Report 28, Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 20-47.
- VARNES D.J. (1978). Slope movements types and processes. In R. J. Schuster and R. J. Krizek (editors), *Landslides, Analysis and Control*, Special Report 176, Transportation Research Board.
- VECELLIO P. e CROCE A. (1957). La diga di terra di Castel S. Vincenzo. *Geotecnica*, v. 4, 309-323.
- VIGGIANI C. (1999). *Fondazioni*, Hevelius Edizioni.
- VIGGIANI G. (1994). Localizzazione delle deformazioni e fenomeni di rottura nelle argille consistenti sovraconsolidate. *Tesi di Dottorato, Università di Roma La Sapienza*.
- VULLIET L. e BONNARD C. (1996). The Chlowena landslide: prediction with a viscous model. Proc. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, 1: 397-402.
- WEBER D. (2000). The Super-Sauze Landslide (Southern French Alps): Contribution of Geomorphology in the Understanding of Flowslides. Proc. 8th International Symposium on Landslides, Cardiff, 1563-1568. Thomas Telford, London
- WILKINSON W.B. (1969). Discussion: In situ investigations in soils and rocks. *British Geotechnical Society*, 311-313, London.
- WOOD D.M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. *Cambridge University Press*.
- YAMAGISHI H., MIURA M. e ISHII M. (1999). Motochi Earthflow on October 11, 1994, on Rebun Island, Hokkaido. *Landslides of the World*, Japan Landslide Society, K.Sassa Ed.: 307-311.

ALLEGATO A

Indagini con microscopio a scansione elettronica (S.E.M.)

**Corpo di colata
Zona di taglio**

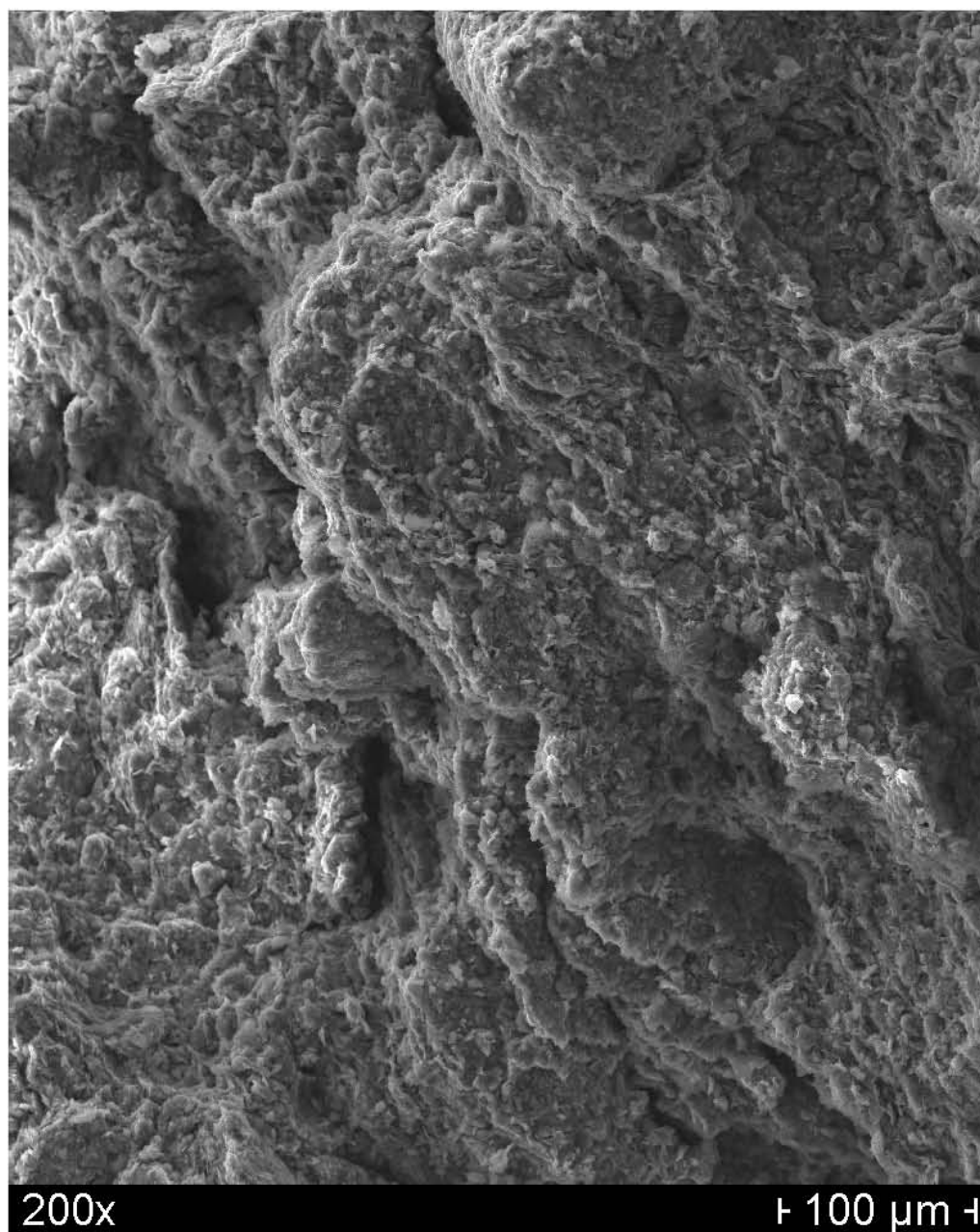


Fig. A.1. Corpo di colata

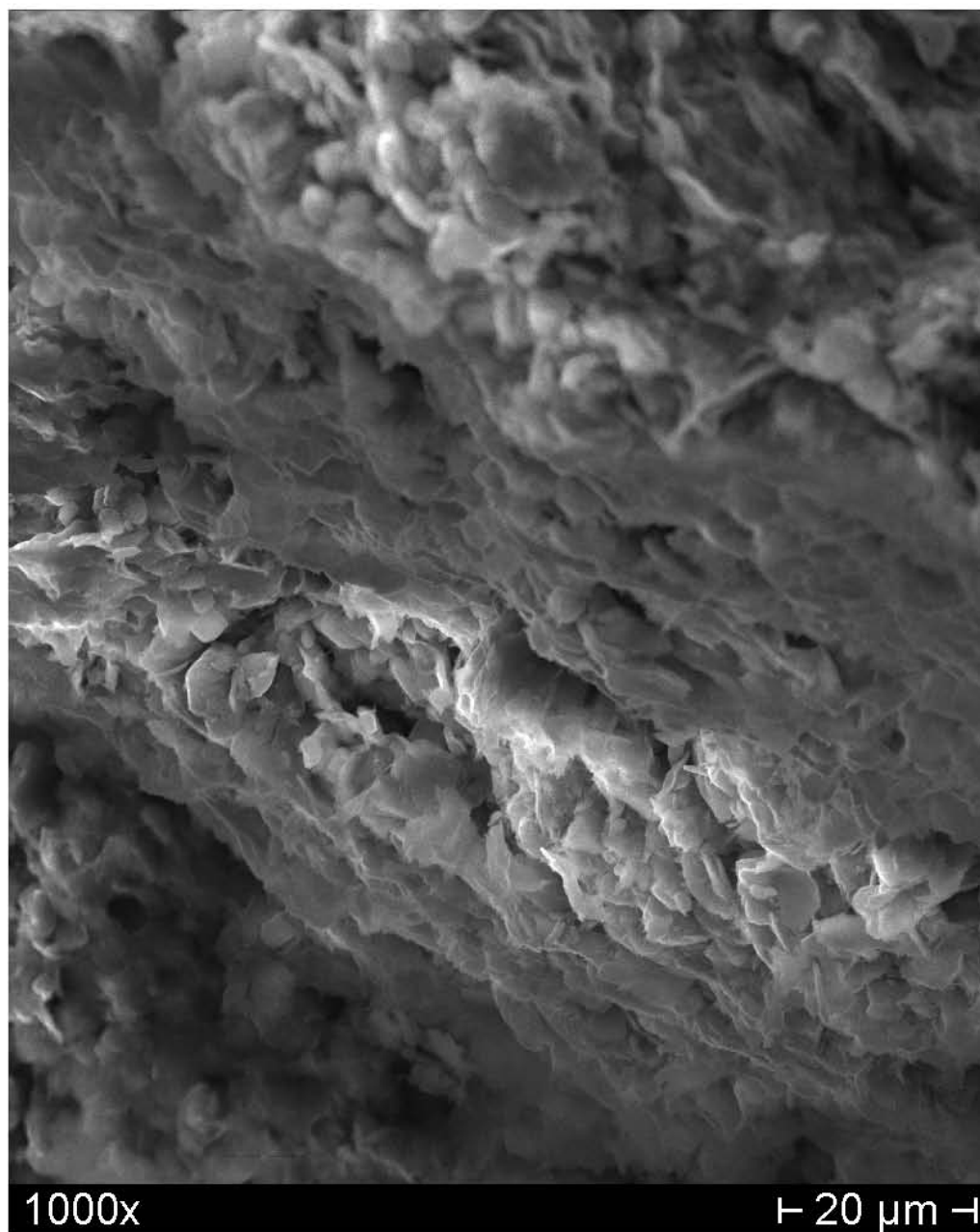


Fig. A.2. Corpo di colata: ingrandimento fig. A.1

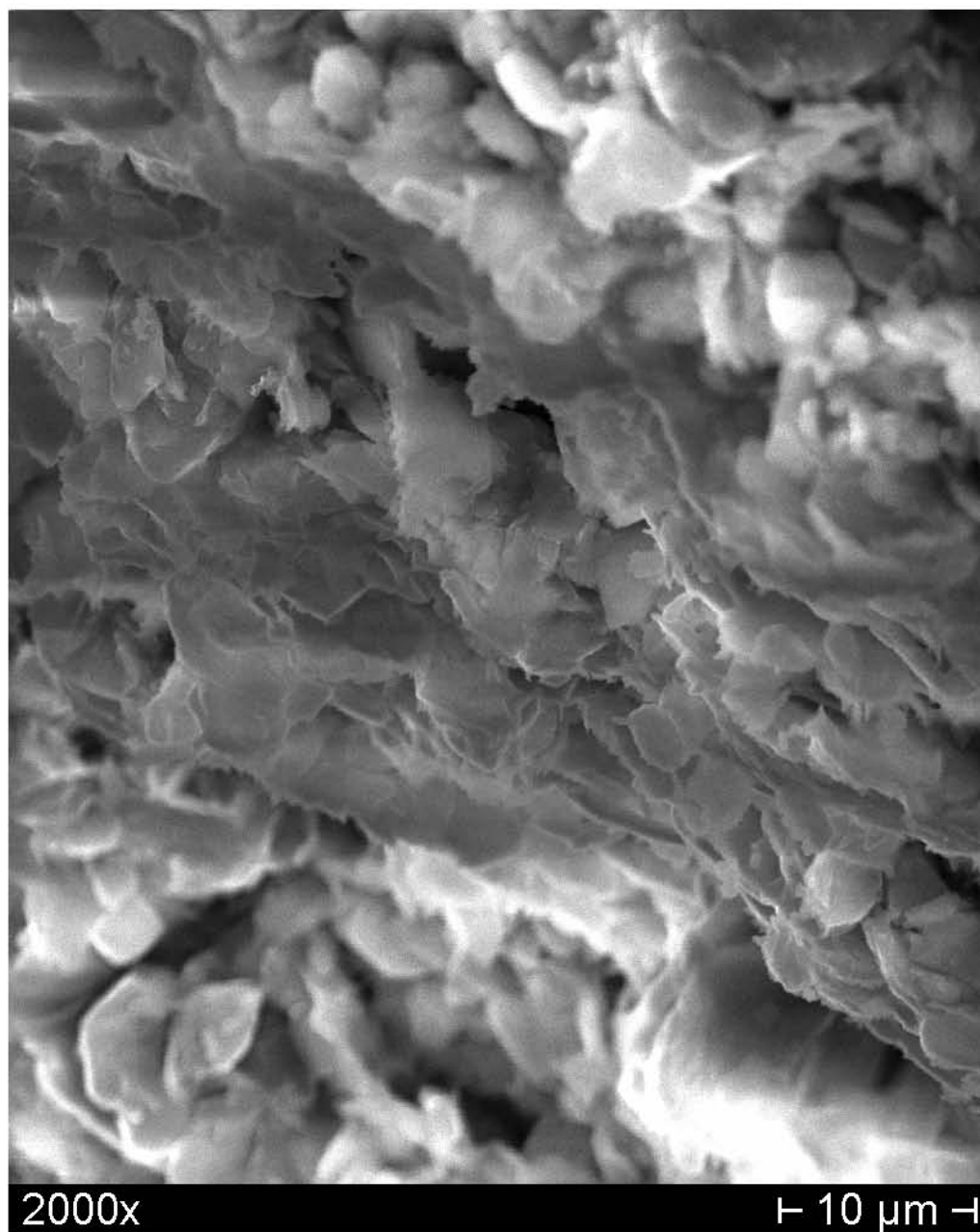


Fig. A.3. Corpo di colata: ingrandimento fig. A.2

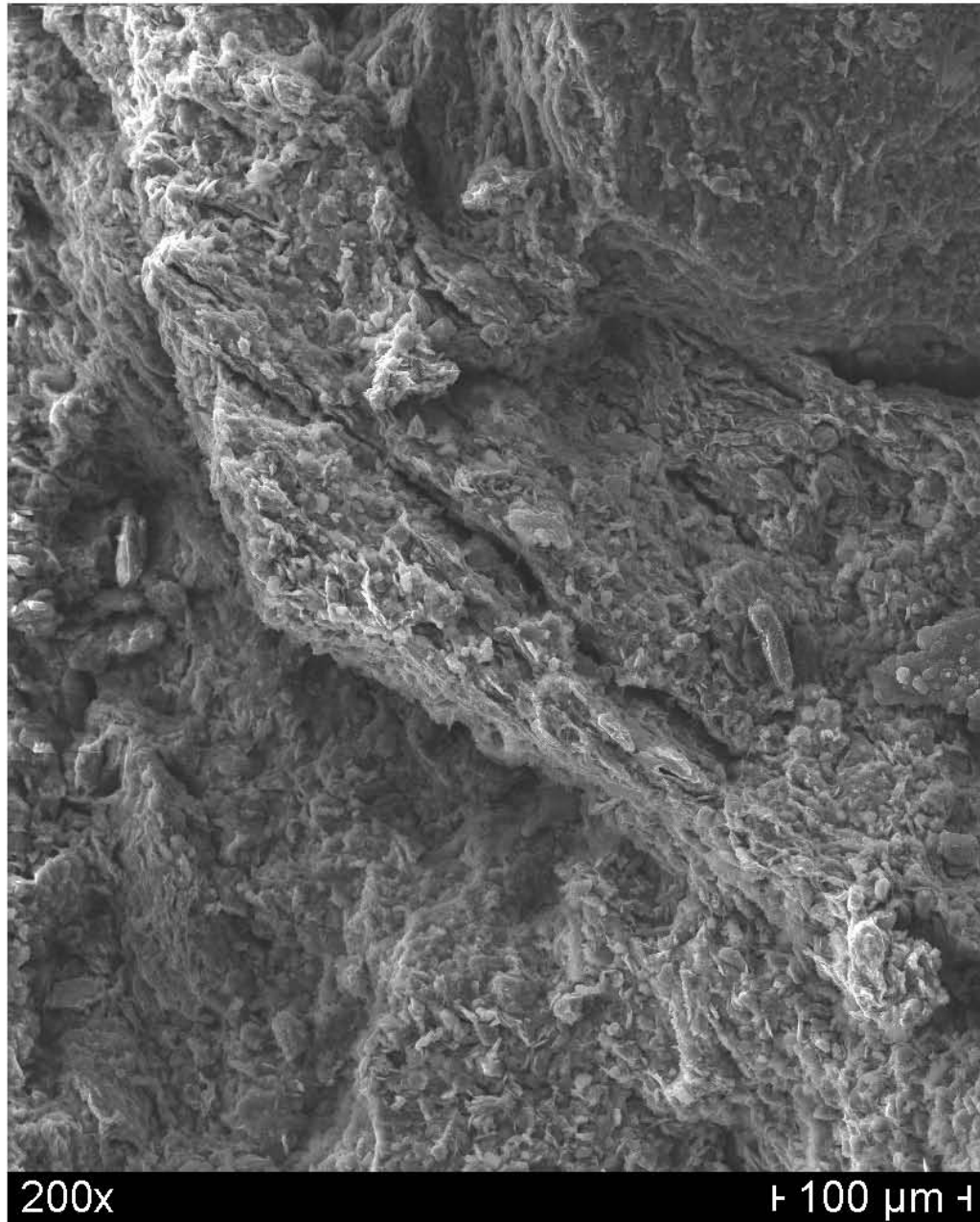


Fig. A.4. Corpo di colata

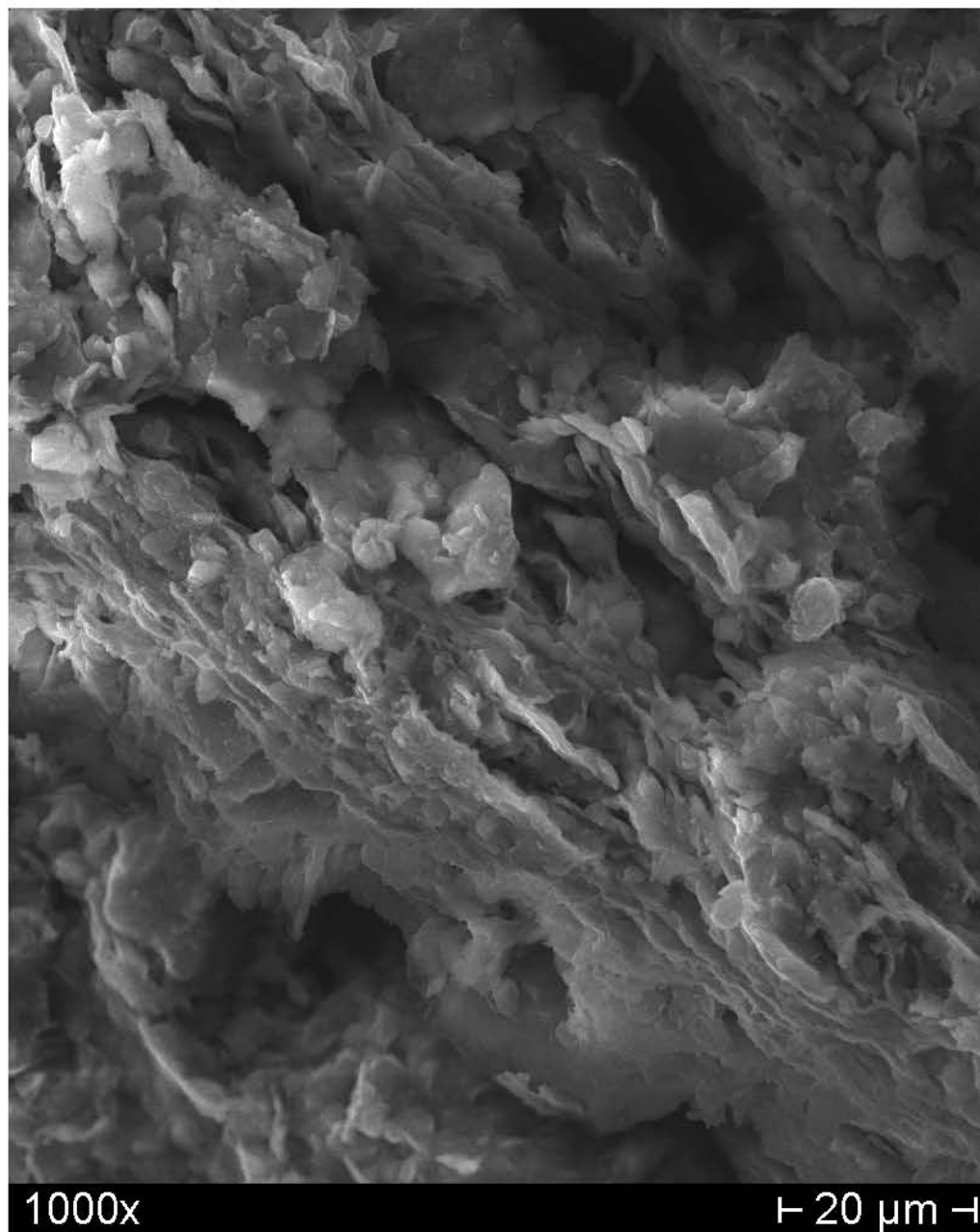


Fig. A.5. Corpo di colata: ingrandimento fig. A.4

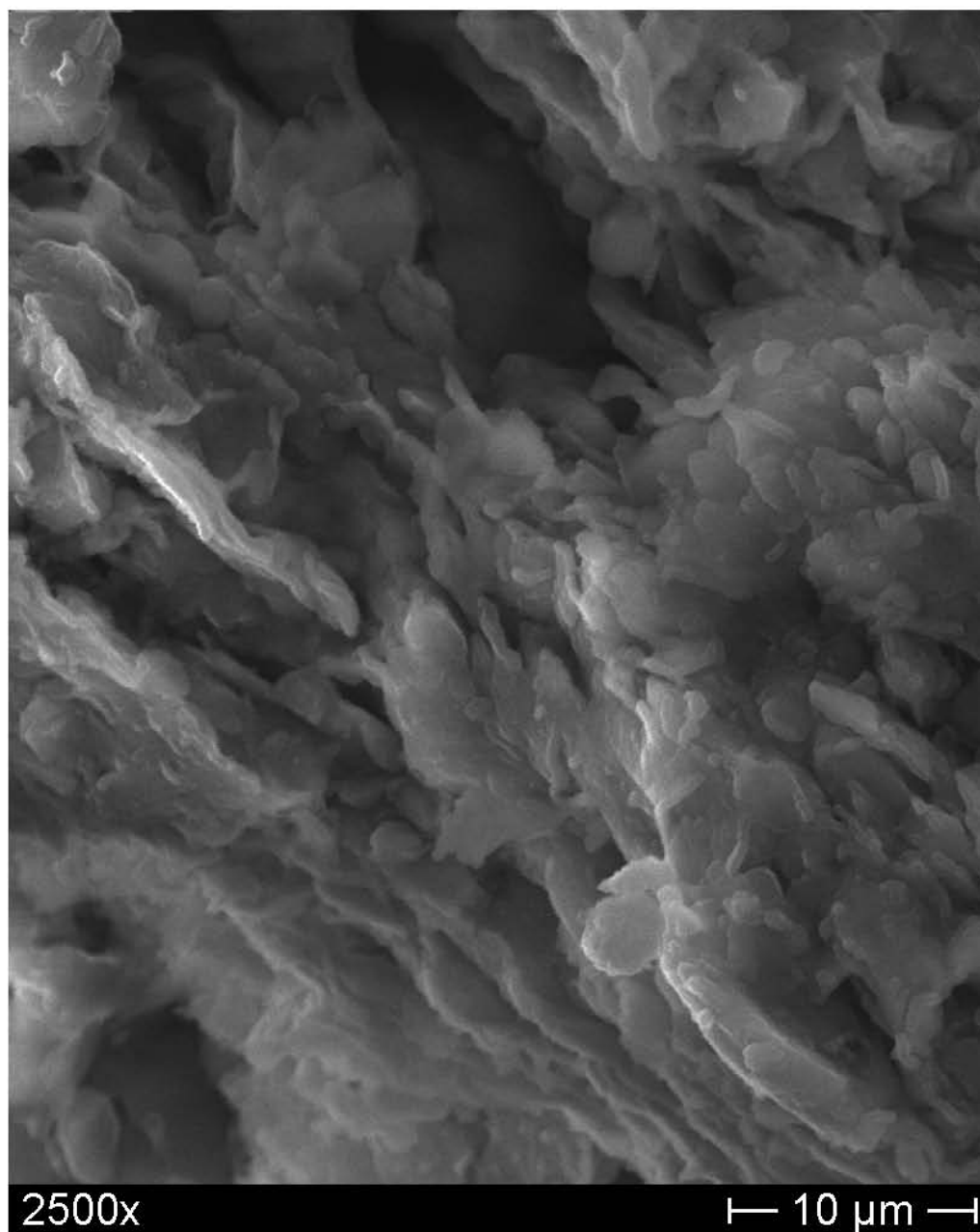


Fig. A.6. Corpo di colata: ingrandimento fig. A.5

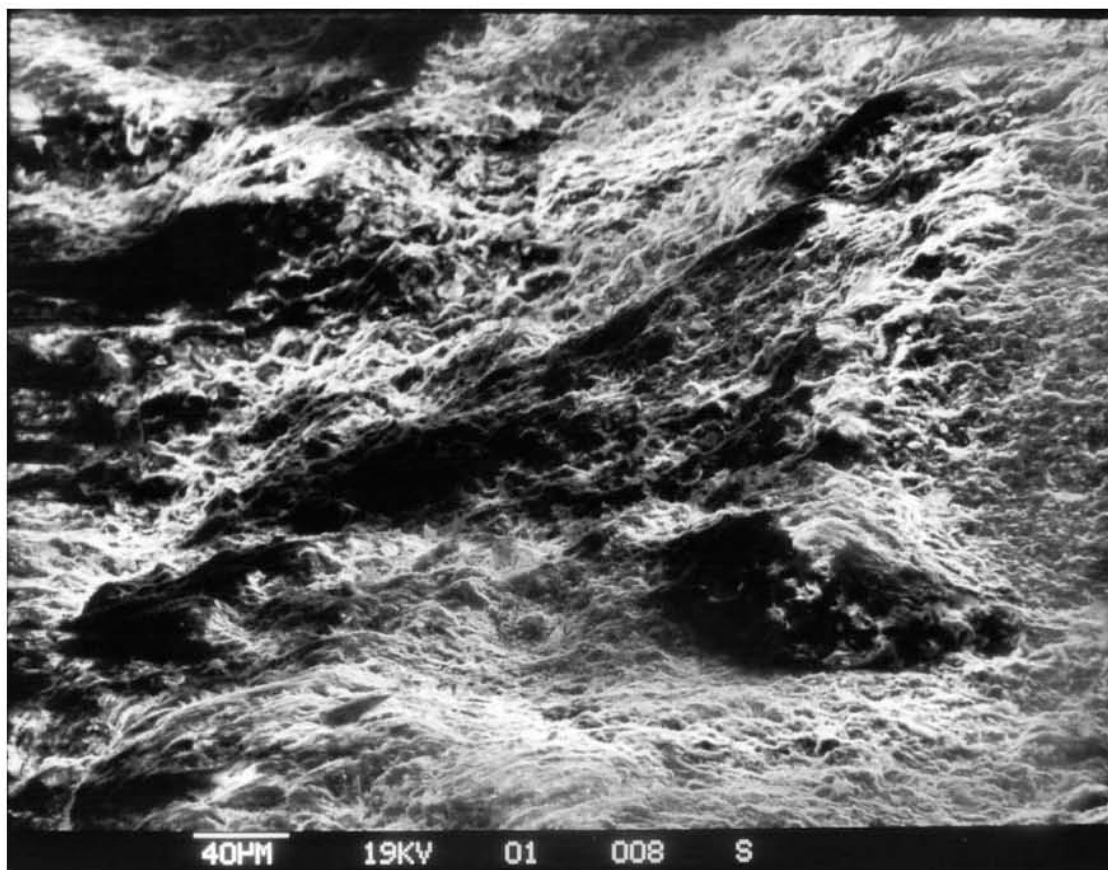


Fig. A.7. Zona di taglio

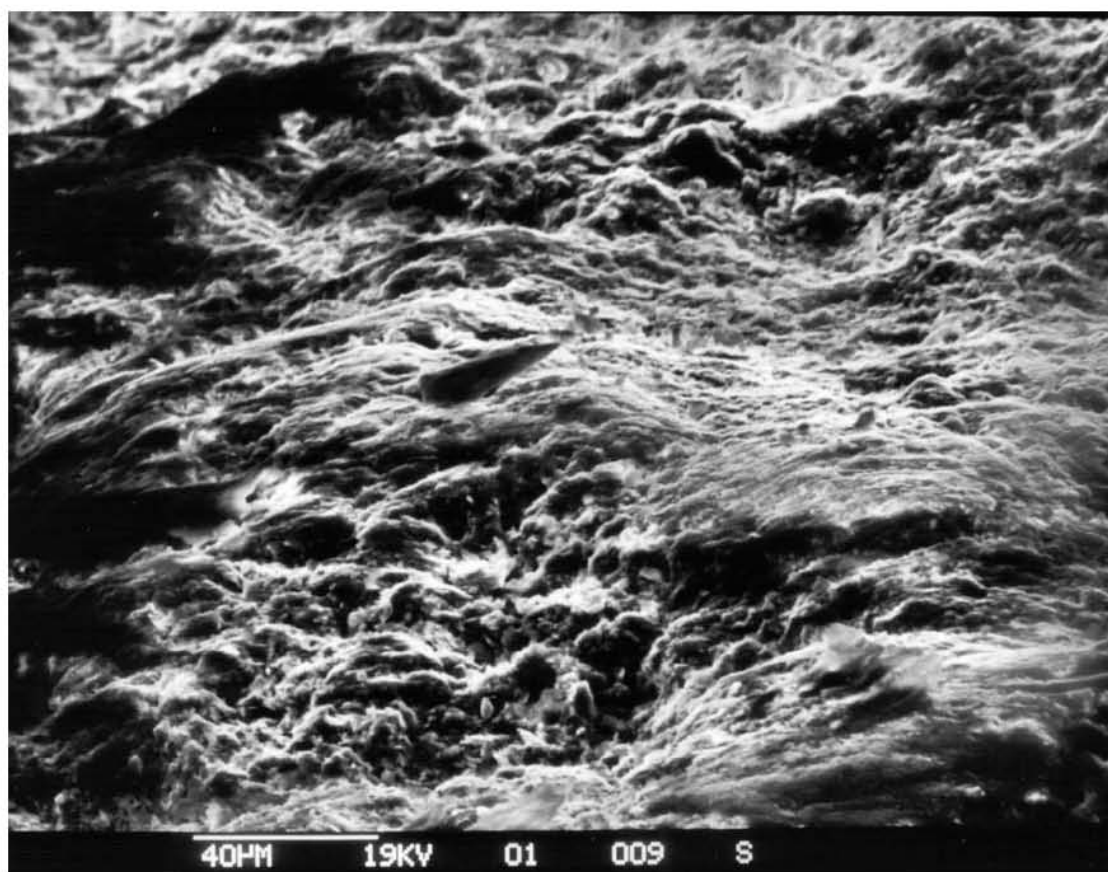


Fig. A.8. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.7

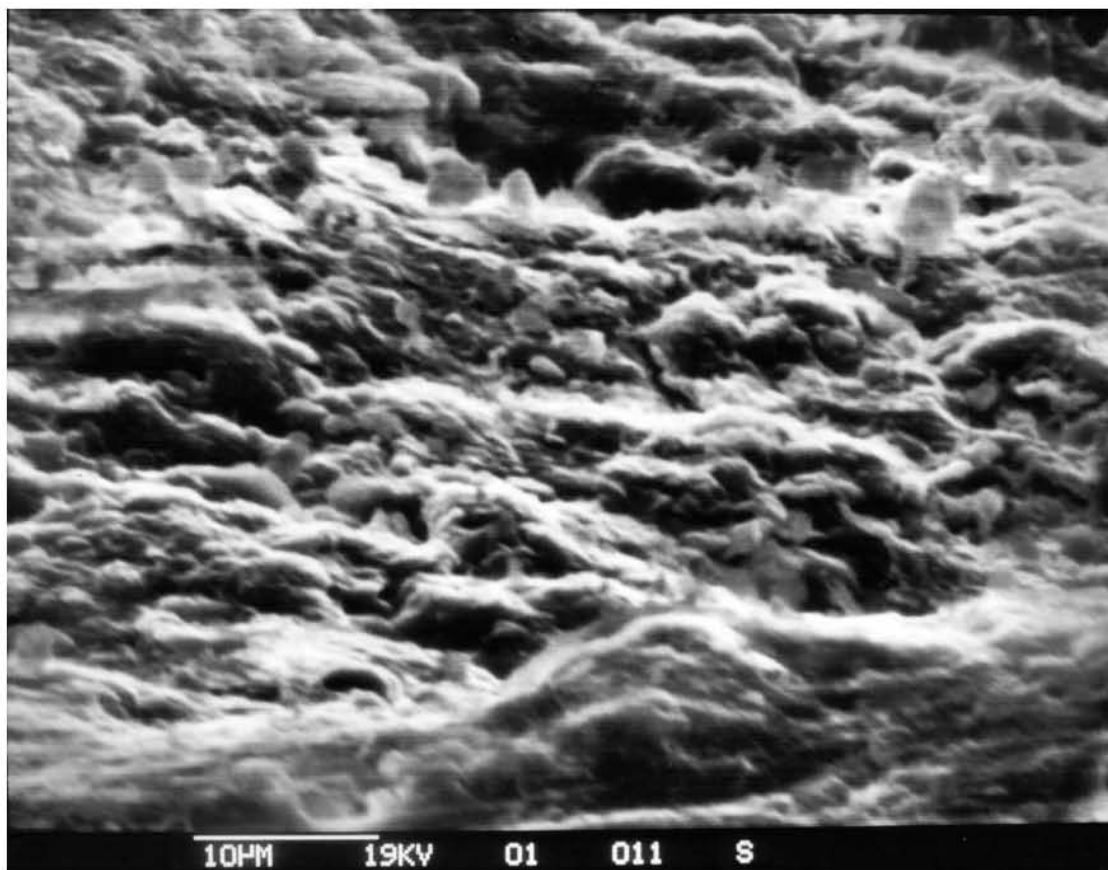


Fig. A.9. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.8

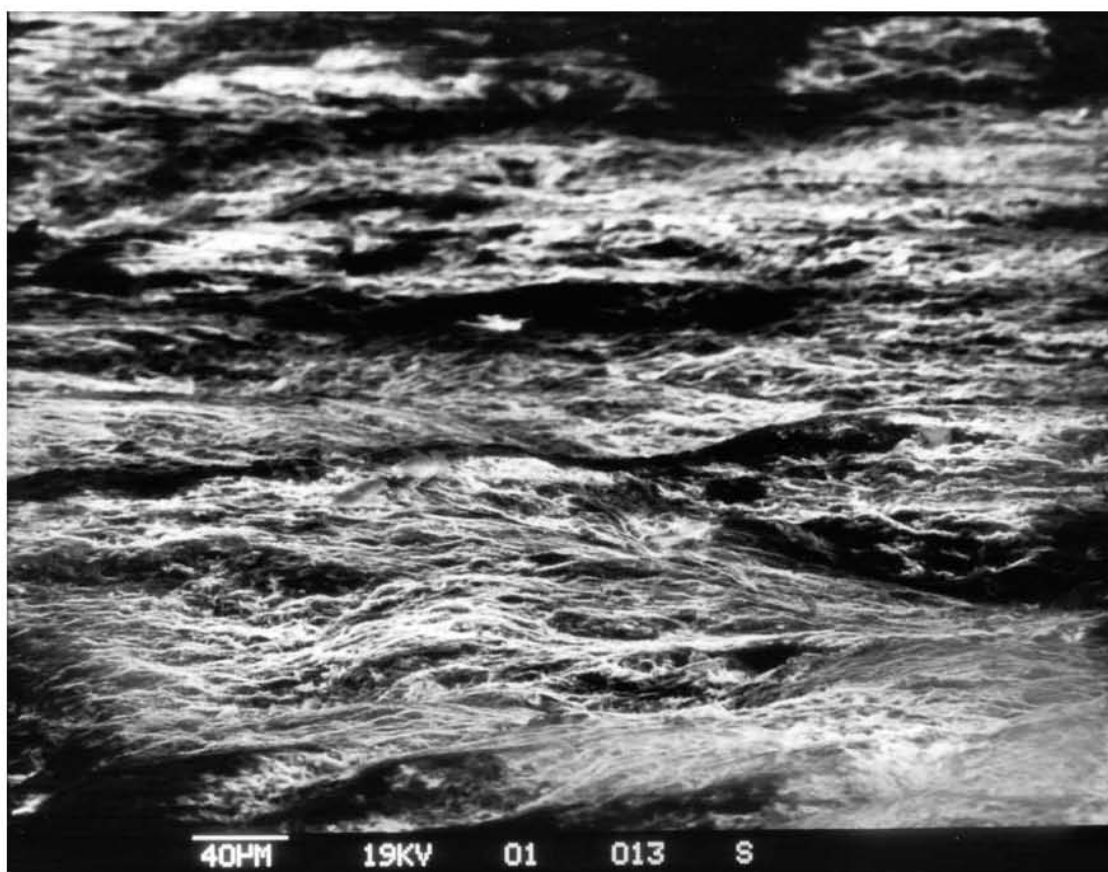


Fig. A.10. Zona di taglio



Fig. A.11. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.10

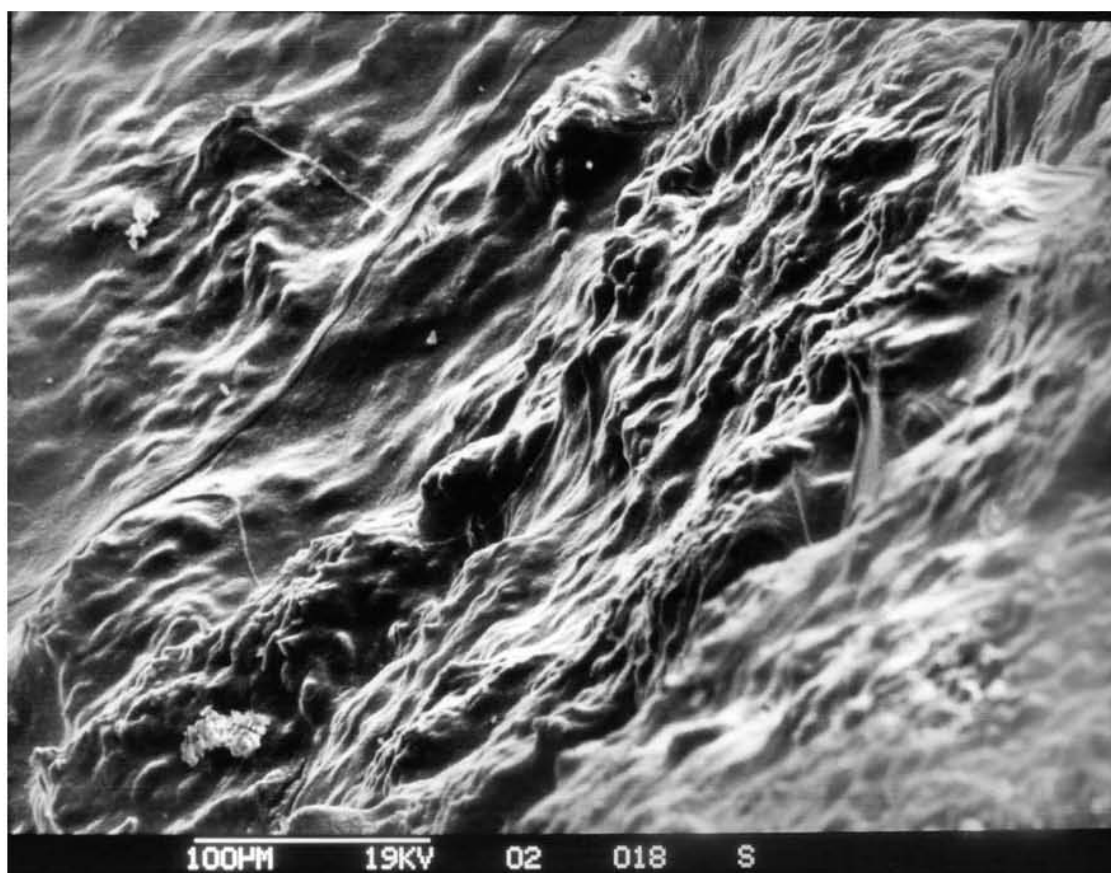


Fig. A.12. Zona di taglio

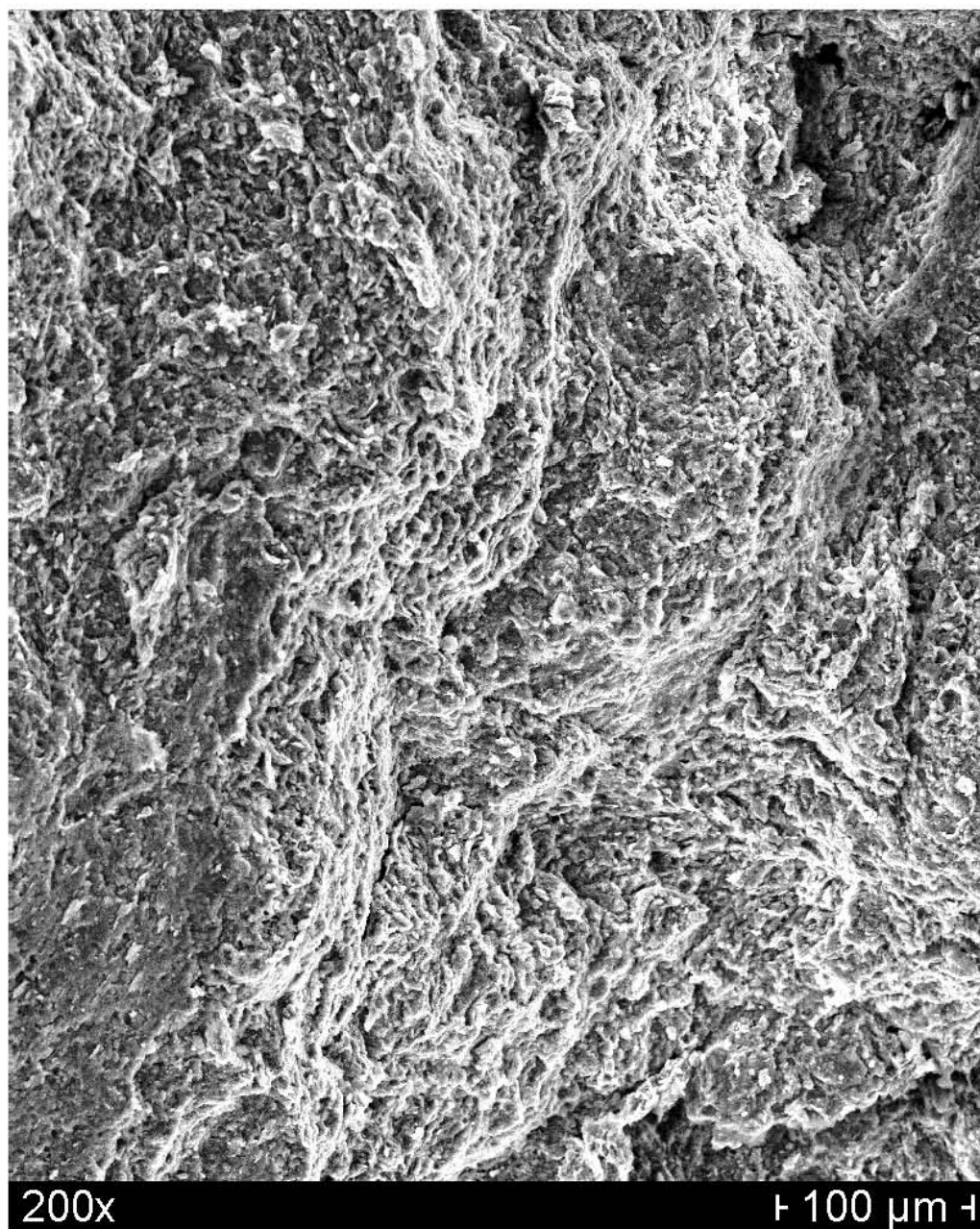


Fig. A.13. Zona di taglio

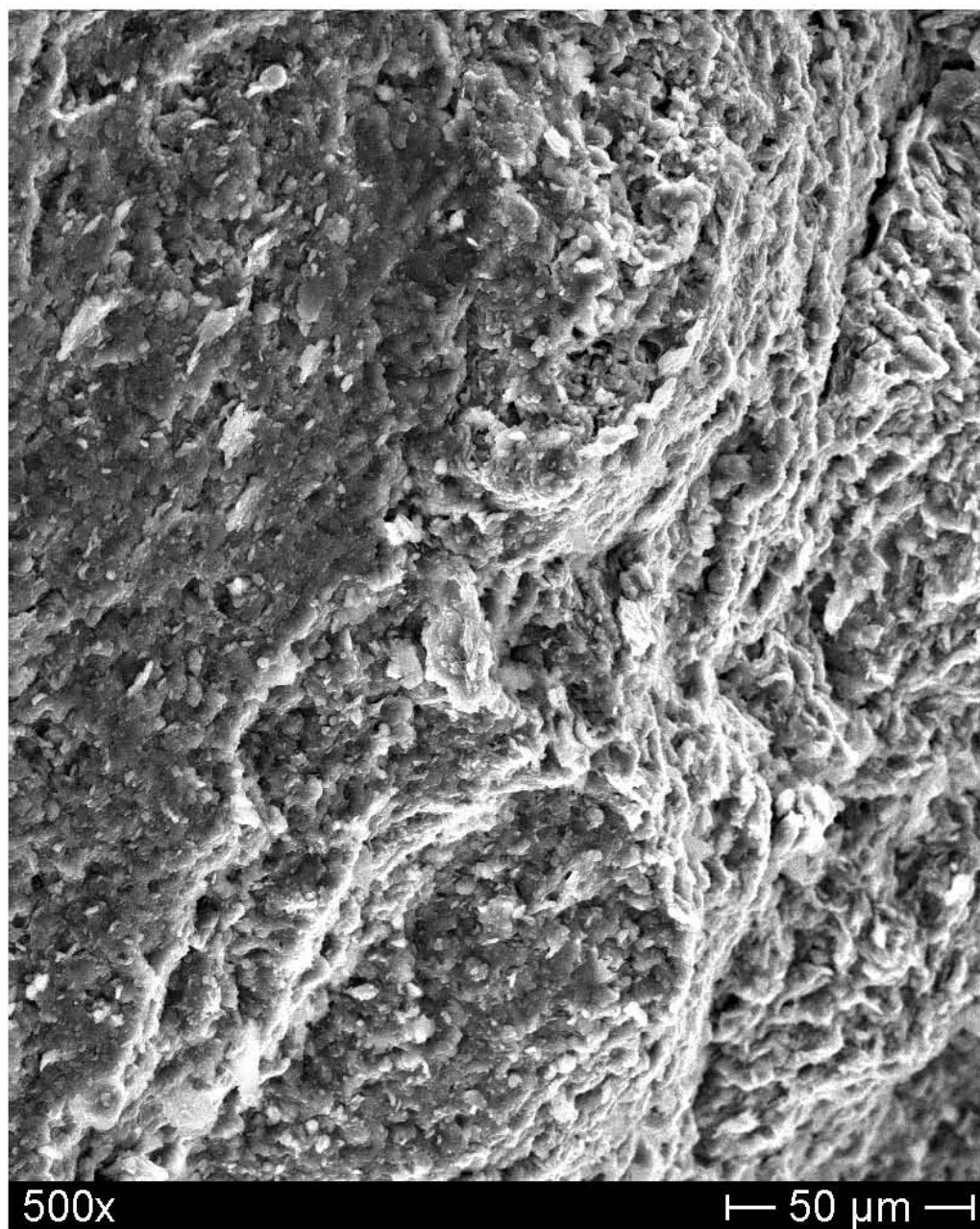


Fig. A.14. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.13

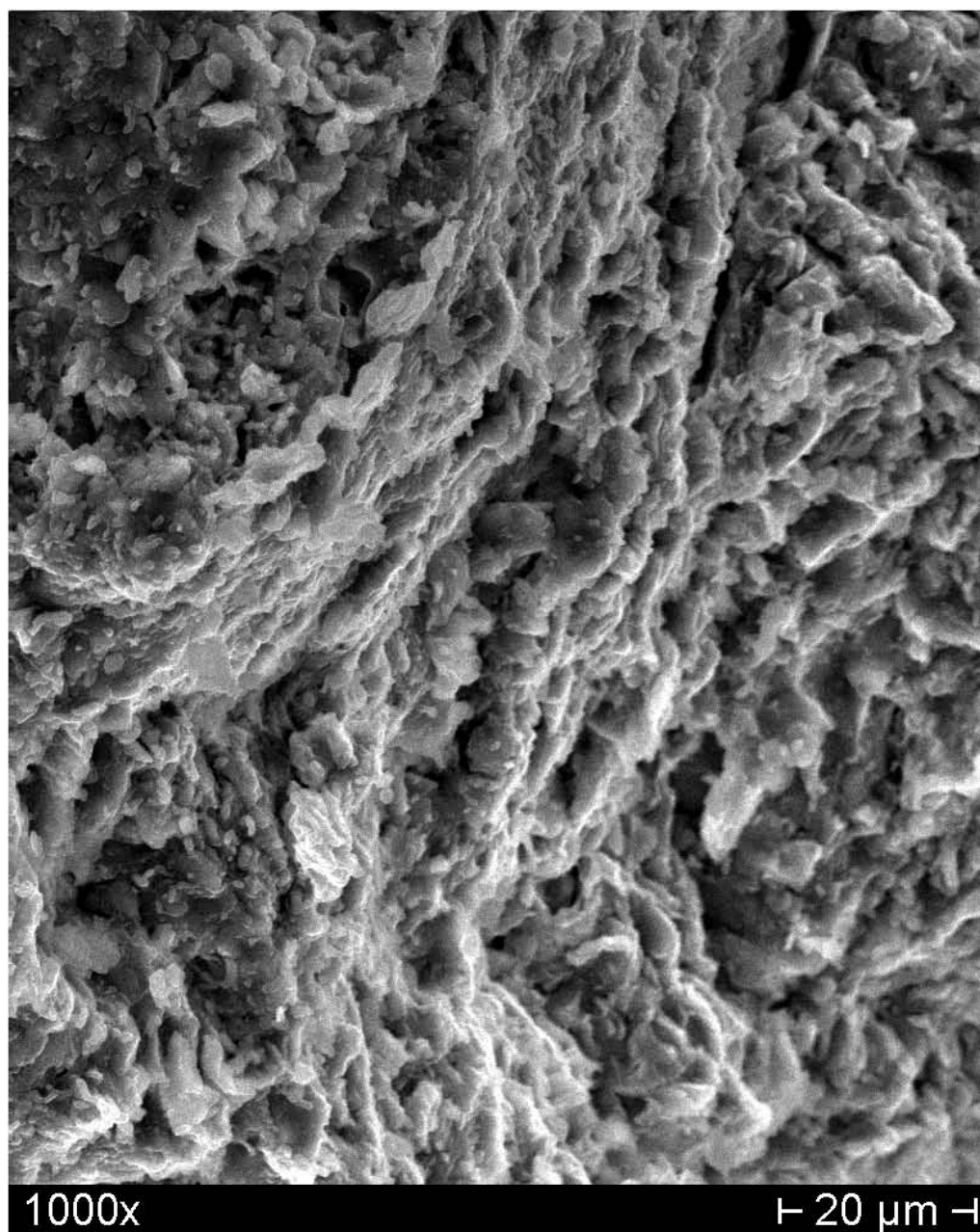


Fig. A.15. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.14

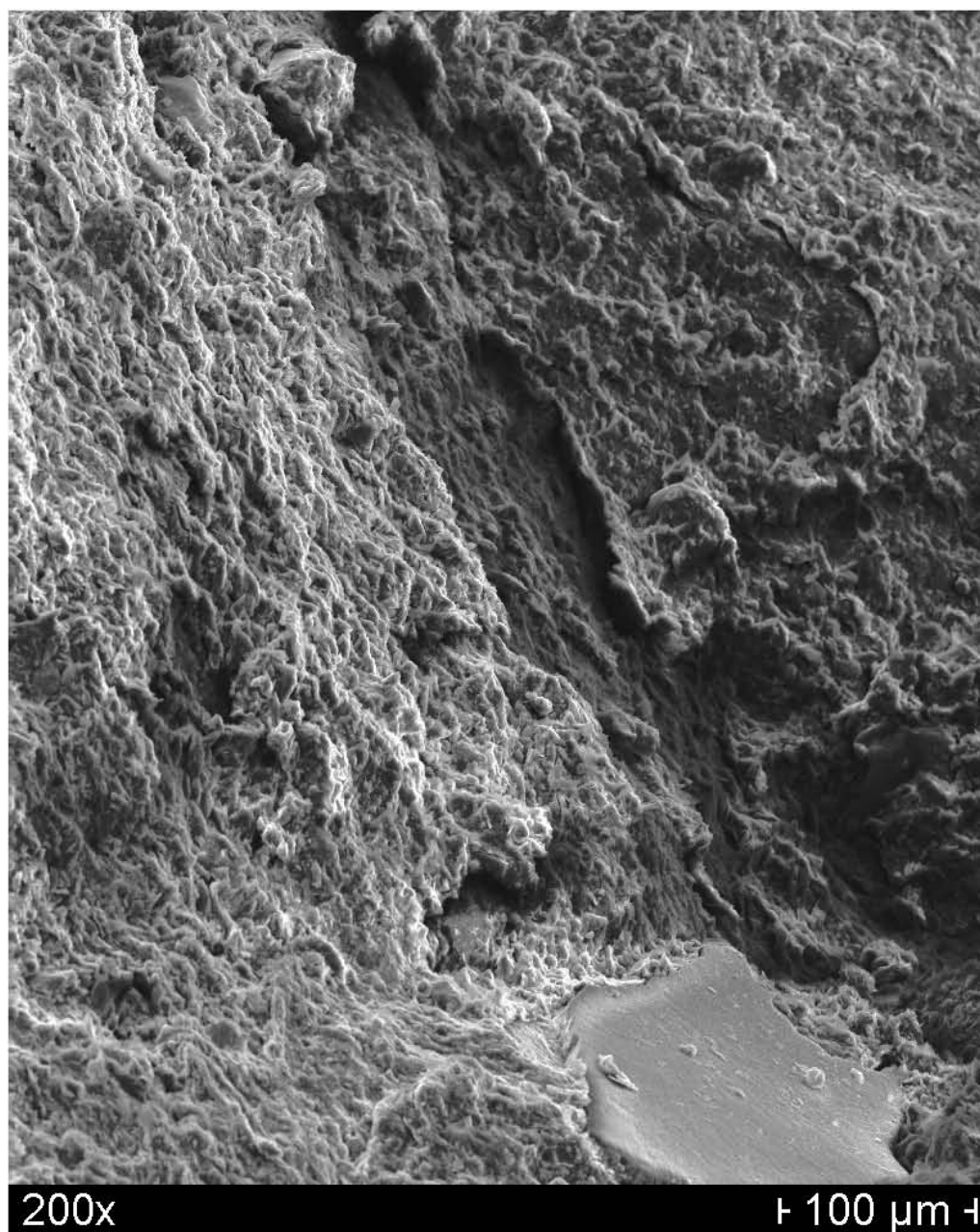


Fig. A.16. Zona di taglio

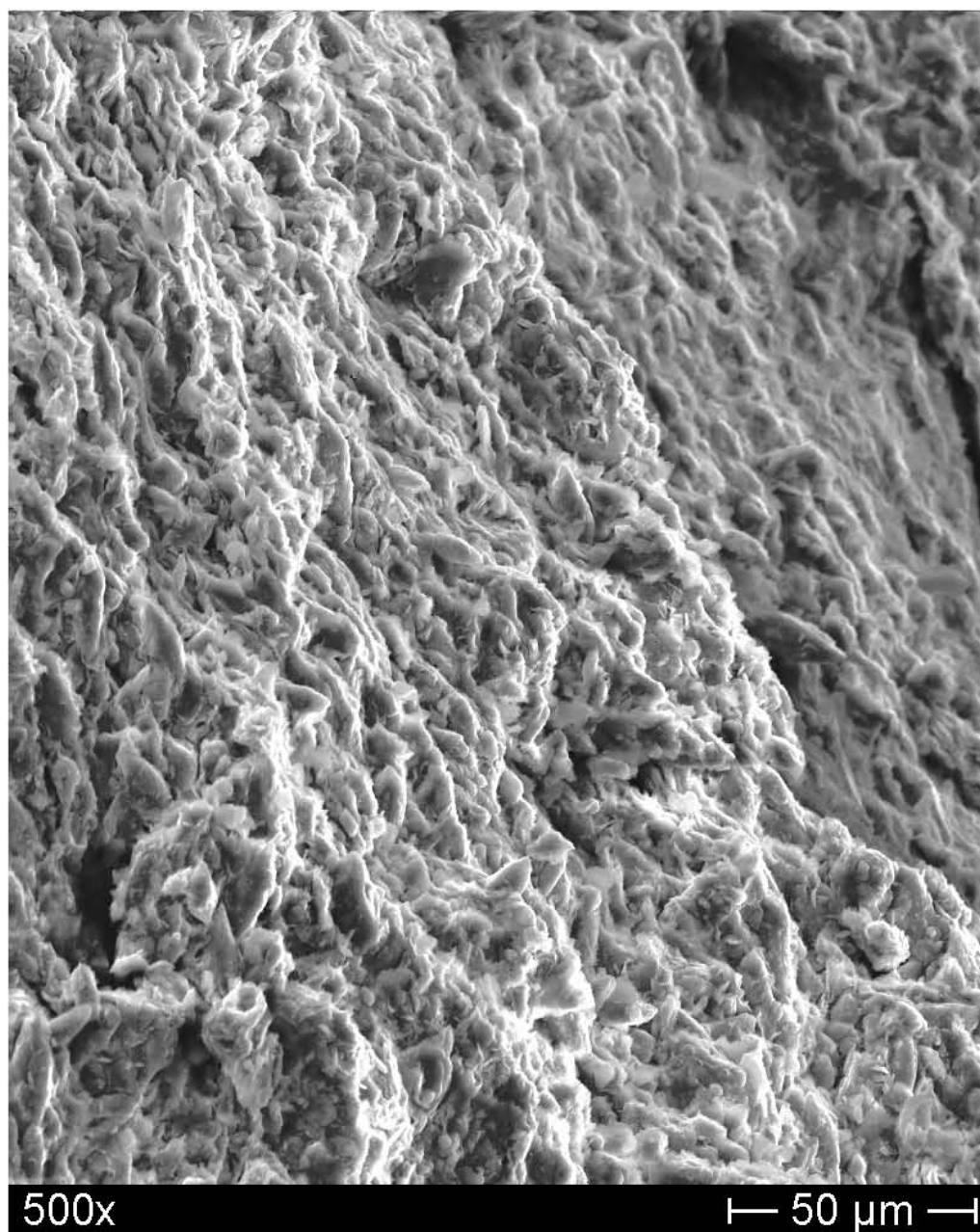


Fig. A.17. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.16

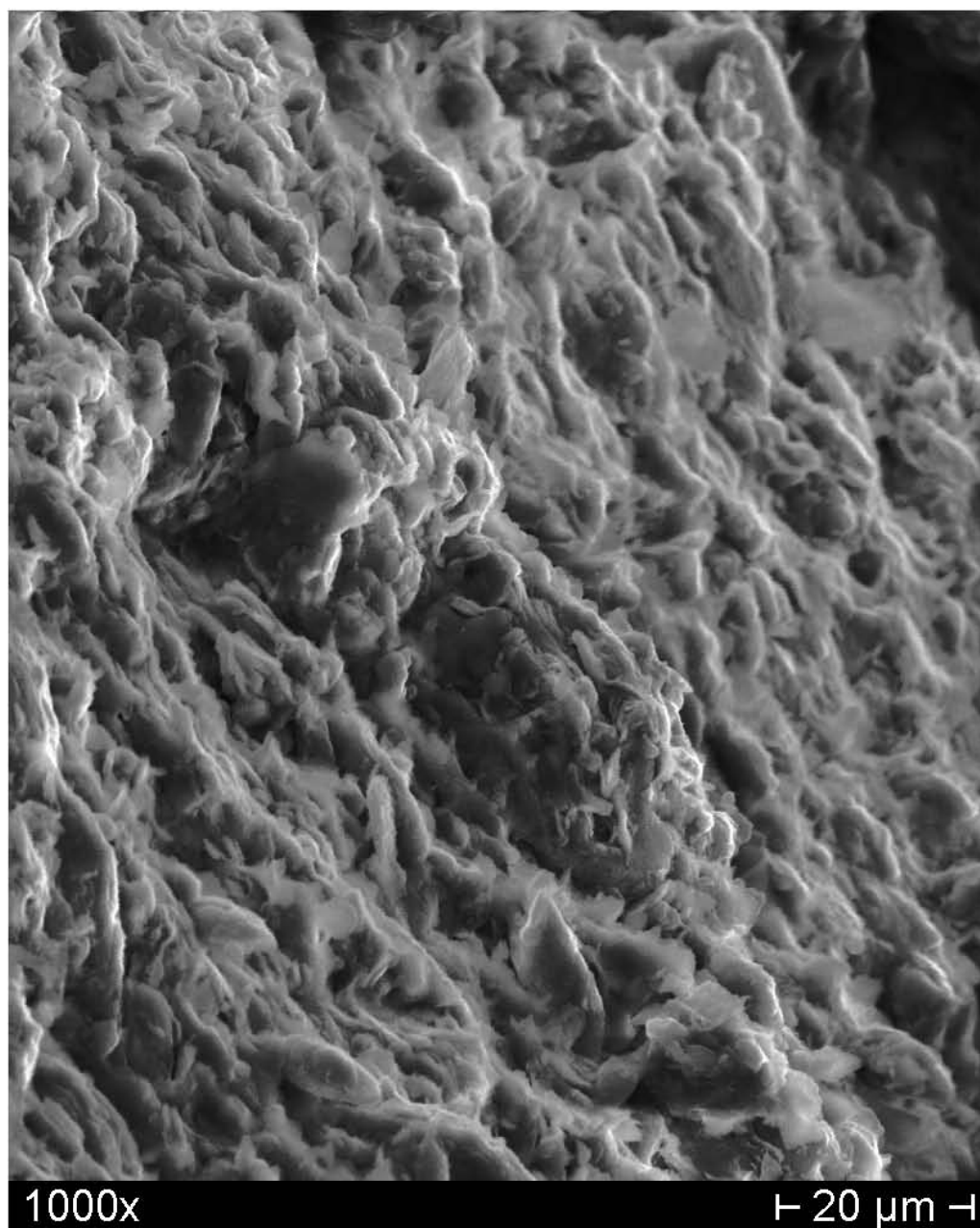


Fig. A.18. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.17

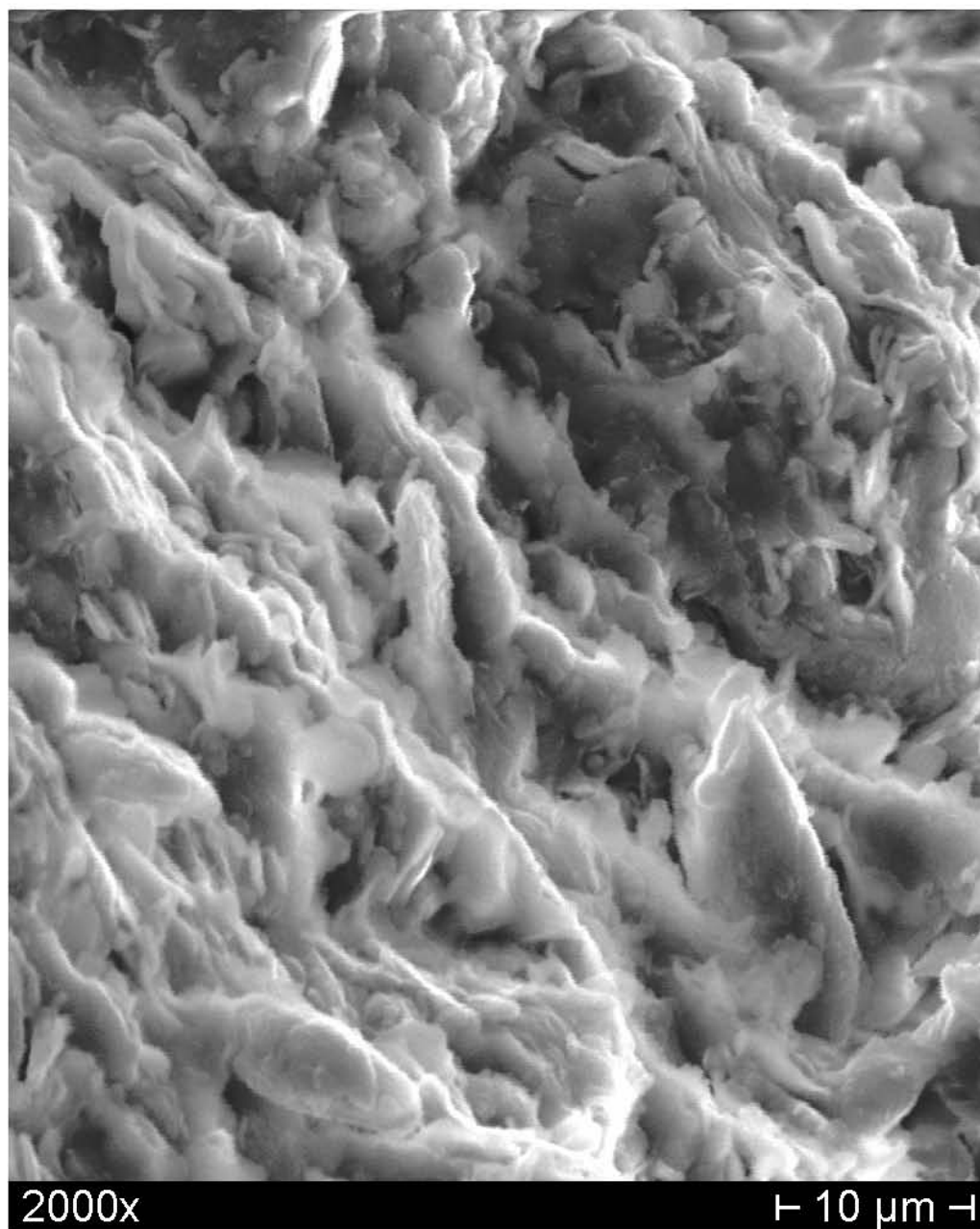


Fig. A.19. Zona di taglio: ingrandimento fig. A.18

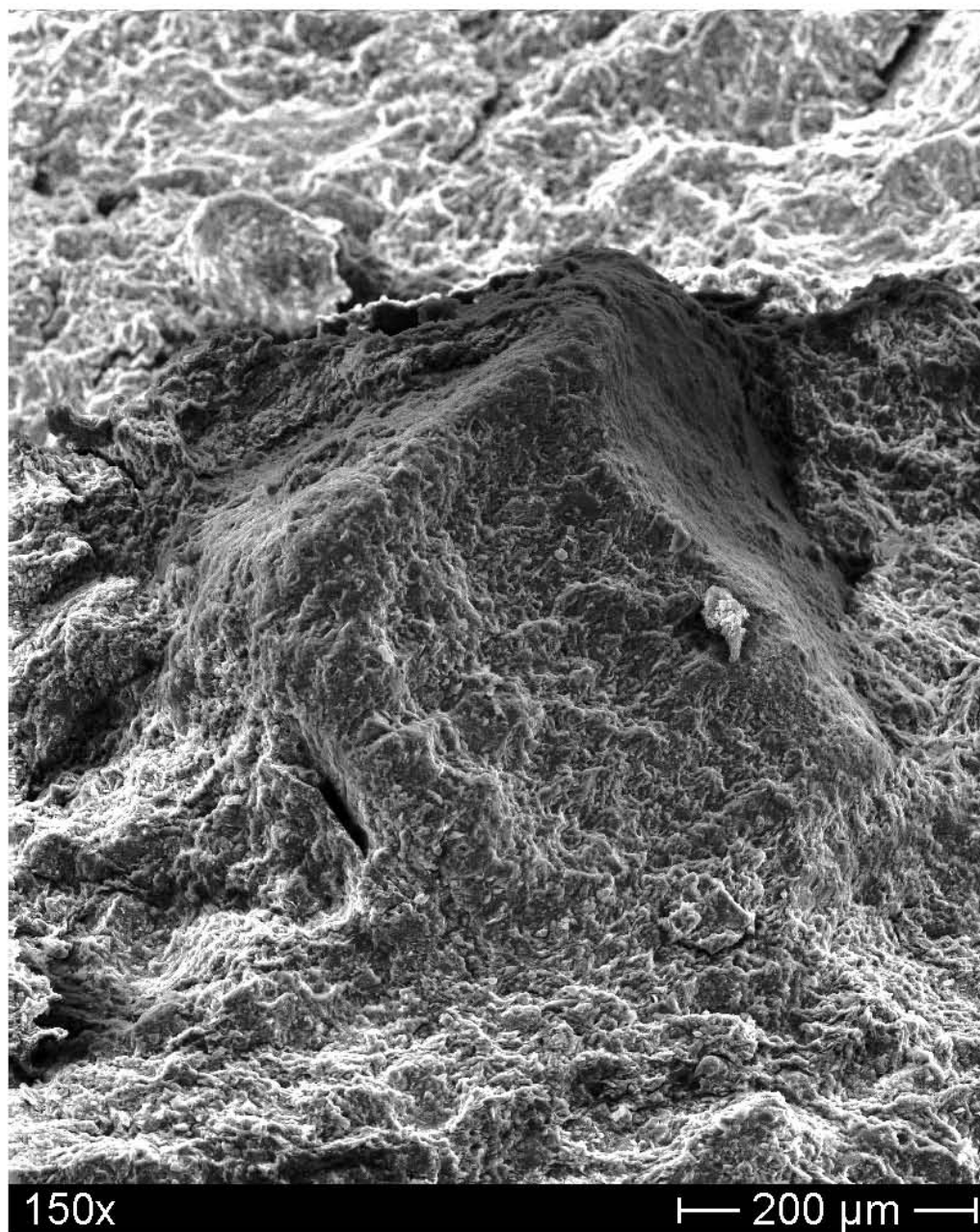


Fig. A.20. Zona di taglio

ALLEGATO B

Prove di compressione edometrica

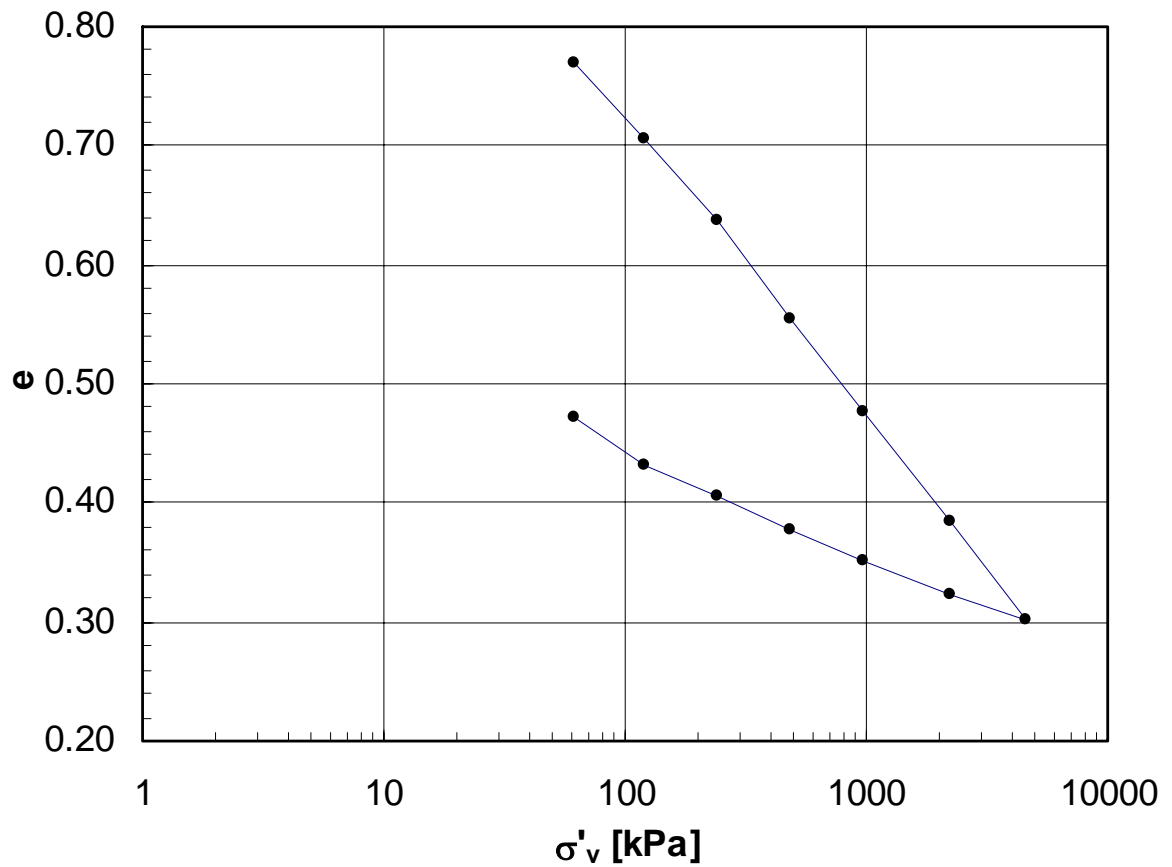
Curve cedimenti-tempo

Elenco prove

	Prova	e₀
Materiale ricostituito	R-I	0.906
	R-II	0.856
	R-III	0.837
Corpo di colata	C-I	0.514
	C-II	0.572
	C-III	0.652
	C-IV	0.648
Zona di taglio	T-I	0.716
	T-II	0.736
	T-III	0.676
	T-IV	0.656
Formazione in sede	S-I	0.398
	S-II	0.407

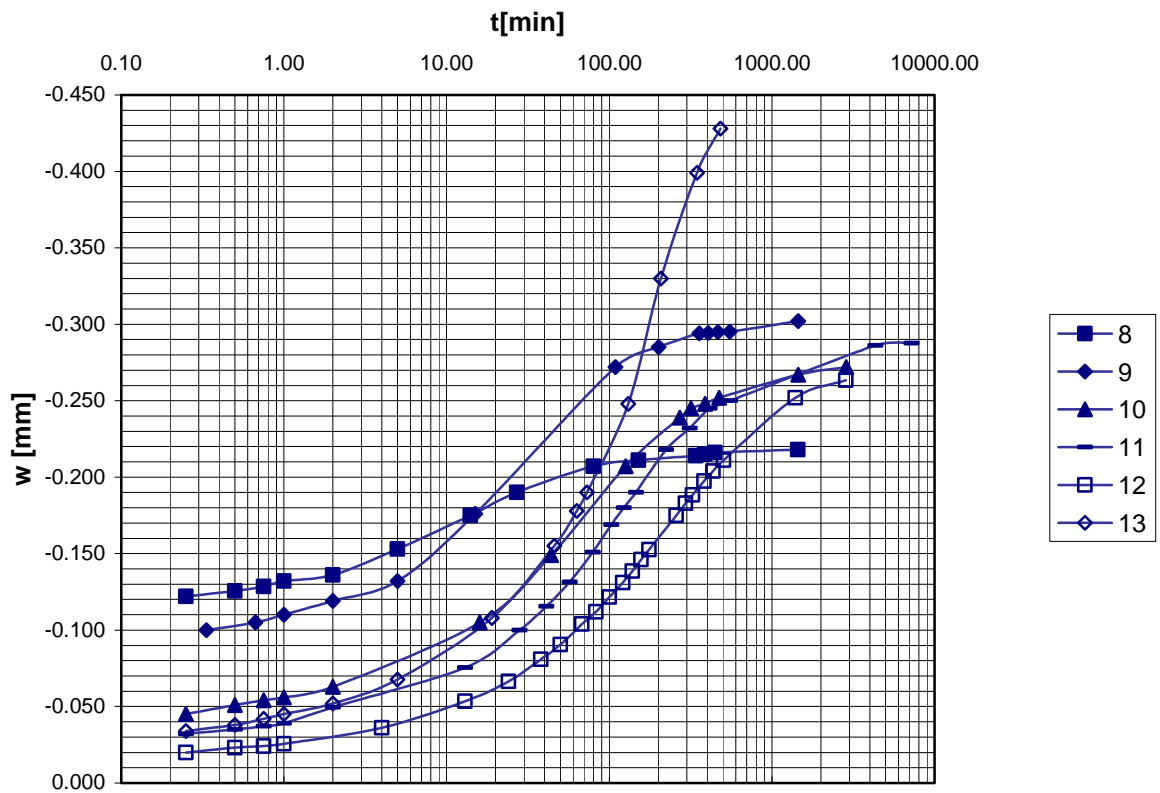
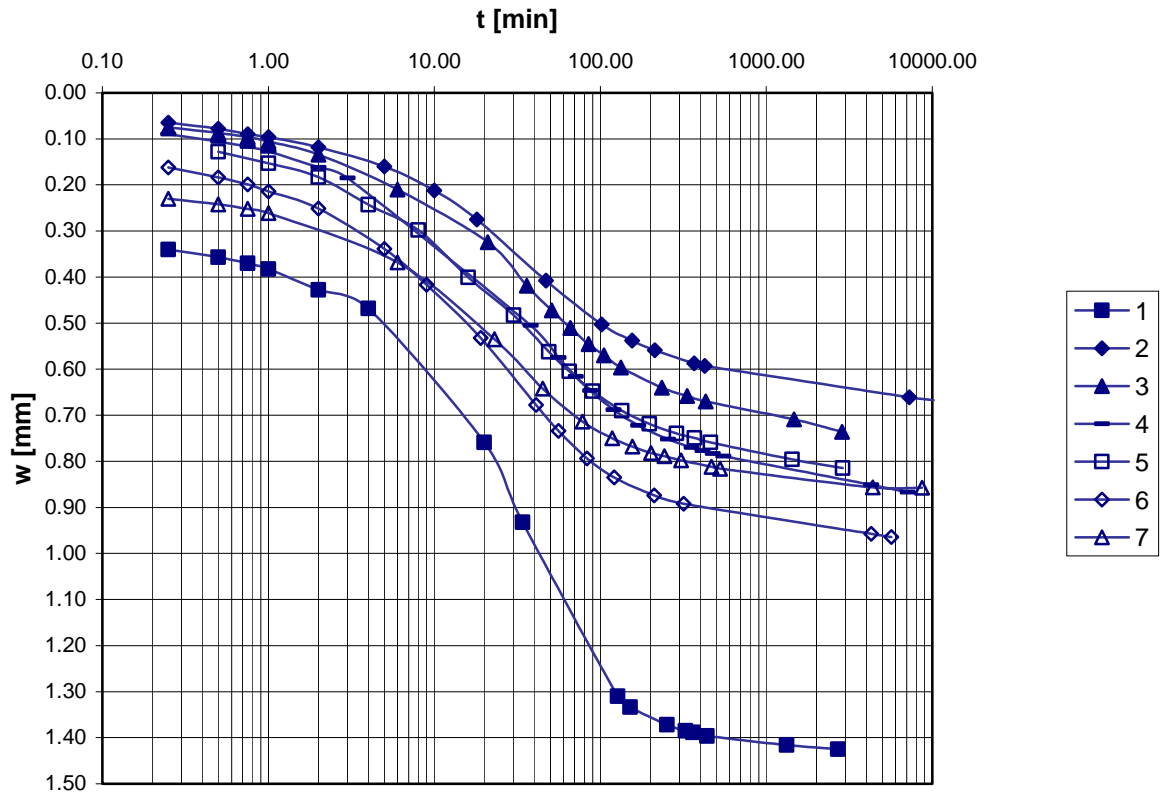
Materiale ricostituito
Prova: R-I

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7	carico	61	0.770
		122	0.707
		245	0.636
		490	0.554
		980	0.476
		2205	0.384
		4655	0.303
8 9 10 11 12 13	scarico	2205	0.323
		980	0.352
		490	0.378
		245	0.406
		122	0.431
		61	0.471



Materiale ricostituito

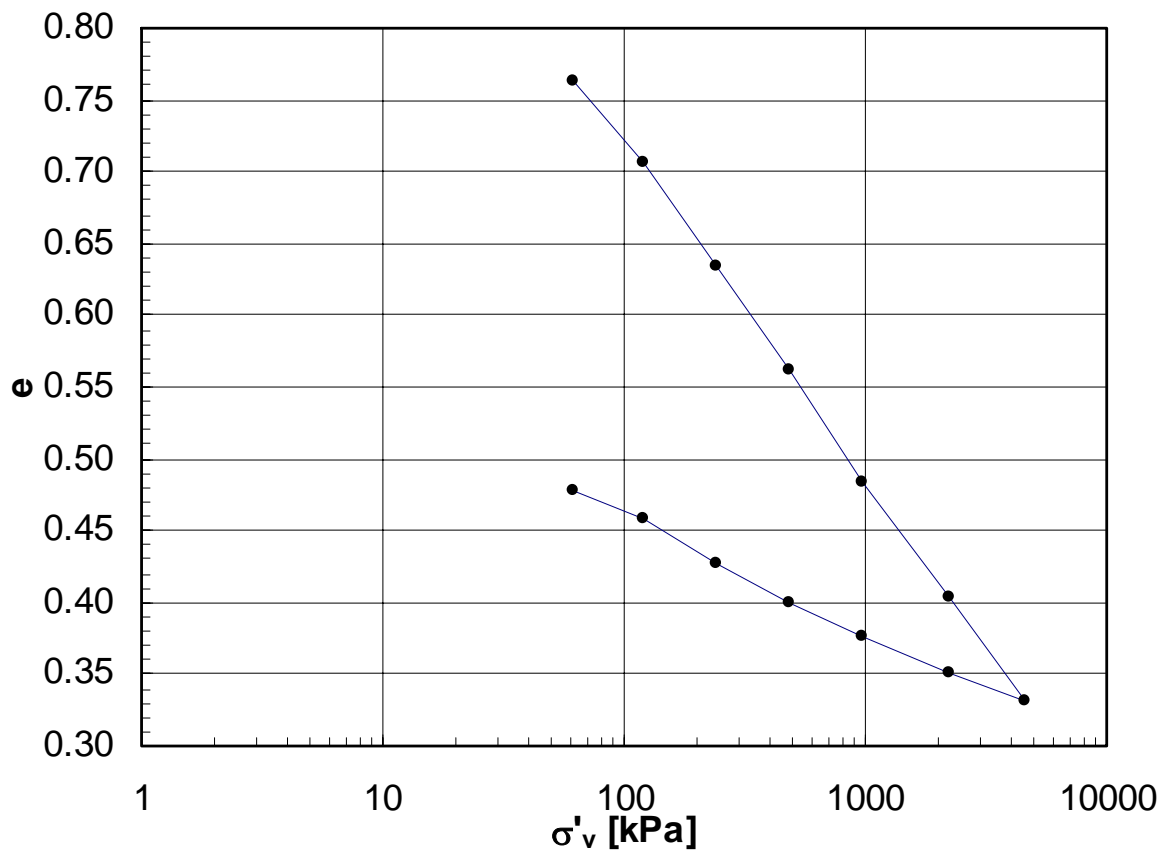
Prova: R-I

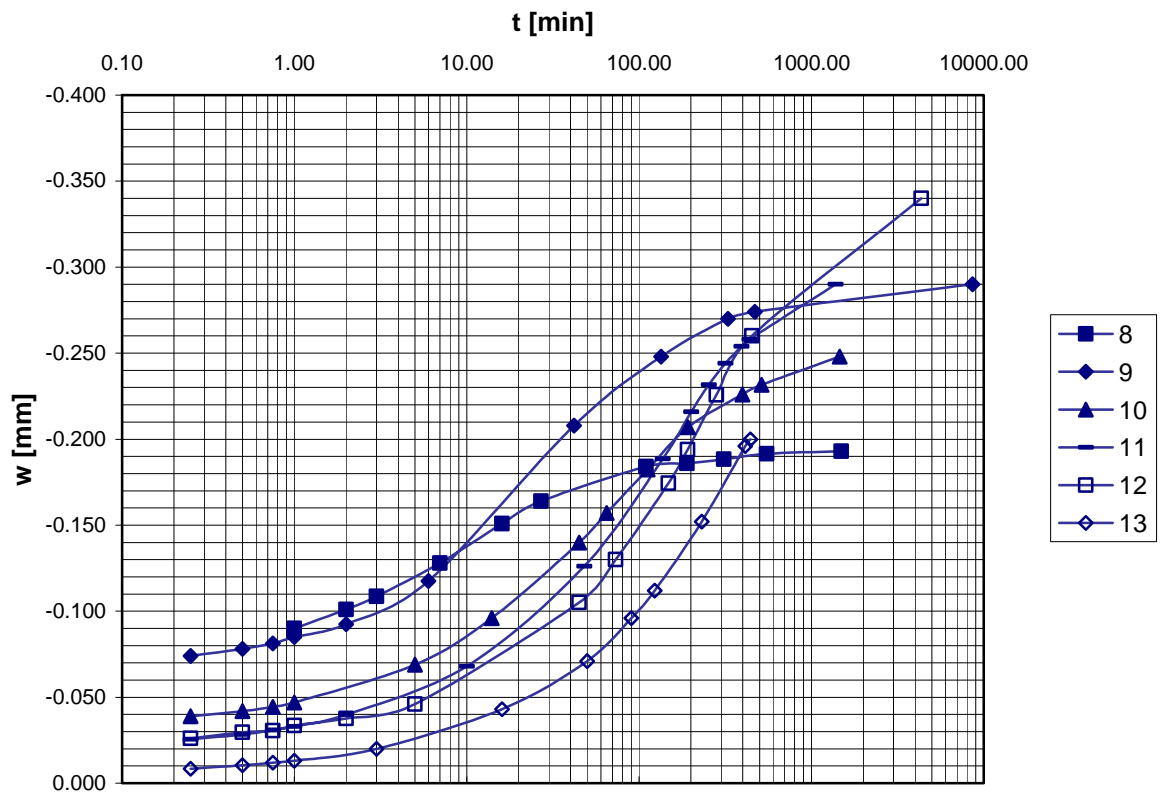
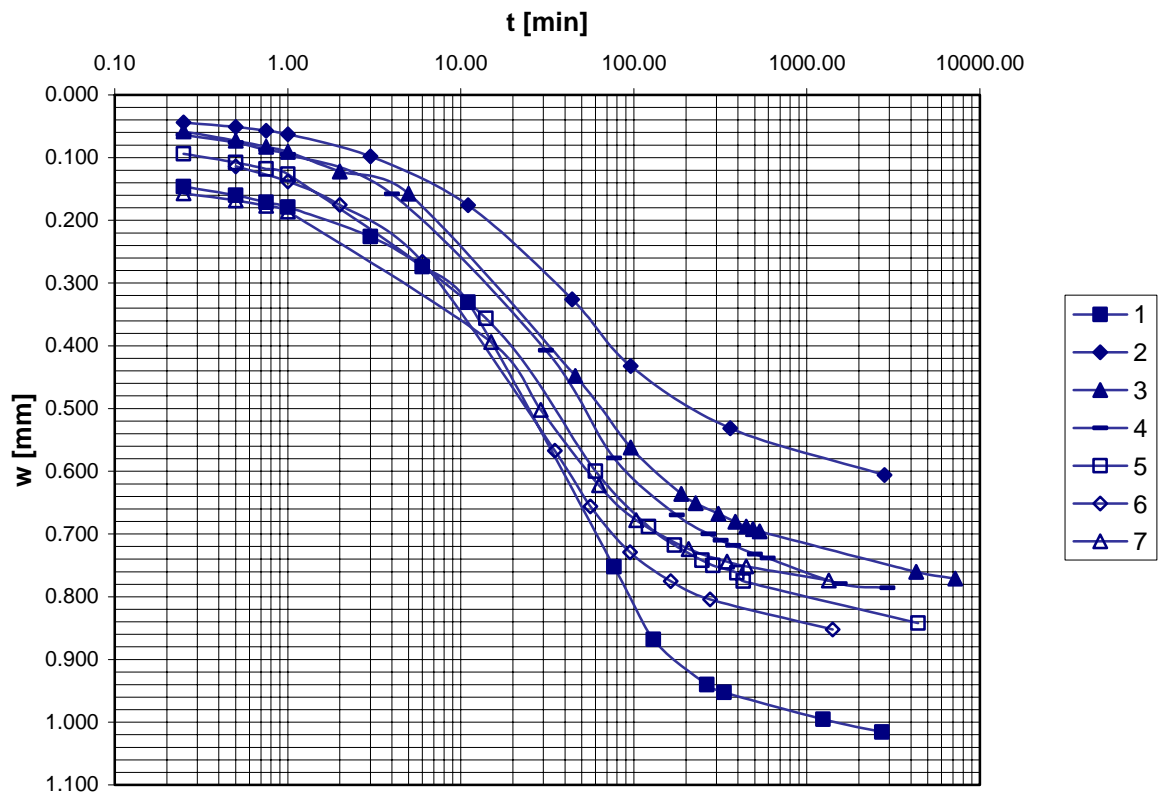


Materiale ricostituito

Prova: R-II

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7	carico	61	0.762
		122	0.706
		245	0.634
		490	0.561
		980	0.483
		2205	0.404
		4655	0.332
8 9 10 11 12 13	scarico	2205	0.350
		980	0.377
		490	0.400
		245	0.427
		122	0.458
		61	0.477

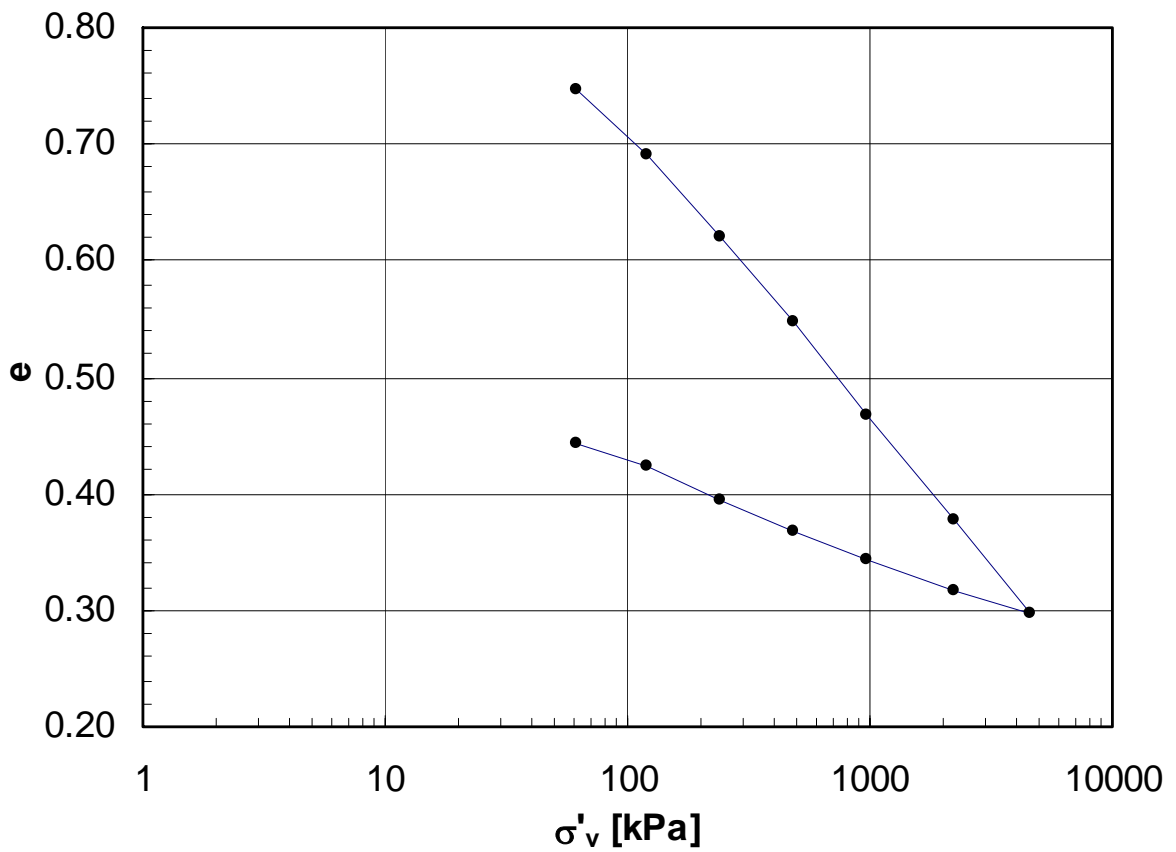




Materiale ricostituito

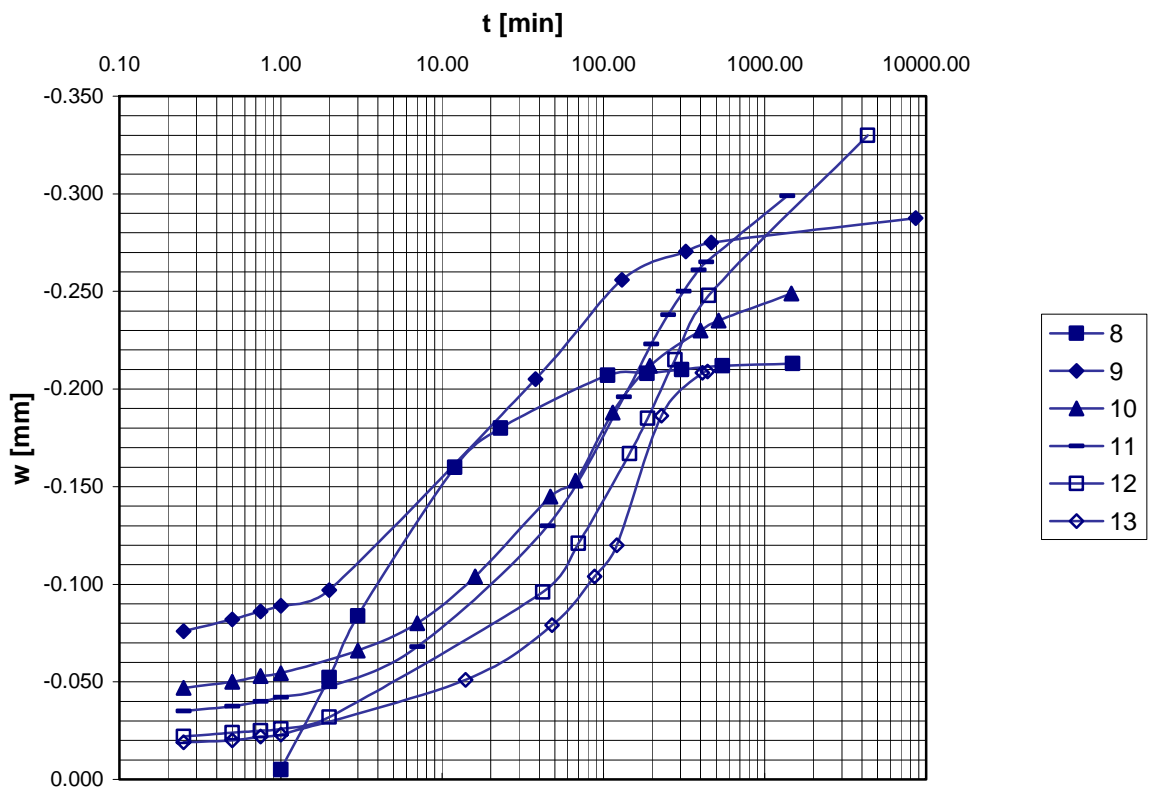
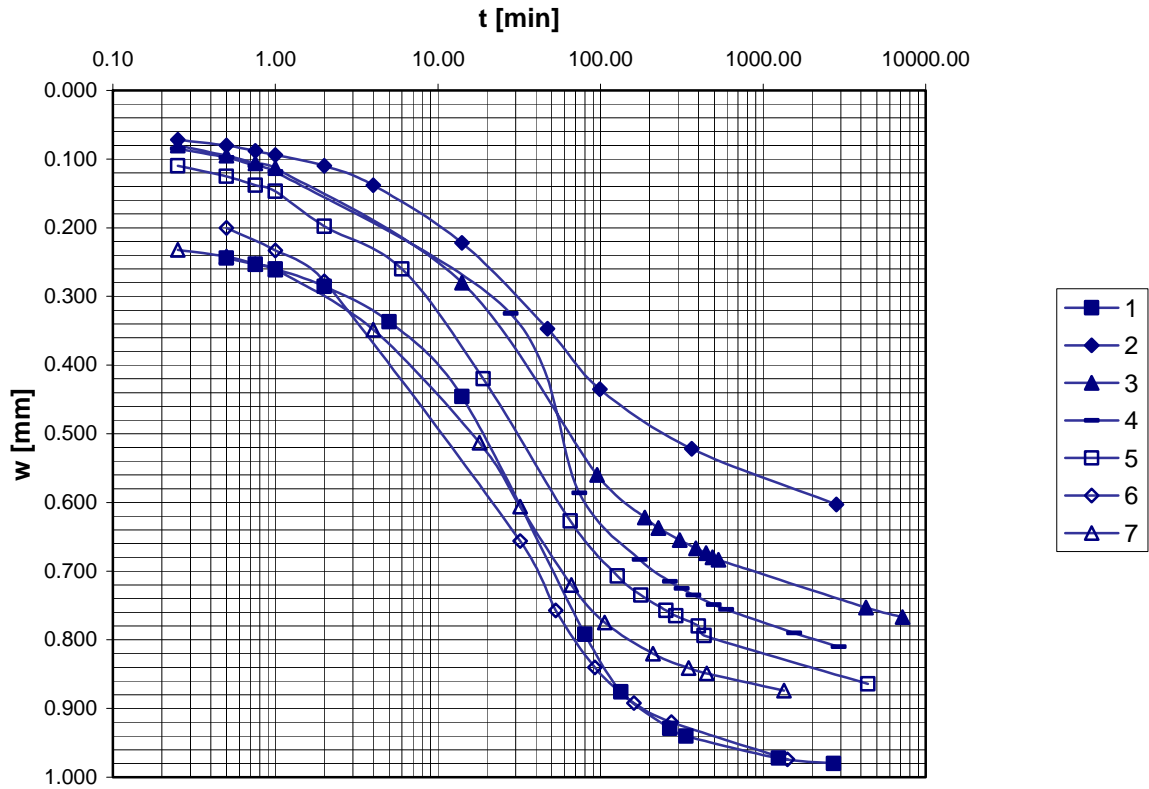
Prova: R-III

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7	carico	61	0.747
		122	0.692
		245	0.621
		490	0.547
		980	0.468
		2205	0.378
		4655	0.298
8 9 10 11 12 13	scarico	2205	0.317
		980	0.344
		490	0.367
		245	0.394
		122	0.424
		61	0.444



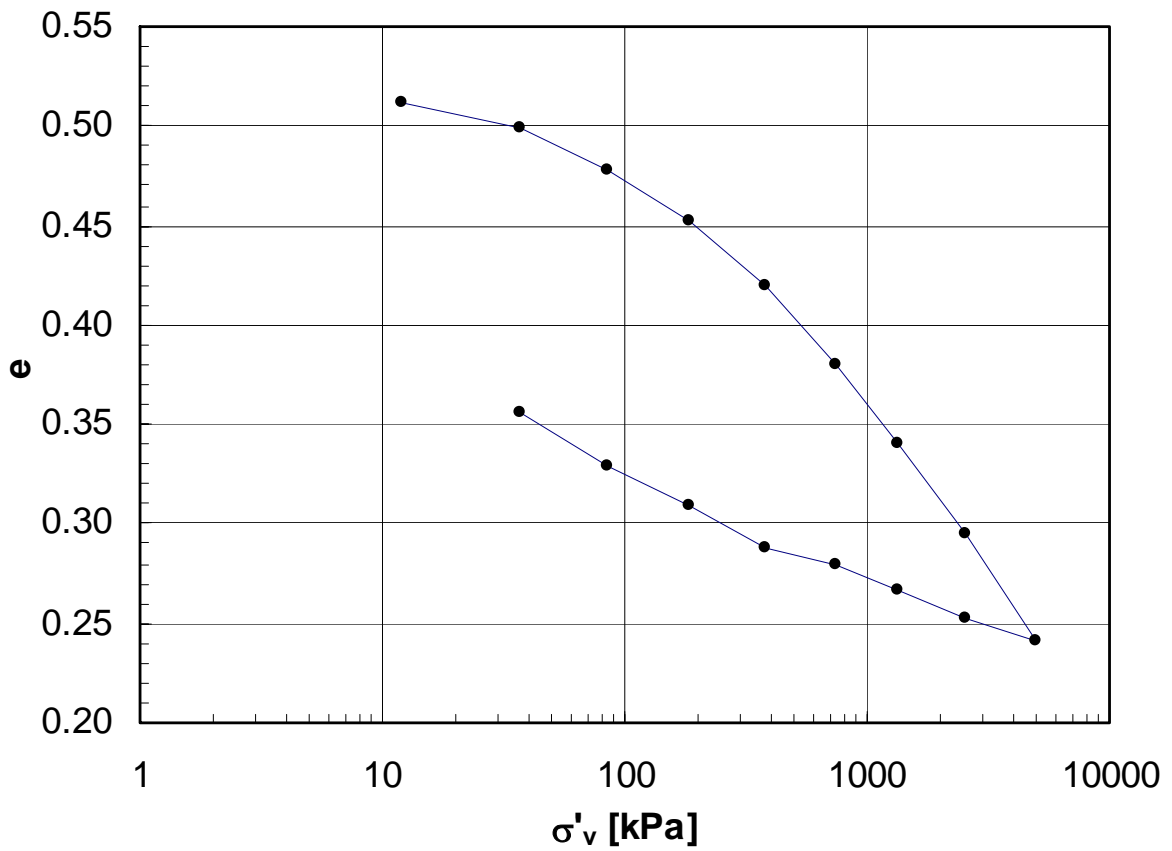
Materiale ricostituito

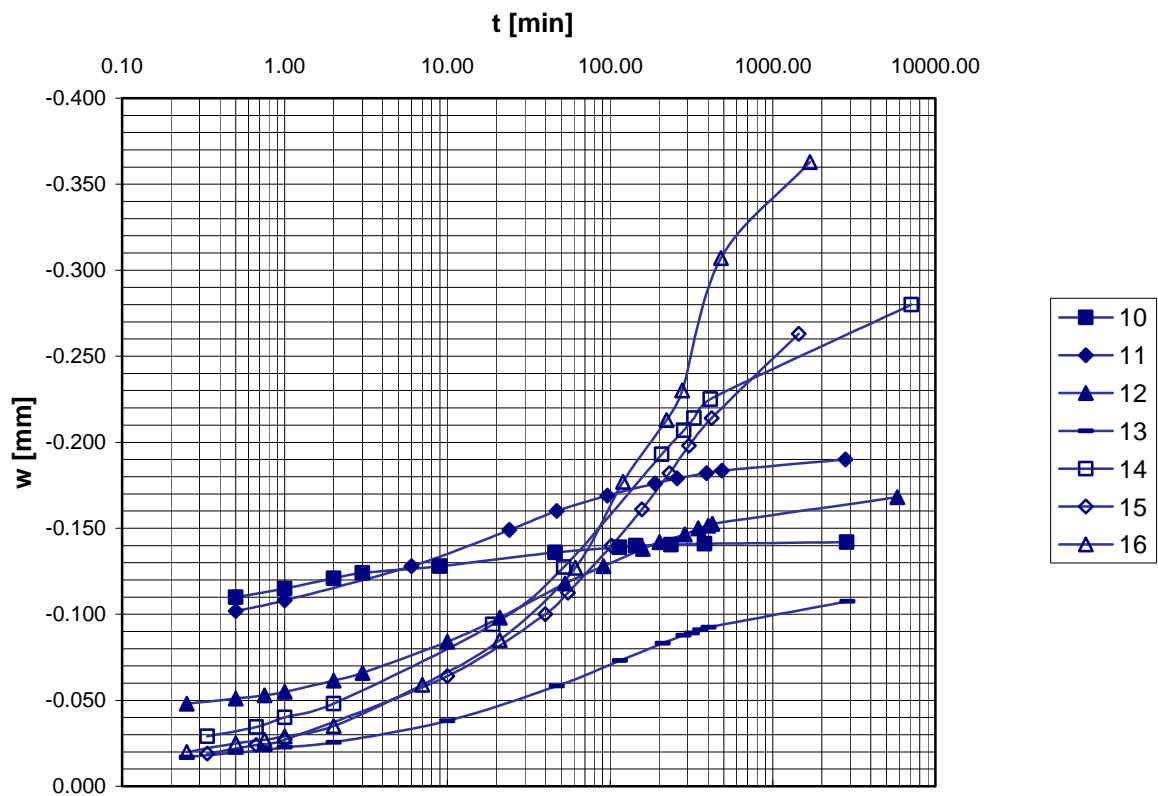
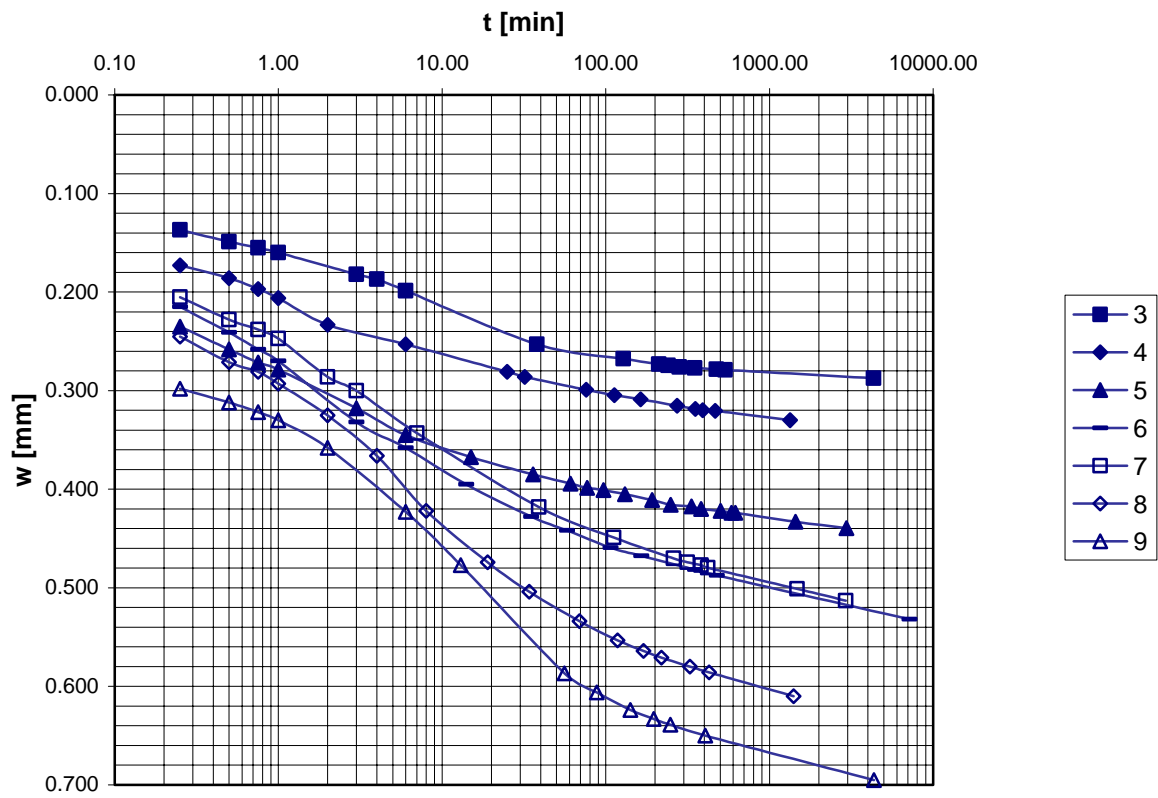
Prova R-III



Corpo di colata
Prova: C-I

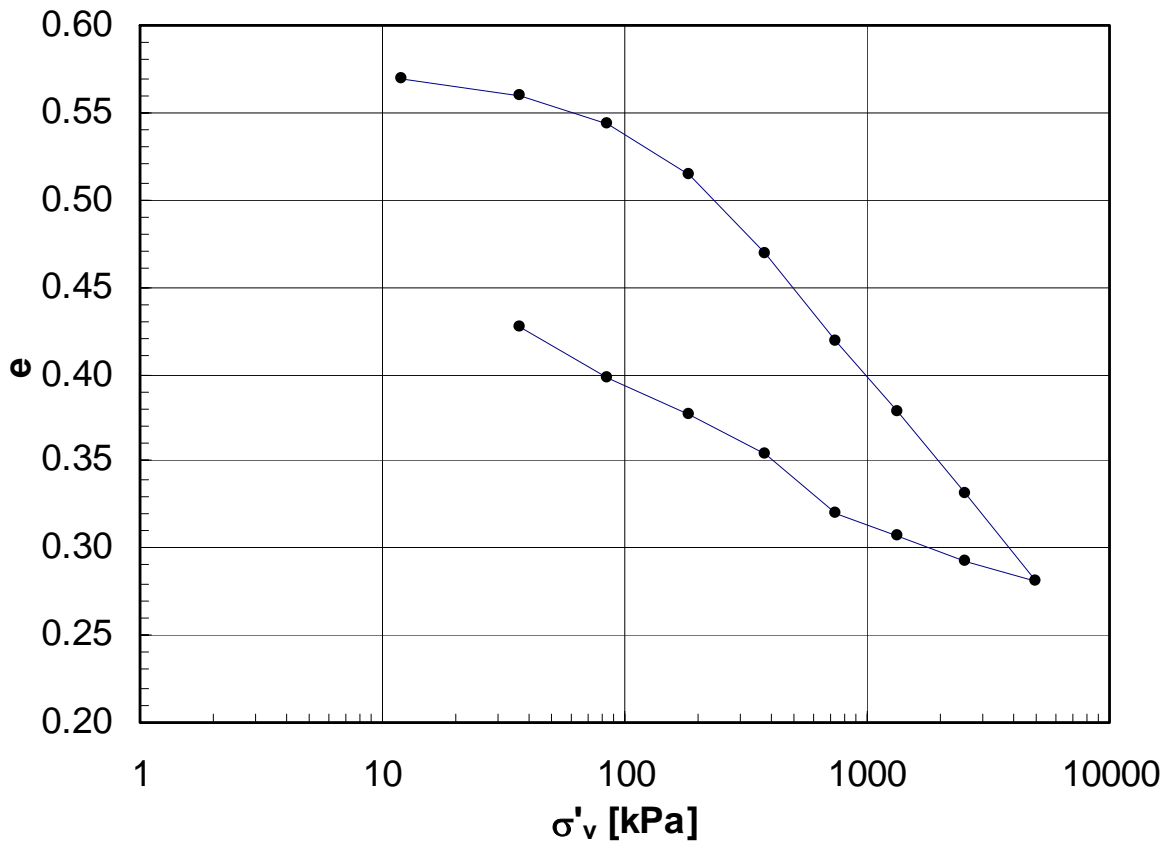
		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8 9	carico	12	0.511
		37	0.500
		86	0.478
		184	0.453
		380	0.420
		747	0.379
		1360	0.340
		2584	0.294
		5034	0.242
10 11 12 13 14 15 16	scarico	2584	0.252
		1360	0.267
		747	0.279
		380	0.288
		184	0.309
		86	0.329
		37	0.356





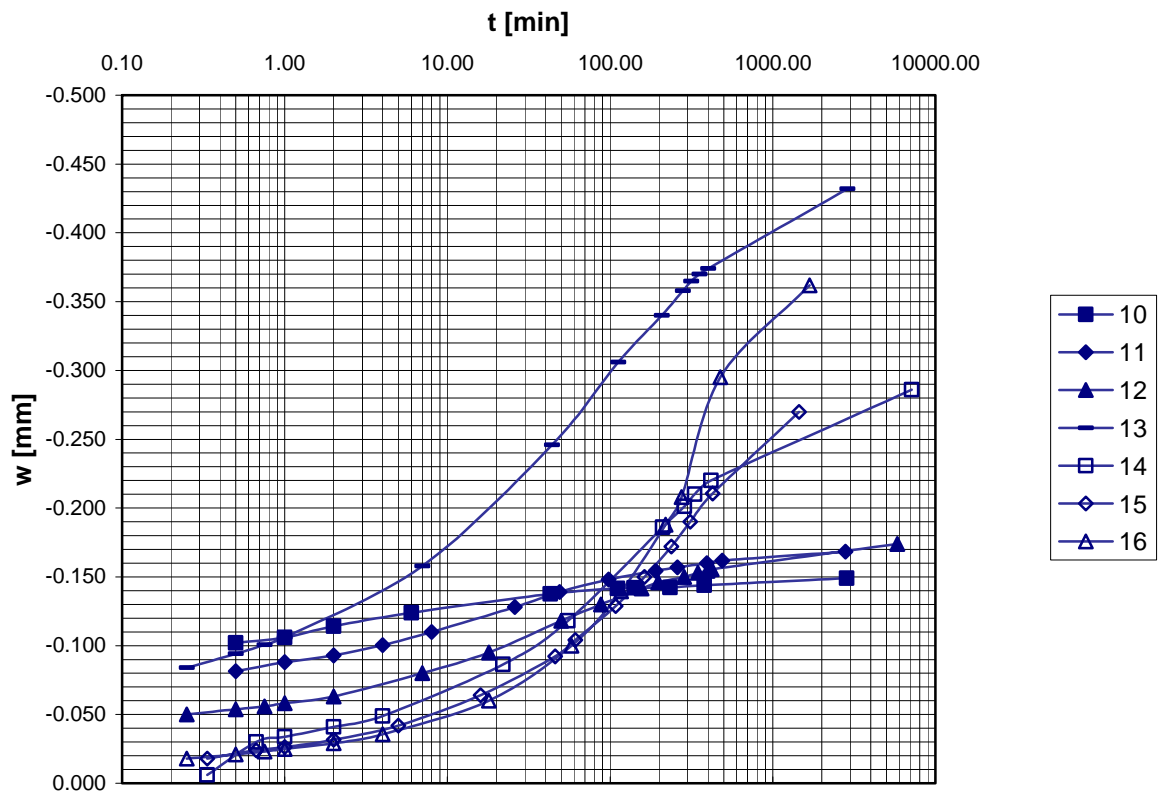
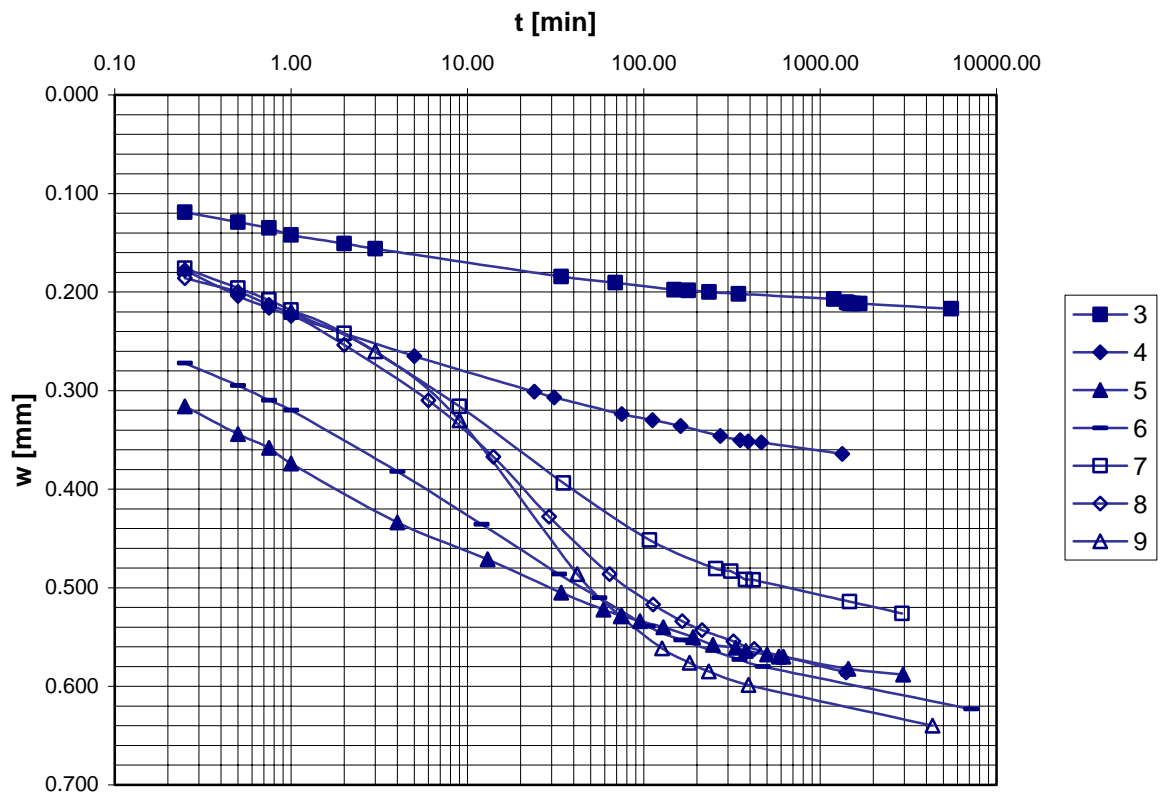
Corpo di colata
Prova: C-II

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8 9	carico	12	0.569
		37	0.560
		86	0.543
		184	0.514
		380	0.468
		747	0.419
		1360	0.378
		2584	0.332
		5034	0.281
10 11 12 13 14 15 16	scarico	2584	0.293
		1360	0.306
		747	0.320
		380	0.354
		184	0.376
		86	0.398
		37	0.426



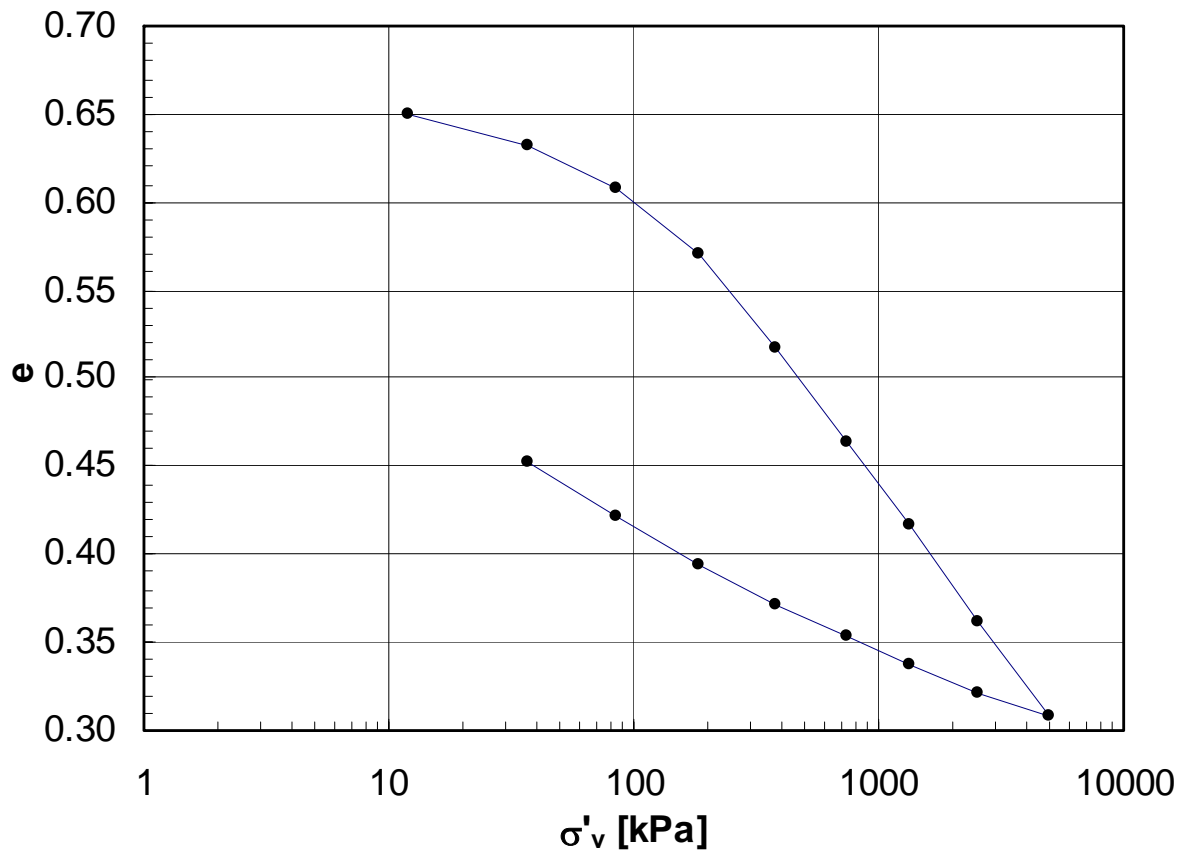
Corpo di colata

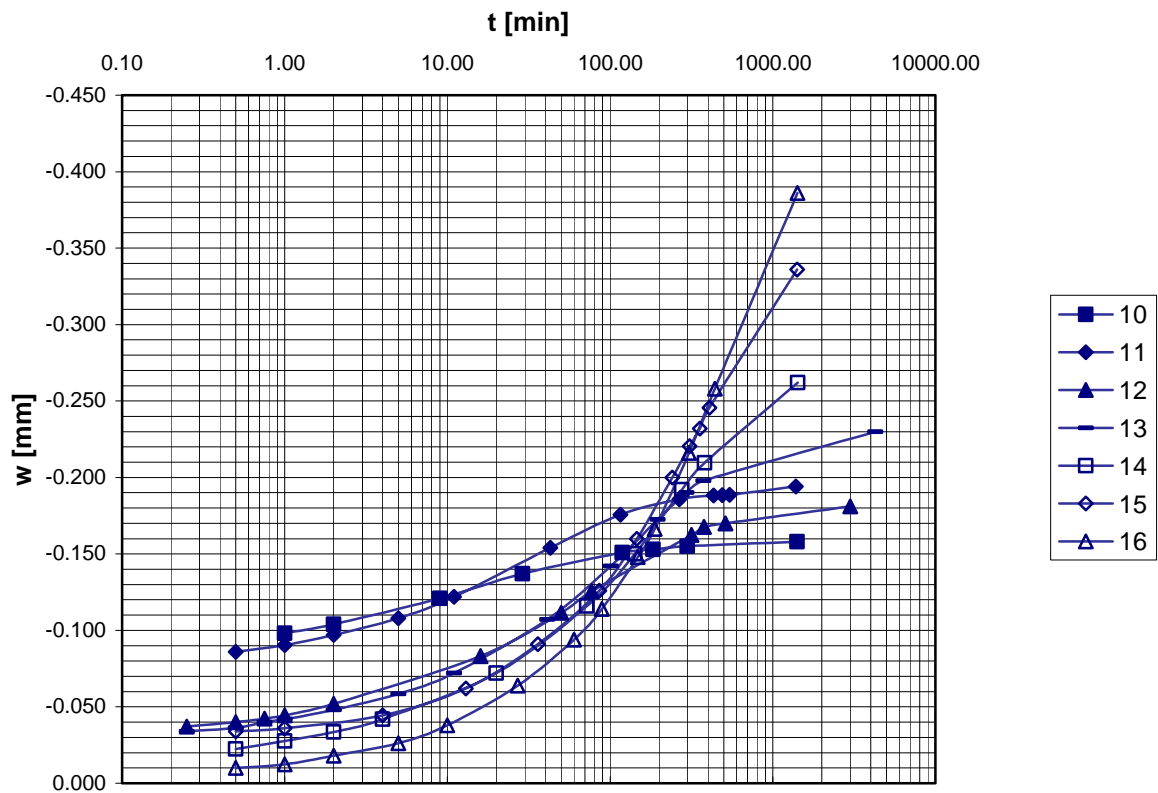
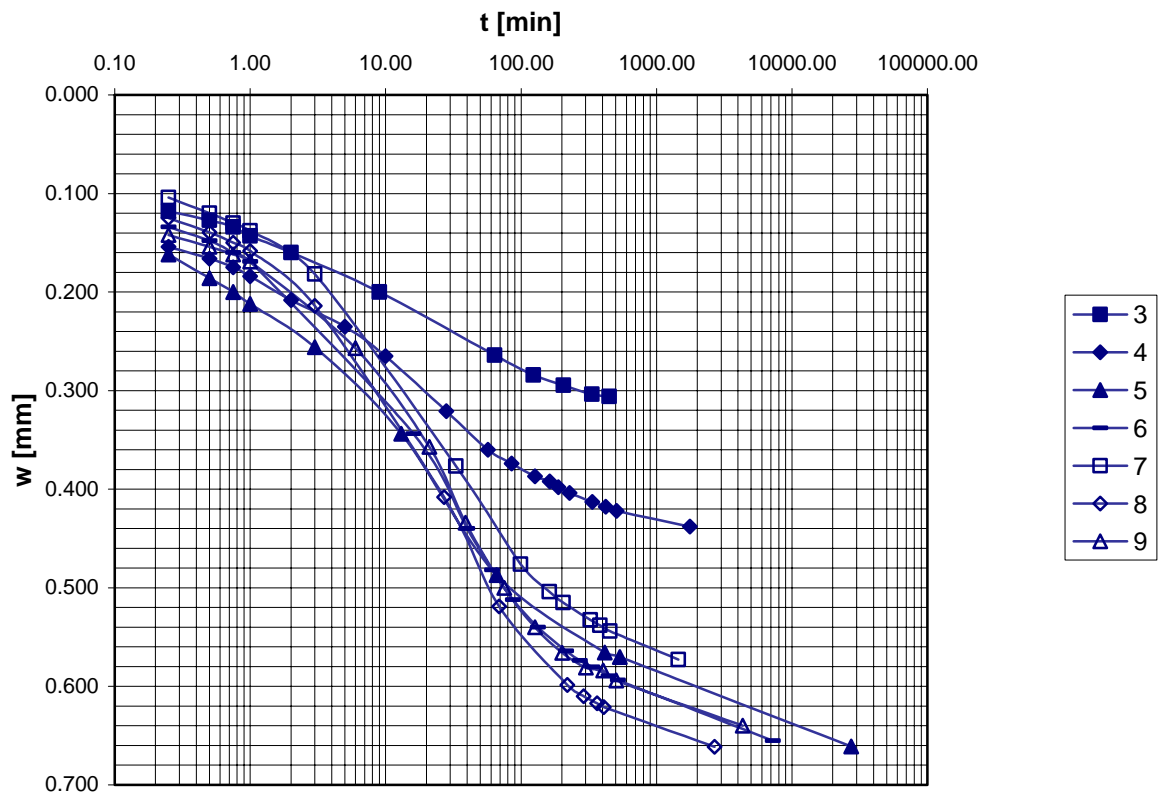
Prova C-II



Corpo di colata
Prova: C-III

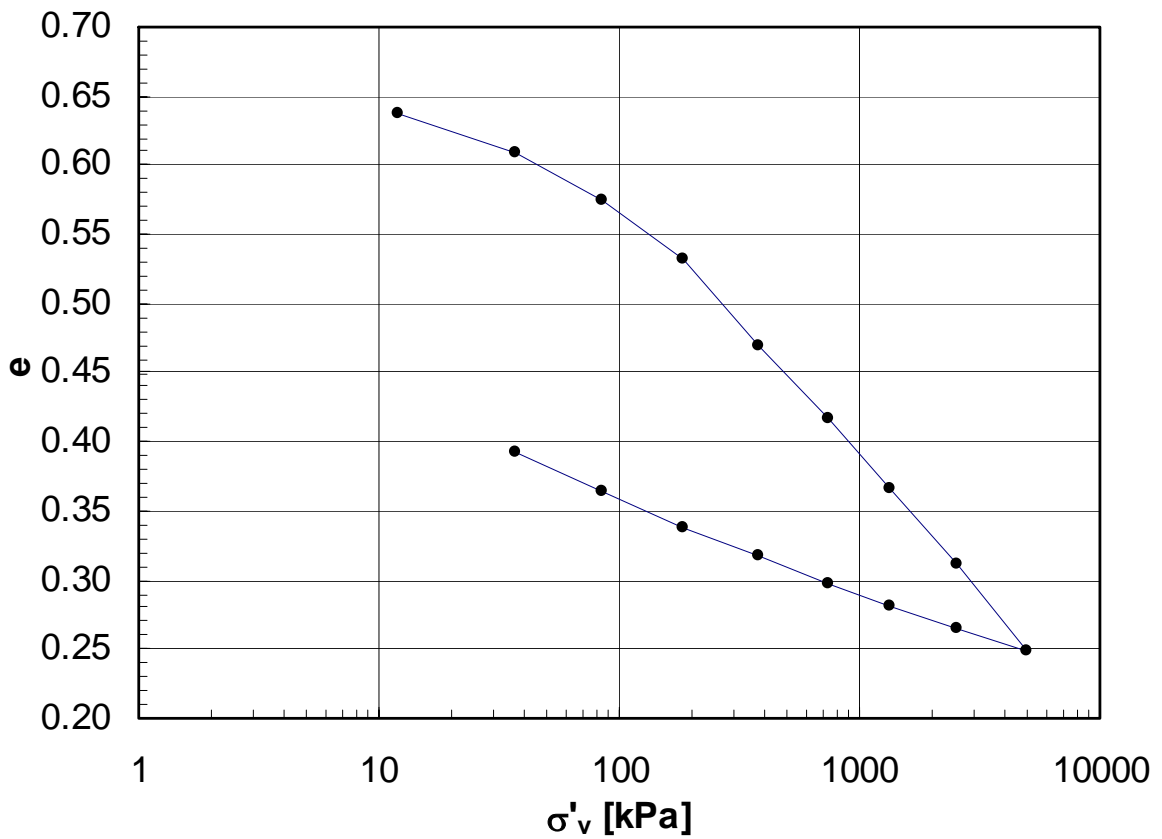
		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8 9	carico	12	0.649
		37	0.633
		86	0.607
		184	0.571
		380	0.517
		747	0.464
		1360	0.416
		2584	0.362
		5034	0.309
10 11 12 13 14 15 16	scarico	2584	0.322
		1360	0.338
		747	0.353
		380	0.372
		184	0.393
		86	0.421
		37	0.453





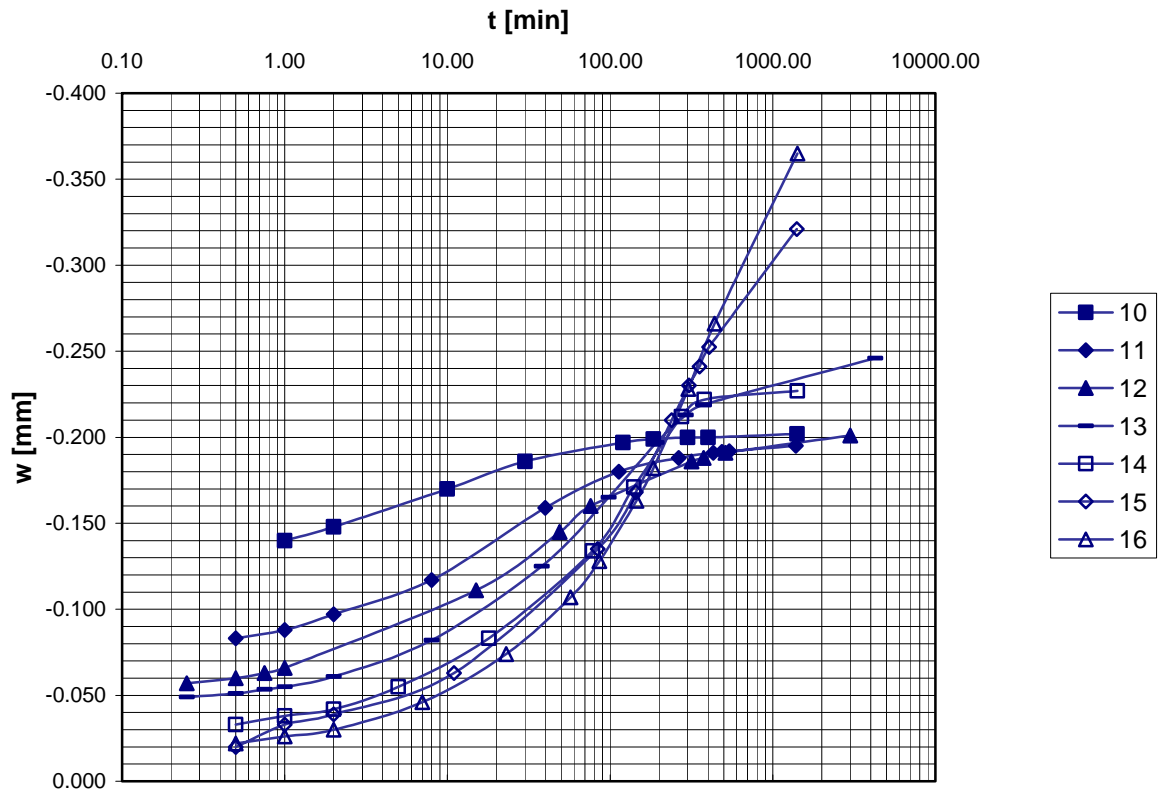
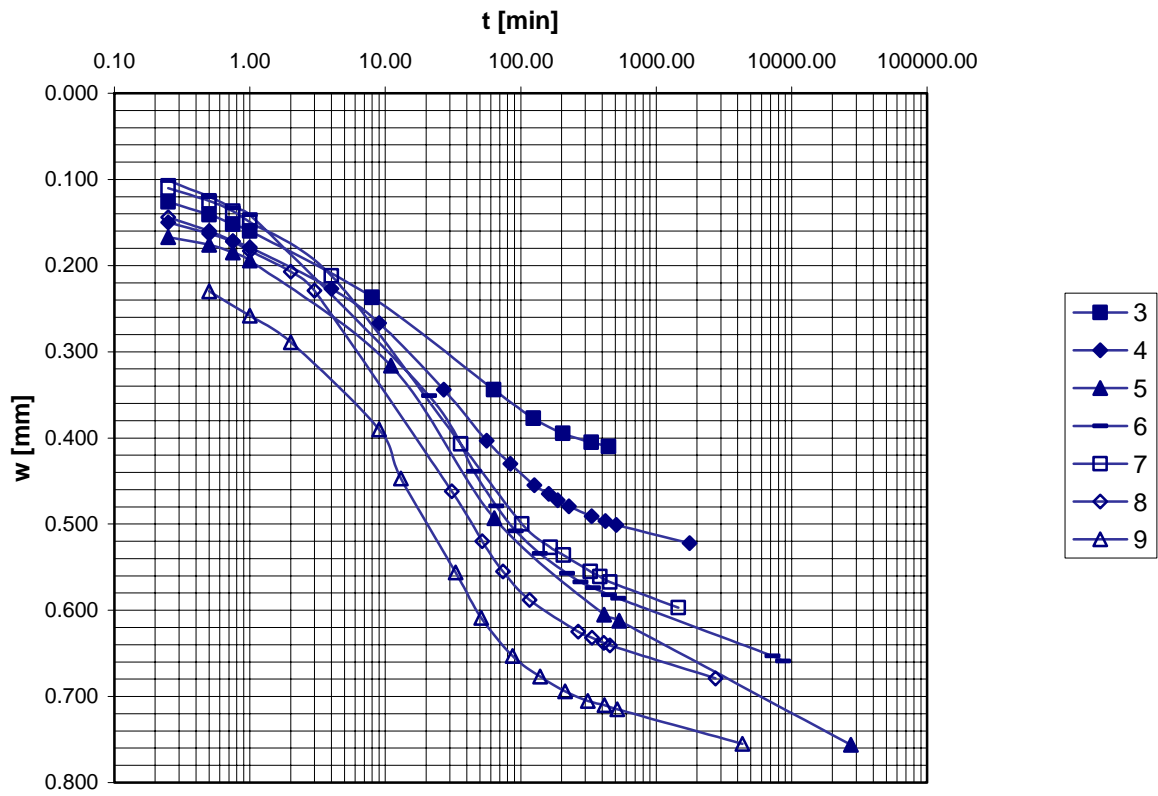
Corpo di colata
Prova: C-IV

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8	carico	12	0.638
		37	0.609
		86	0.575
		184	0.532
		380	0.470
		747	0.416
		1360	0.367
		2584	0.311
		5034	0.248
9 10 11 12 13 14 15	scarico	2584	0.265
		1360	0.281
		747	0.298
		380	0.318
		184	0.337
		86	0.363
		37	0.393
		16	



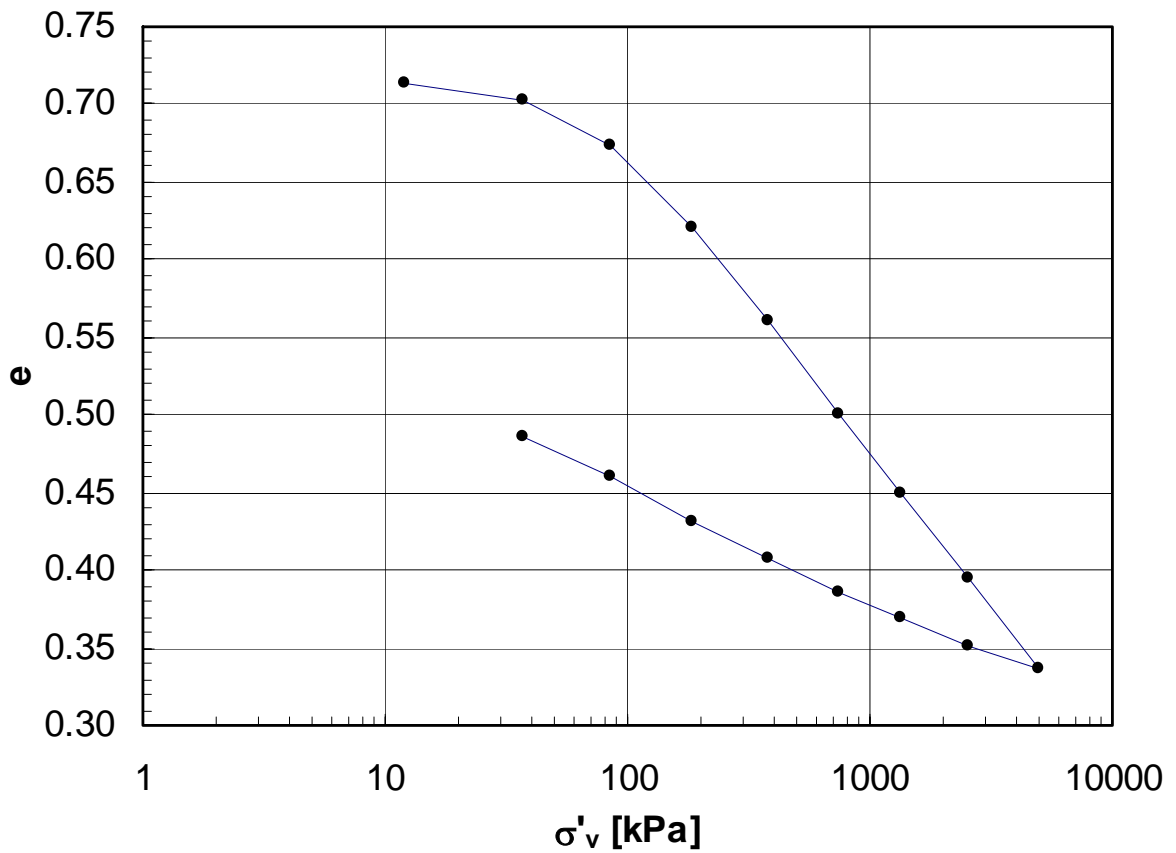
Corpo di colata

Prova C-IV



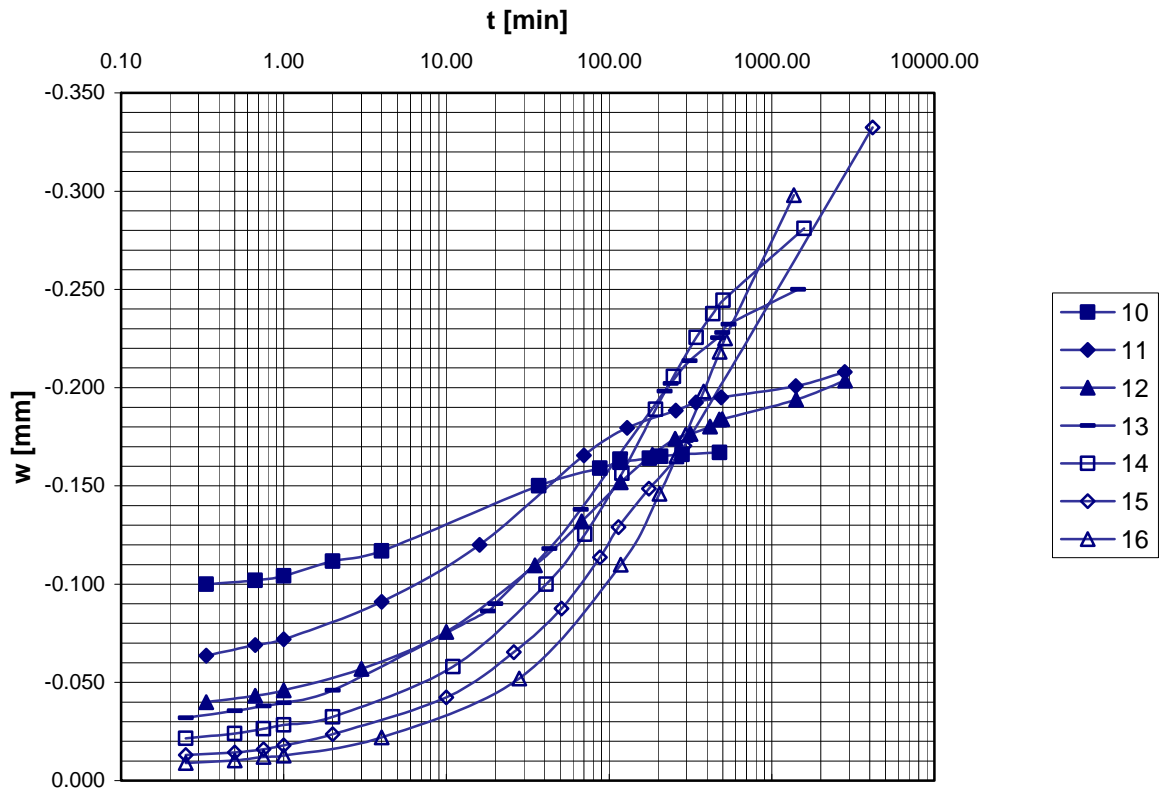
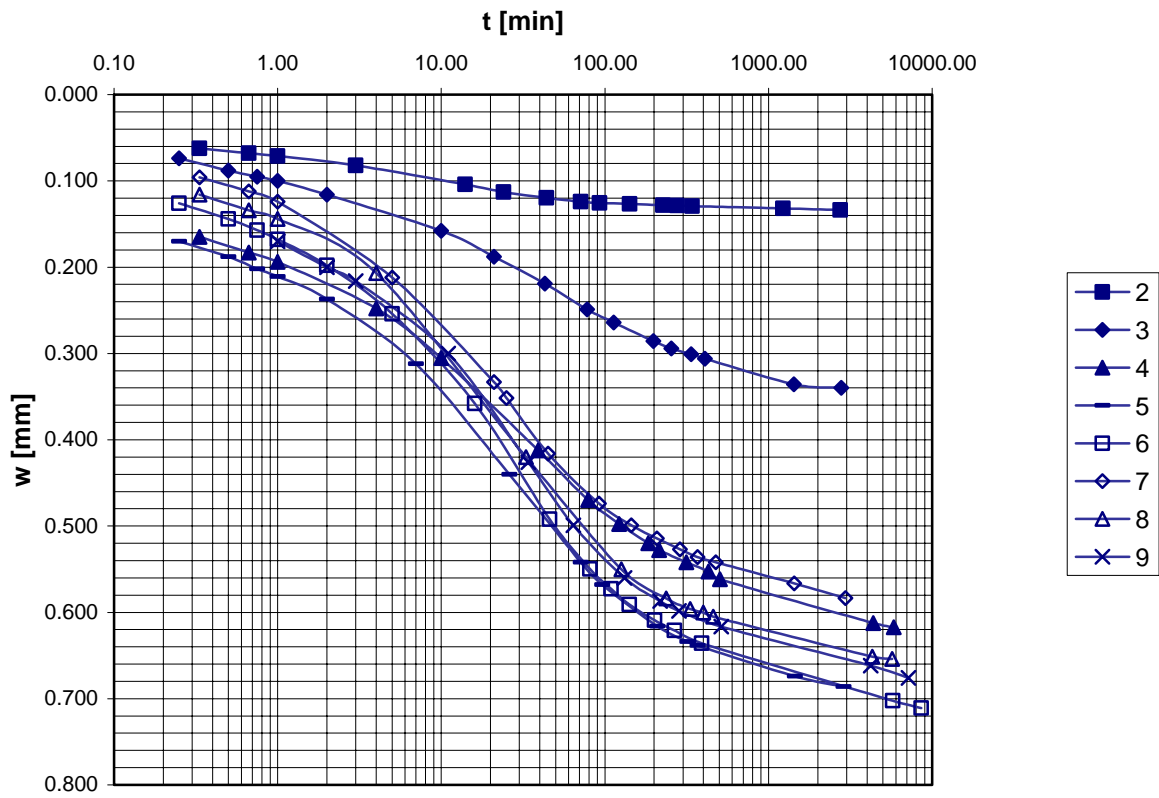
Zona di taglio
Prova: T-I

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8 9	carico	12	0.714
		37	0.702
		86	0.673
		184	0.620
		380	0.561
		747	0.500
		1360	0.450
		2584	0.394
		5034	0.336
10 11 12 13 14 15 16	scarico	2584	0.351
		1360	0.369
		747	0.386
		380	0.408
		184	0.432
		86	0.460
		37	0.486



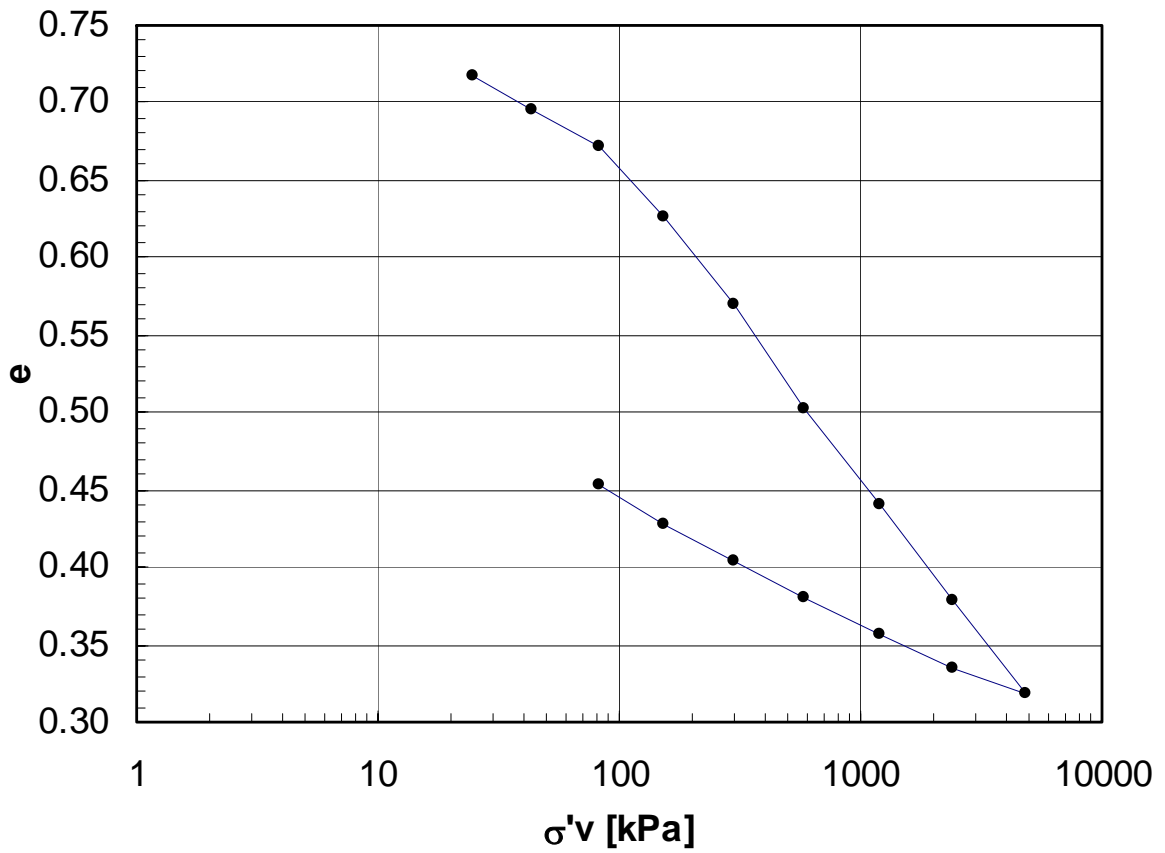
Zona di taglio

Prova T-I



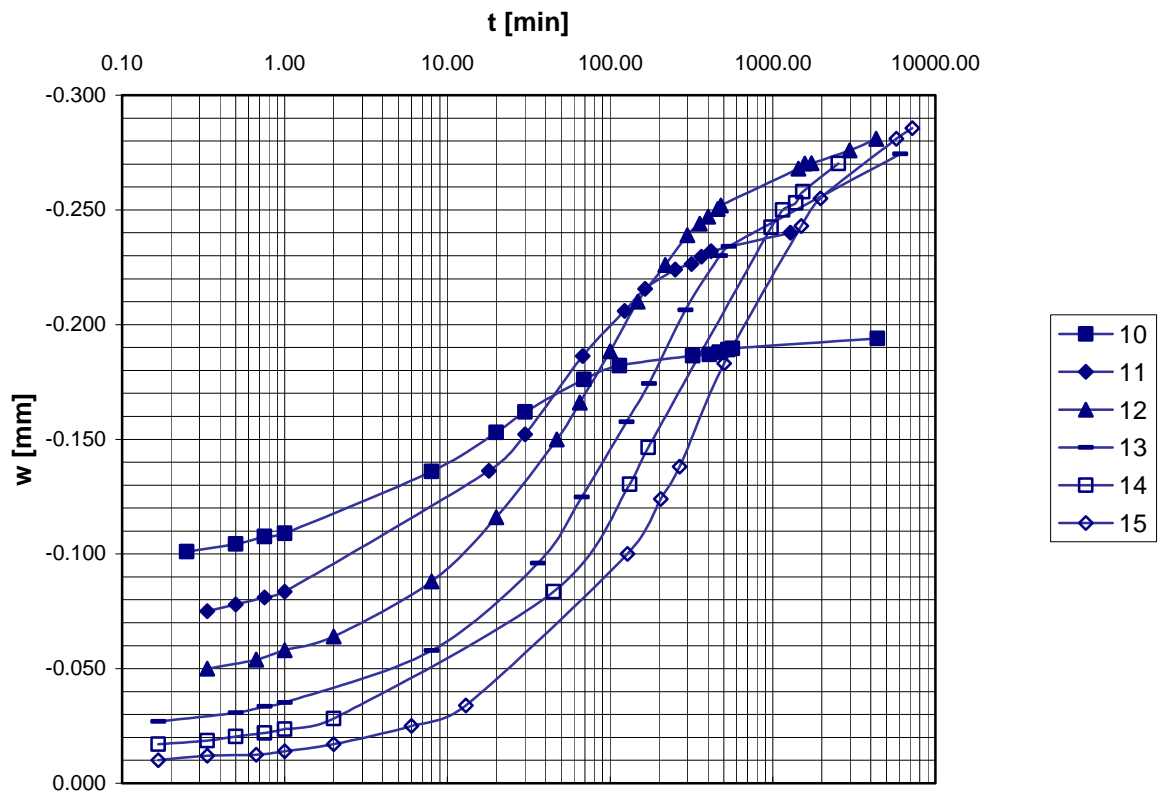
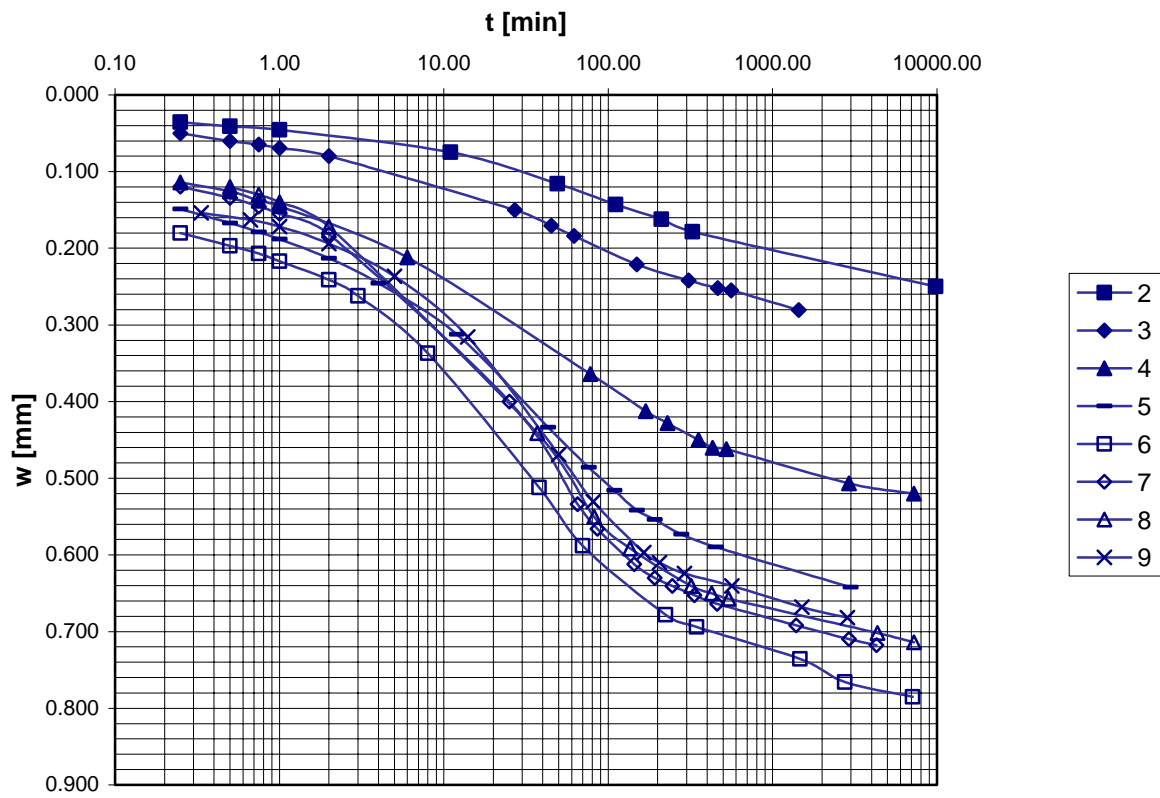
Zona di taglio
Prova: T-II

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8 9	carico	25	0.717
		44	0.695
		83	0.671
		152	0.626
		299	0.570
		593	0.502
		1205	0.440
		2430	0.378
		4880	0.318
10 11 12 13 14 15	scarico	2430	0.335
		1205	0.356
		593	0.380
		299	0.404
		152	0.428
		83	0.453



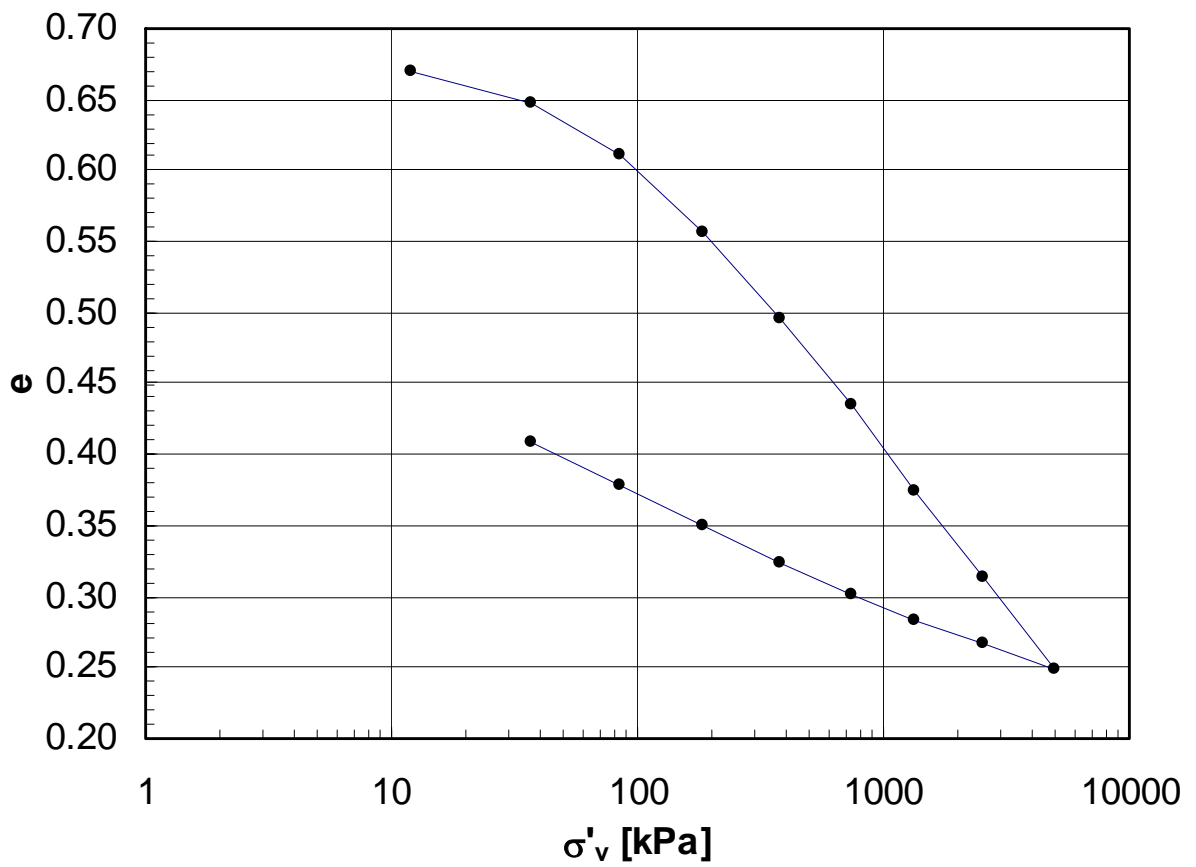
Zona di taglio

Prova T-II



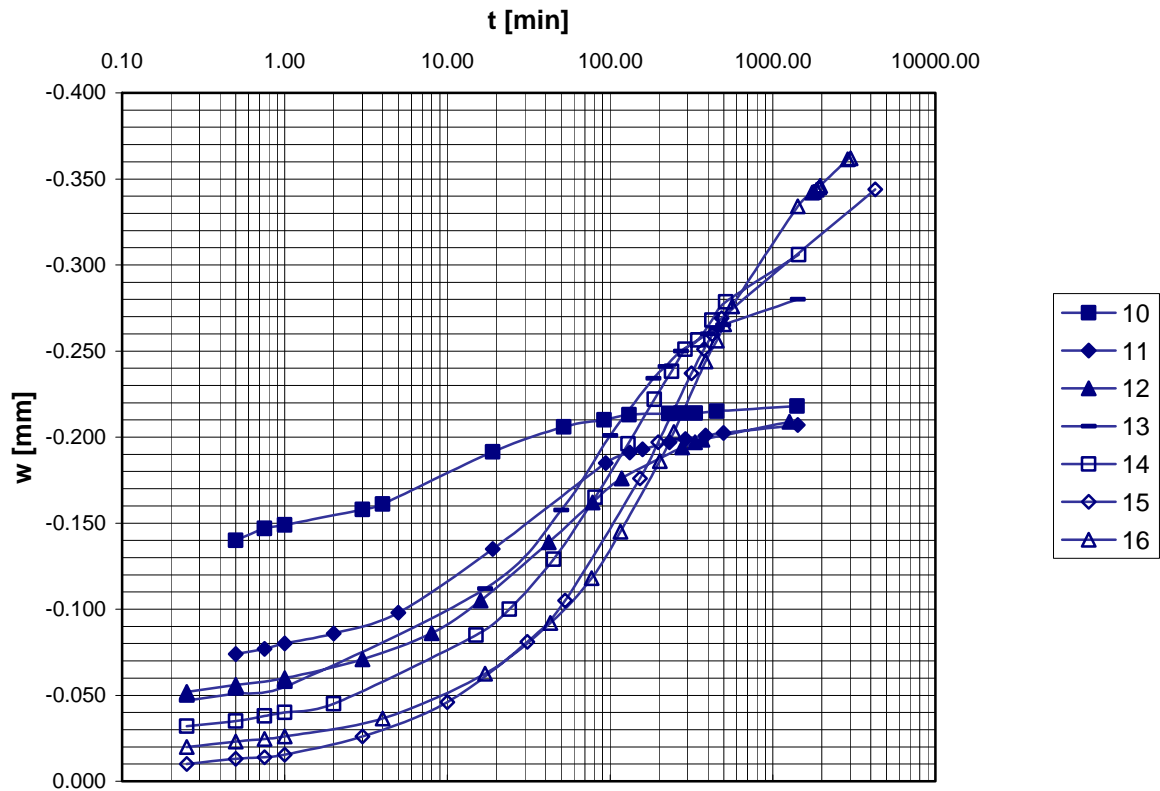
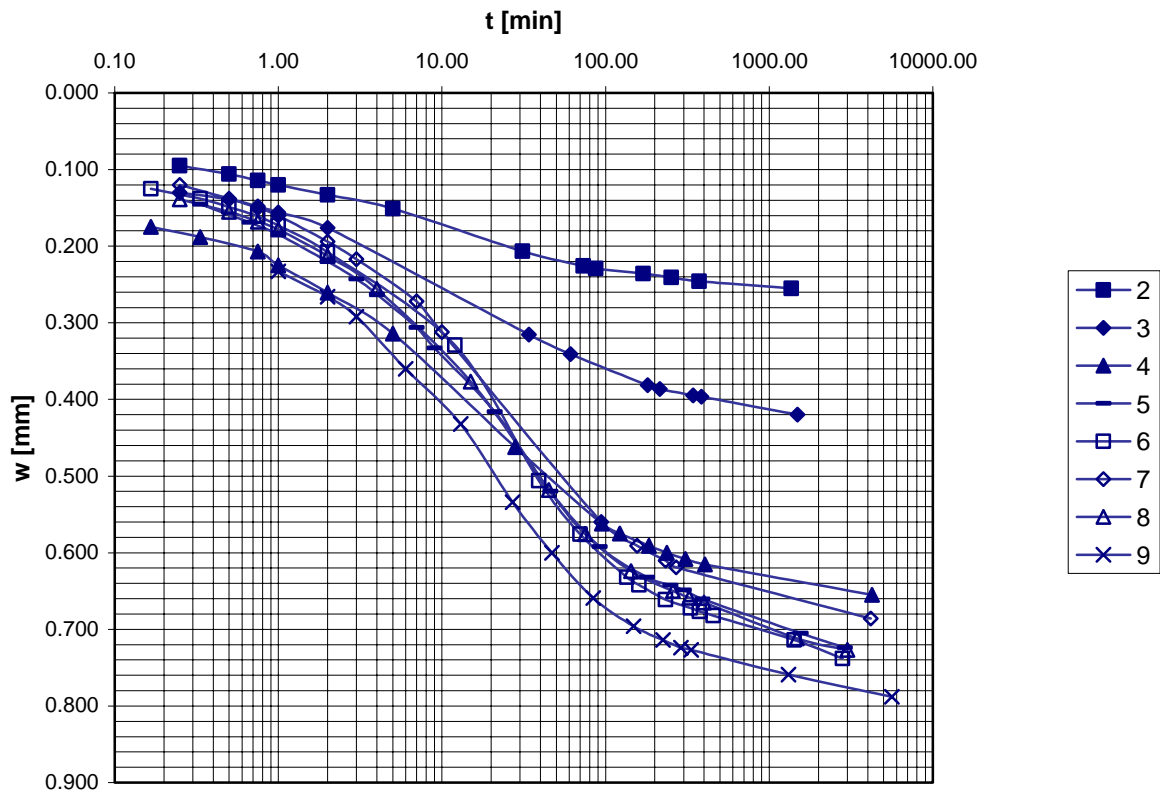
Zona di taglio
Prova: T-III

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8	carico	12	0.669
		37	0.647
		86	0.611
		184	0.556
		380	0.496
		747	0.434
		1360	0.375
		2584	0.314
		5034	0.248
9 10 11 12 13 14 15	scarico	2584	0.266
		1360	0.283
		747	0.301
		380	0.324
		184	0.350
		86	0.379
		37	0.409
		16	



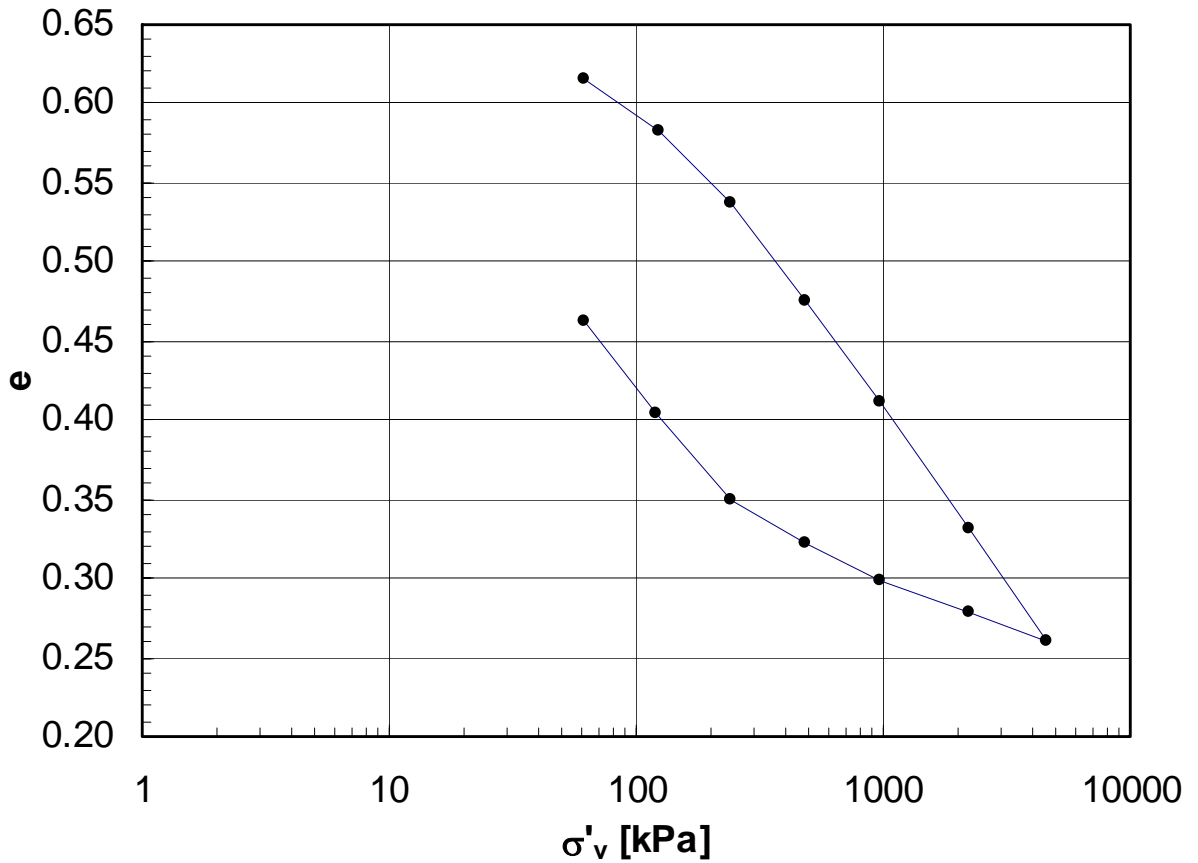
Zona di taglio

Prova T-III



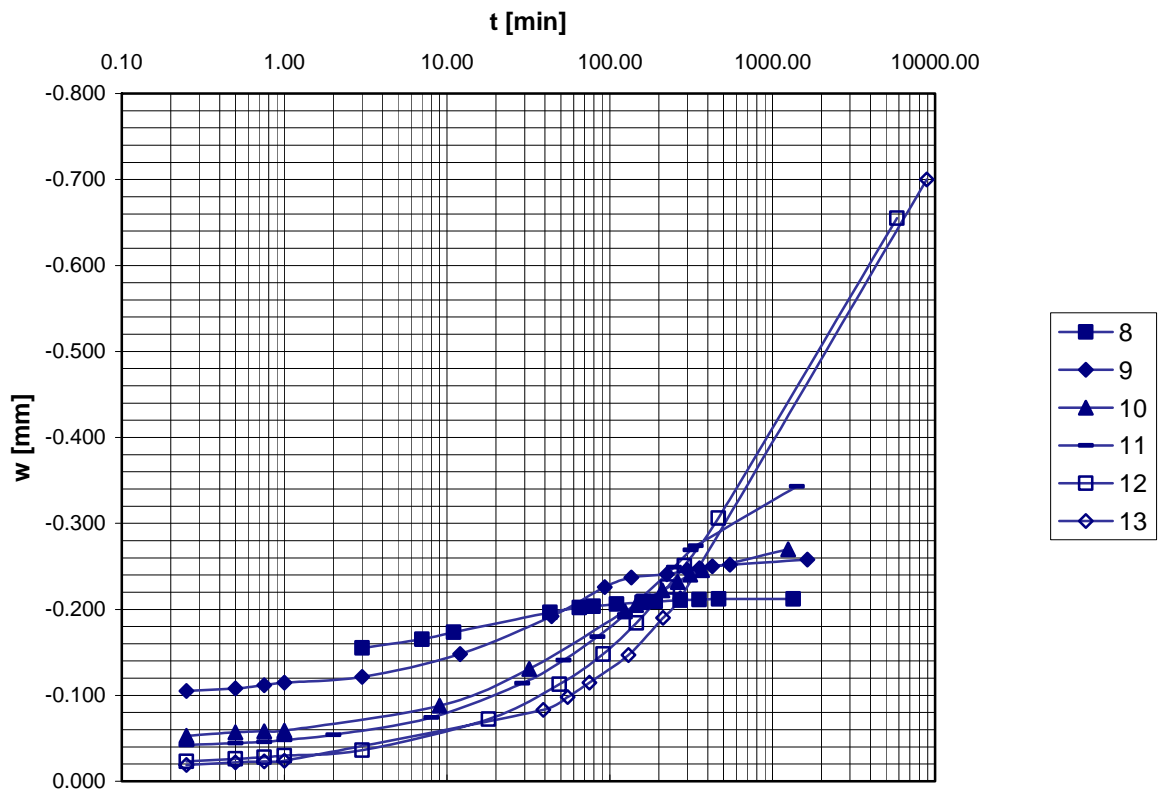
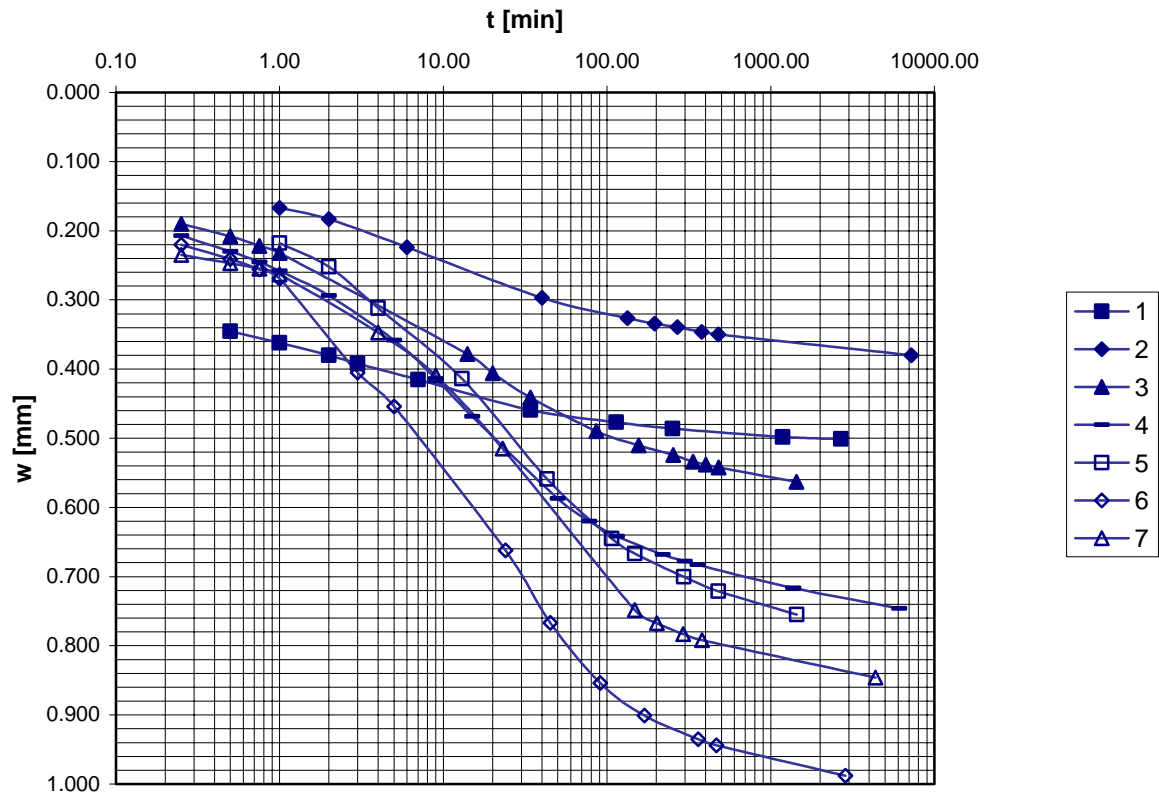
Zona di taglio
Prova: T-IV

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7	carico	61	0.615
		122	0.583
		245	0.536
		490	0.475
		980	0.412
		2205	0.330
		4655	0.260
8 9 10 11 12 13	scarico	2205	0.278
		980	0.299
		490	0.322
		245	0.350
		122	0.404
		61	0.462



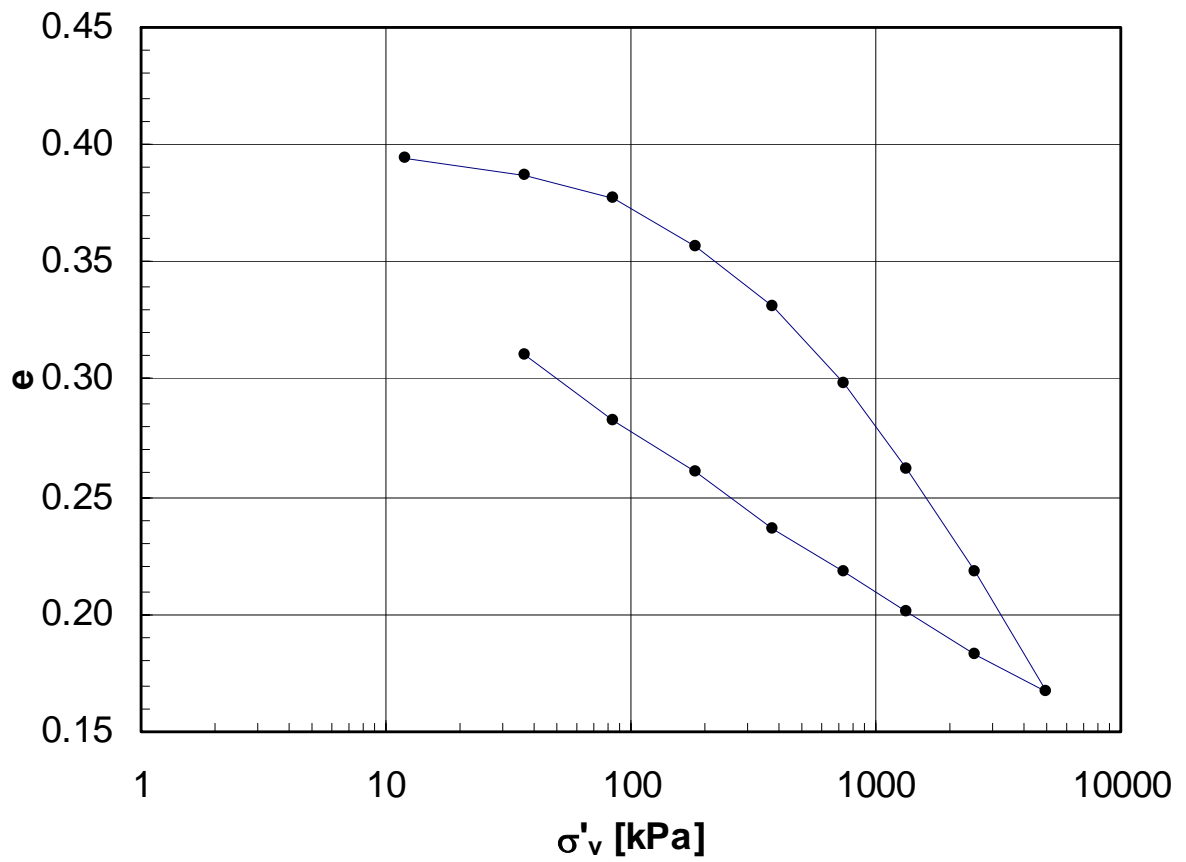
Zona di taglio

Prova T-IV



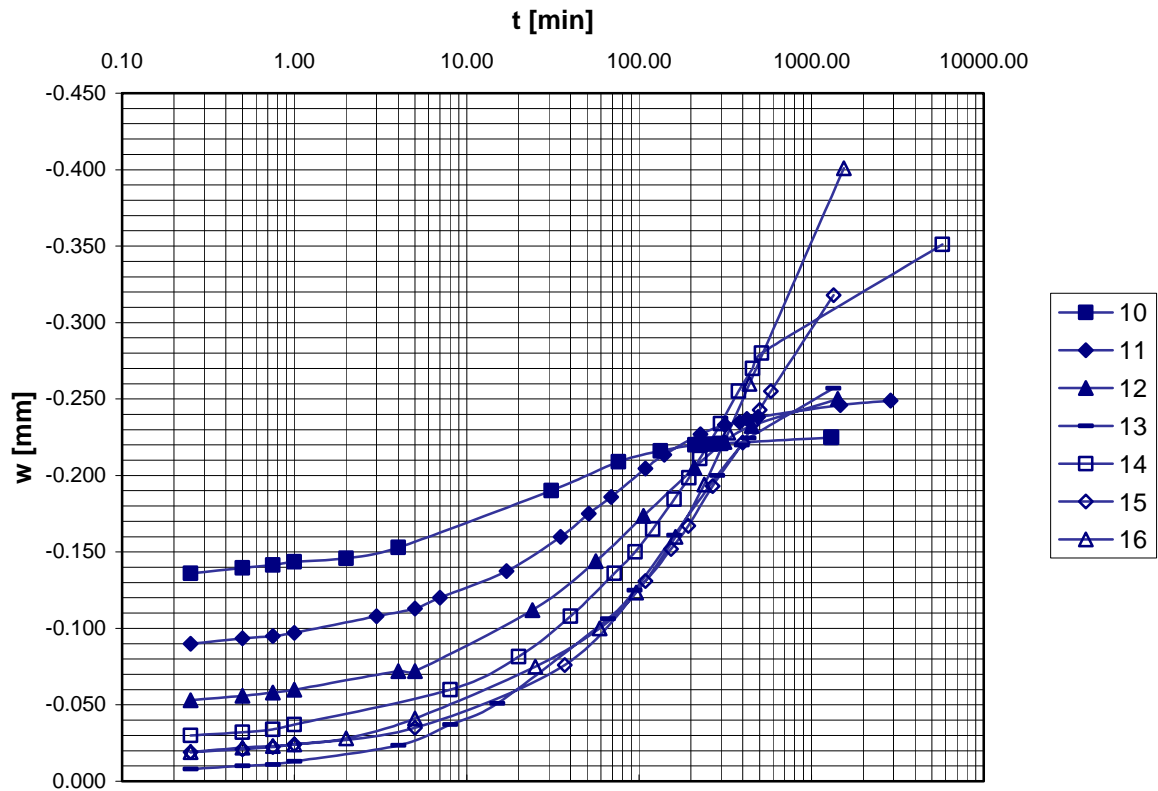
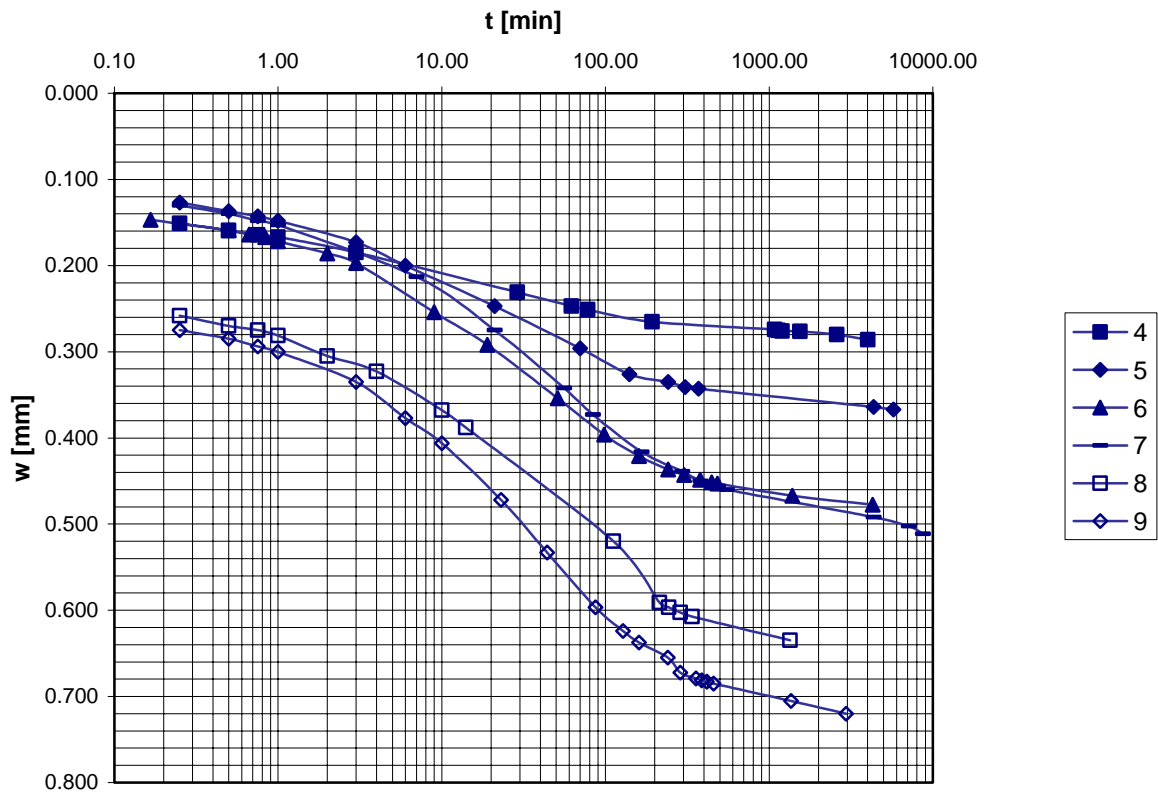
**Formazione in sede
Prova: S-I**

		σ'_v	e
		[kPa]	
1 2 3 4 5 6 7 8 9	carico	12	0.394
		37	0.387
		86	0.377
		184	0.357
		380	0.331
		747	0.298
		1360	0.262
		2584	0.218
		5034	0.167
10 11 12 13 14 15 16	scarico	2584	0.183
		1360	0.201
		747	0.218
		380	0.236
		184	0.260
		86	0.283
		37	0.311



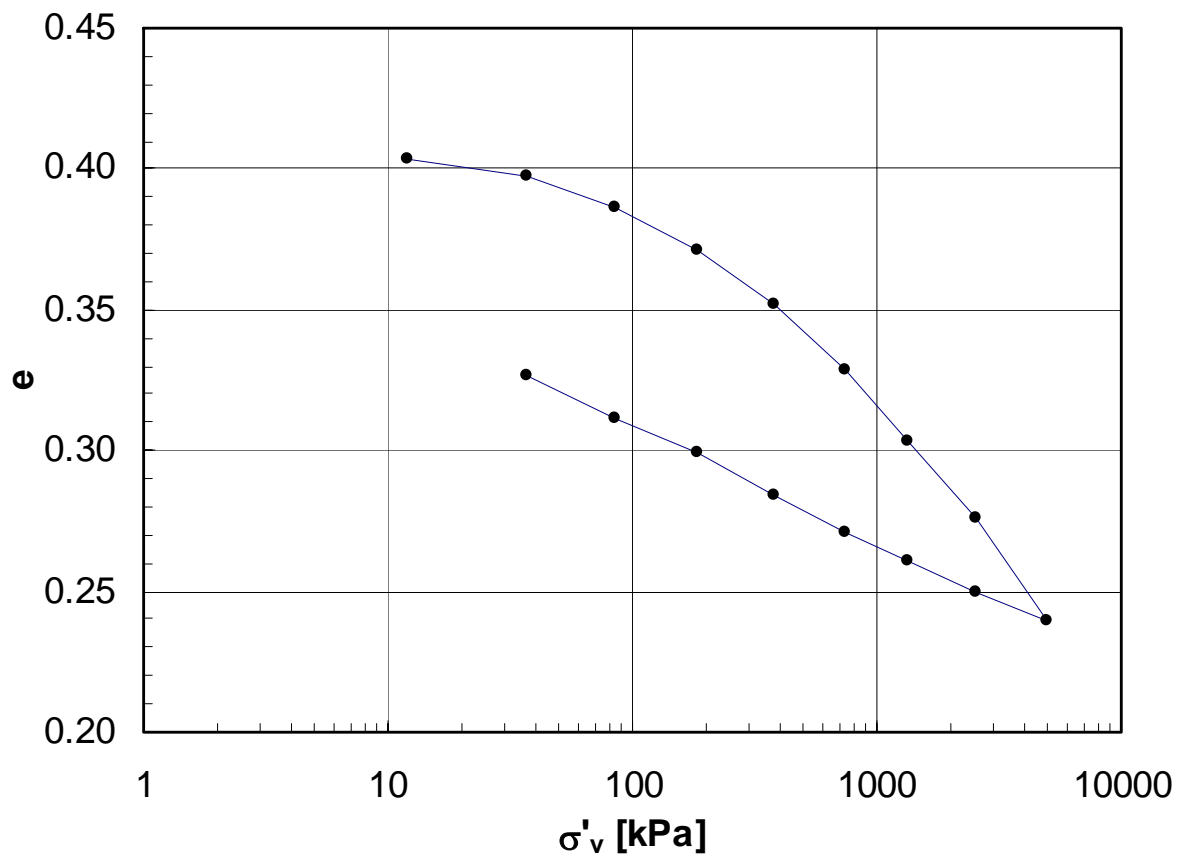
Formazione in sede

Prova S-I



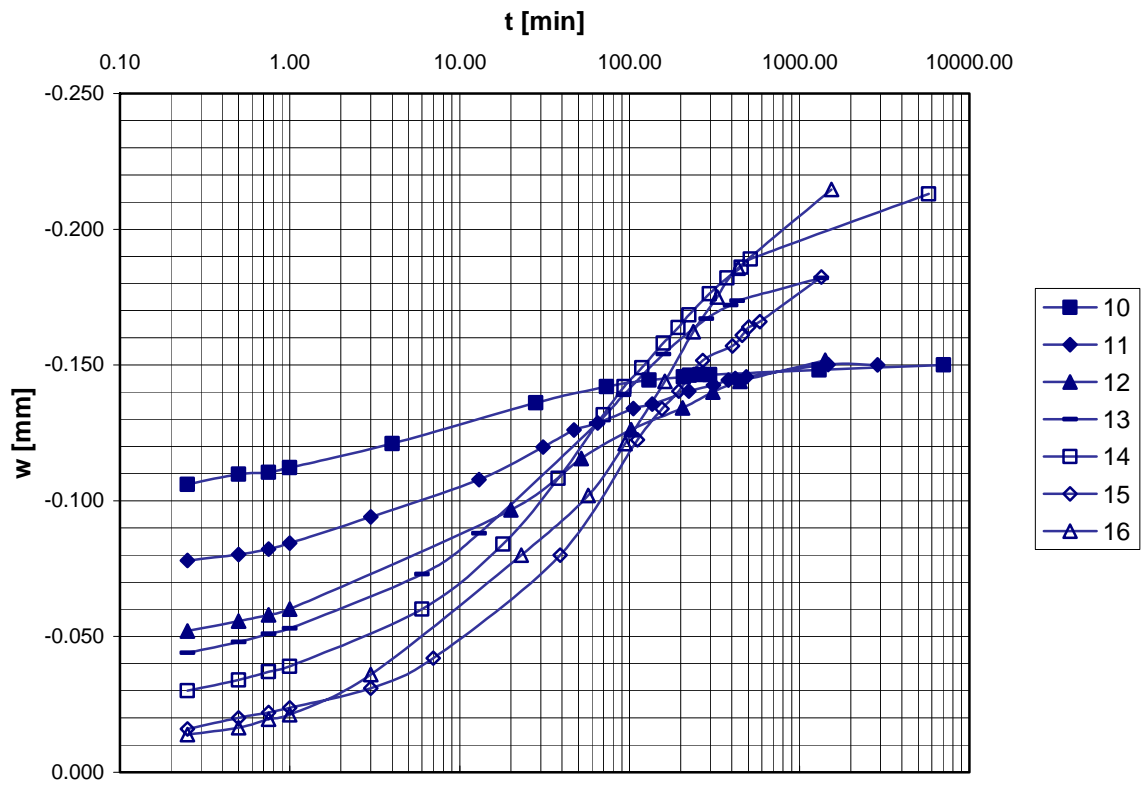
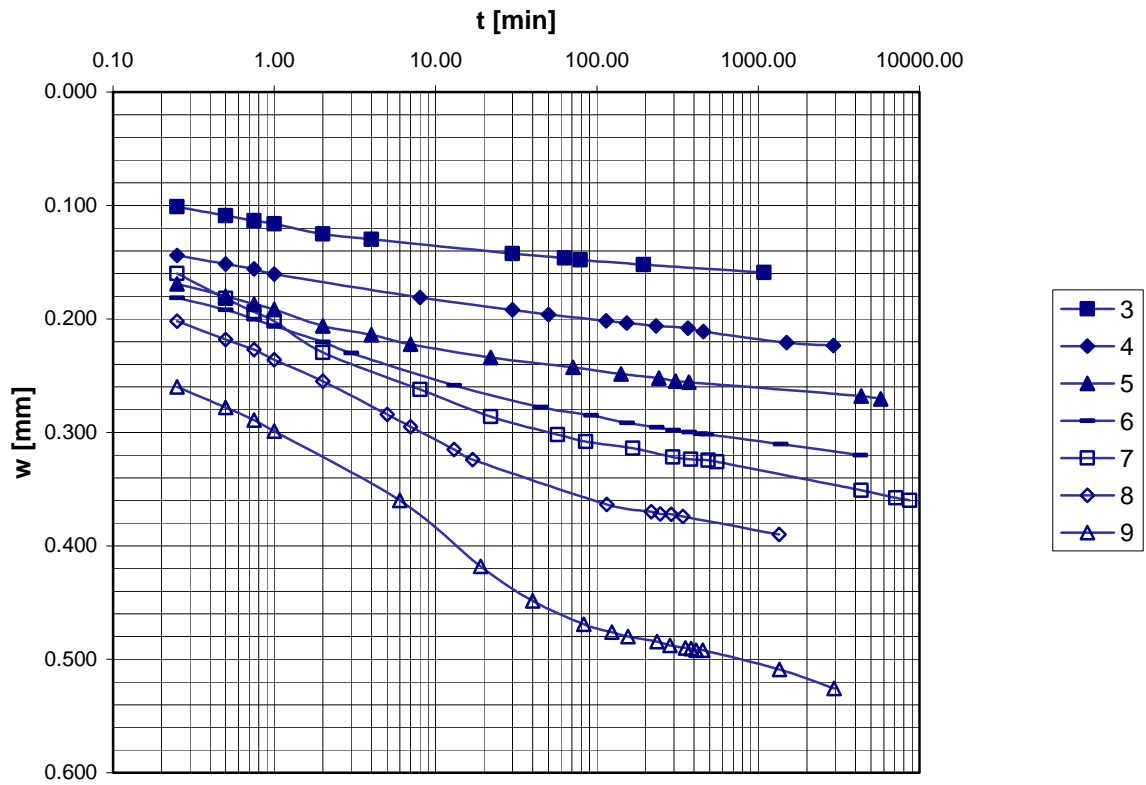
**Formazione in sede
Prova: S-II**

		σ'_v	e
		[kPa]	
16 15 14 13 12 11 10 9	carico	12	0.404
		37	0.397
		86	0.386
		184	0.371
		380	0.352
		747	0.329
		1360	0.304
		2584	0.276
		5034	0.239
8 7 6 5 4 3 2 1	scarico	2584	0.250
		1360	0.260
		747	0.271
		380	0.284
		184	0.299
		86	0.312
		37	0.327



Formazione in sede

Prova S-II



ALLEGATO C

Prove di compressione triassiale C.I.D.

Ricerca della tensione di snervamento

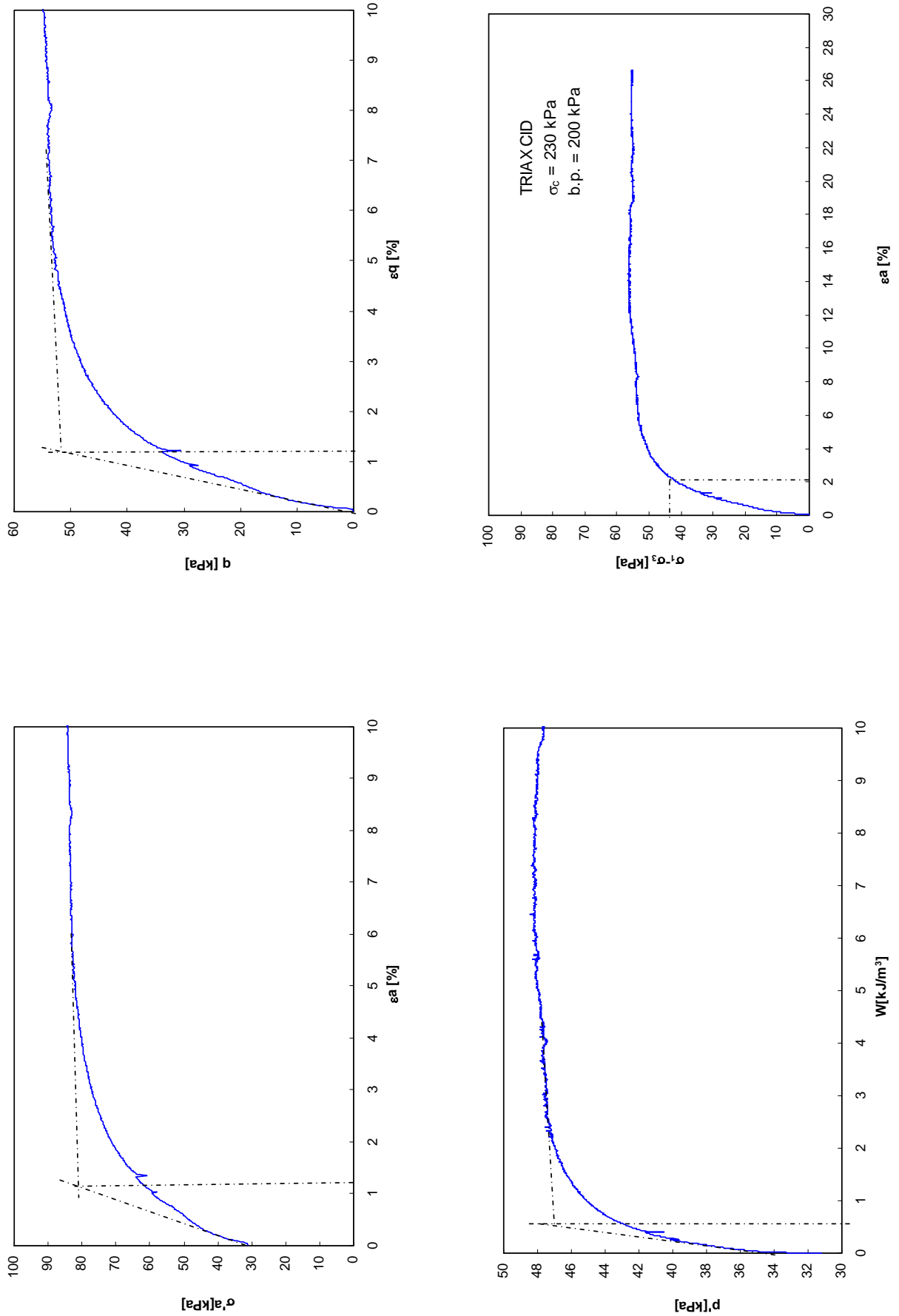


Fig. C.1. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 30$ kPa

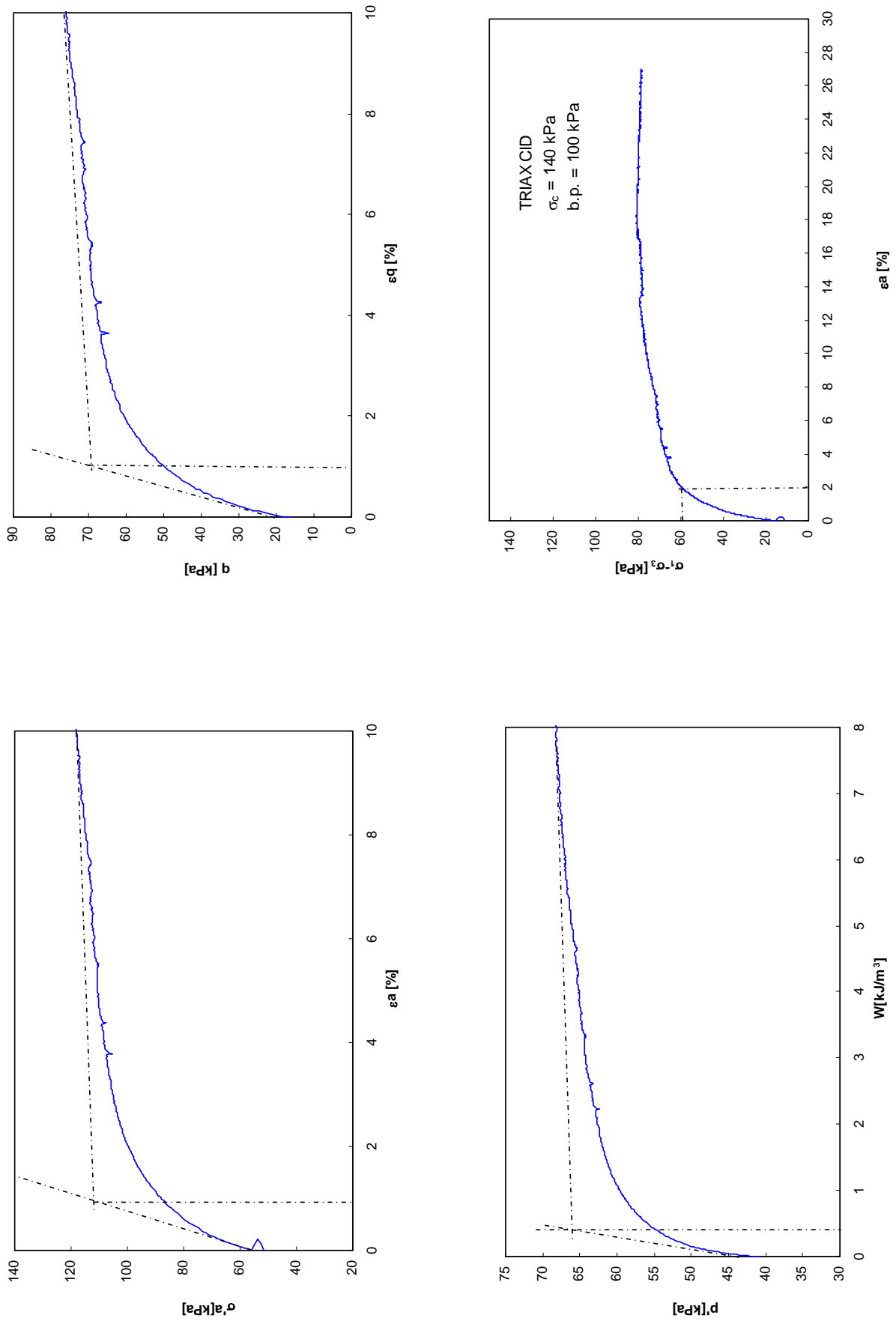


Fig. C.2. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 40$ kPa

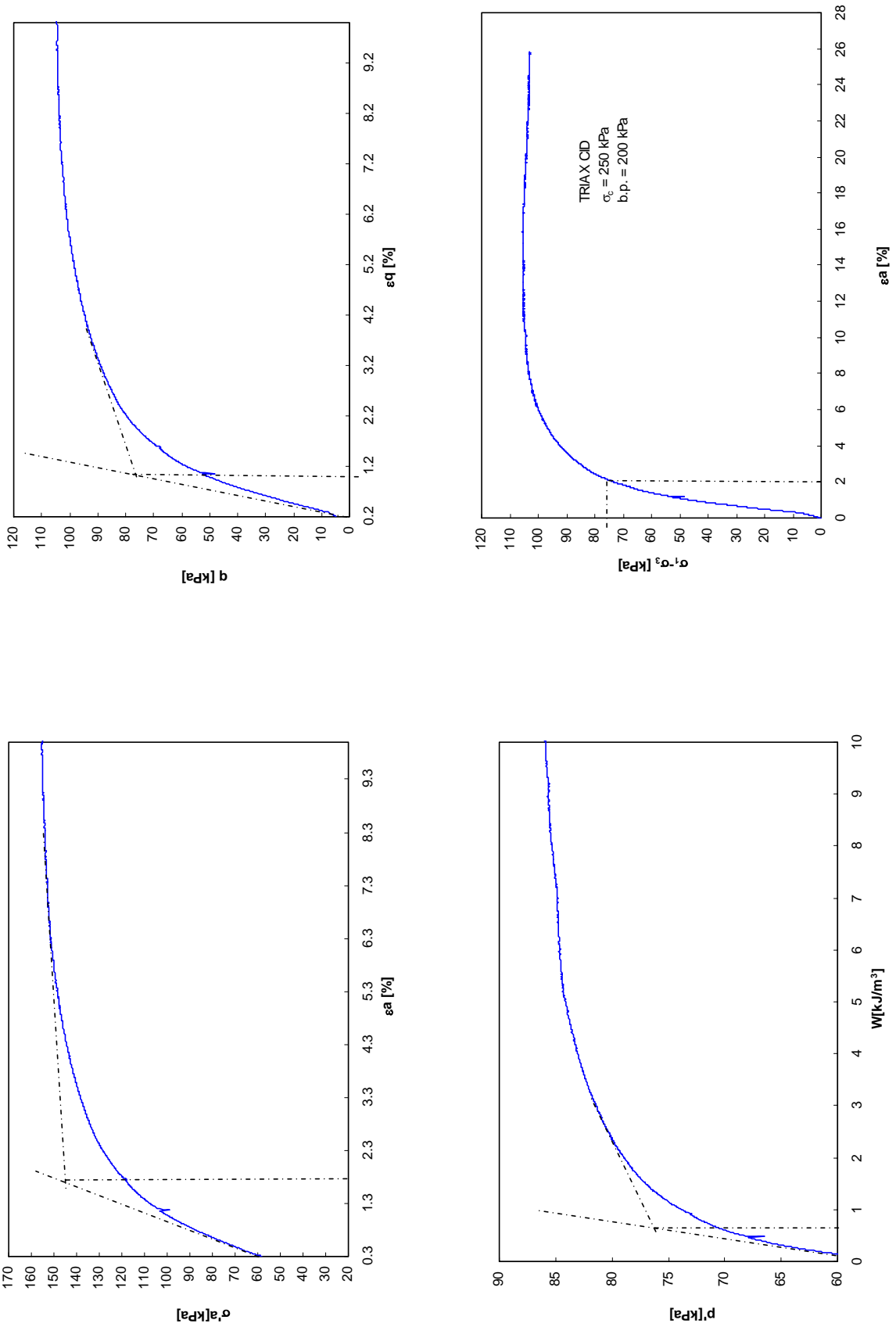


Fig. C.3. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 50$ kPa

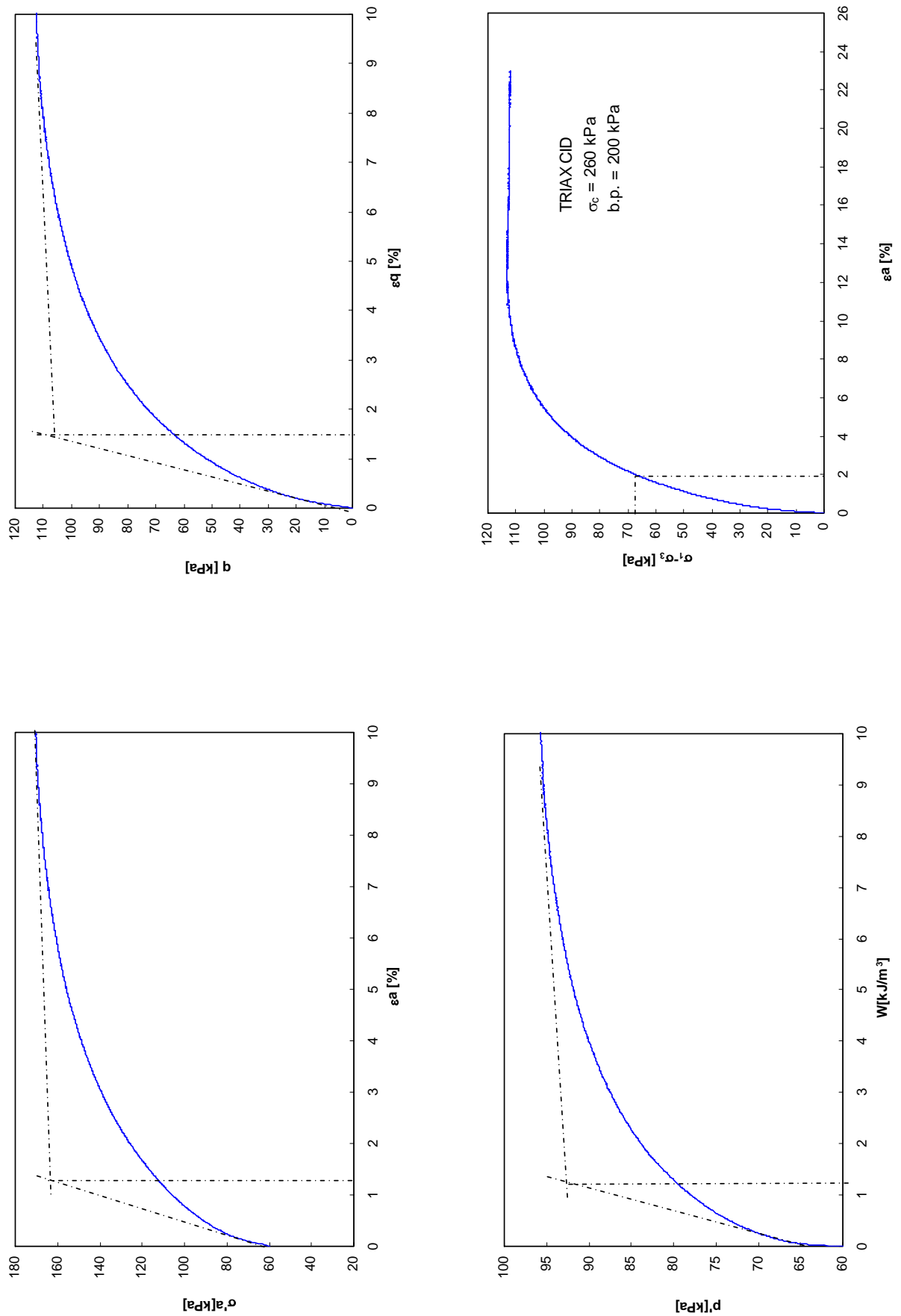


Fig. C.4. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 60$ kPa

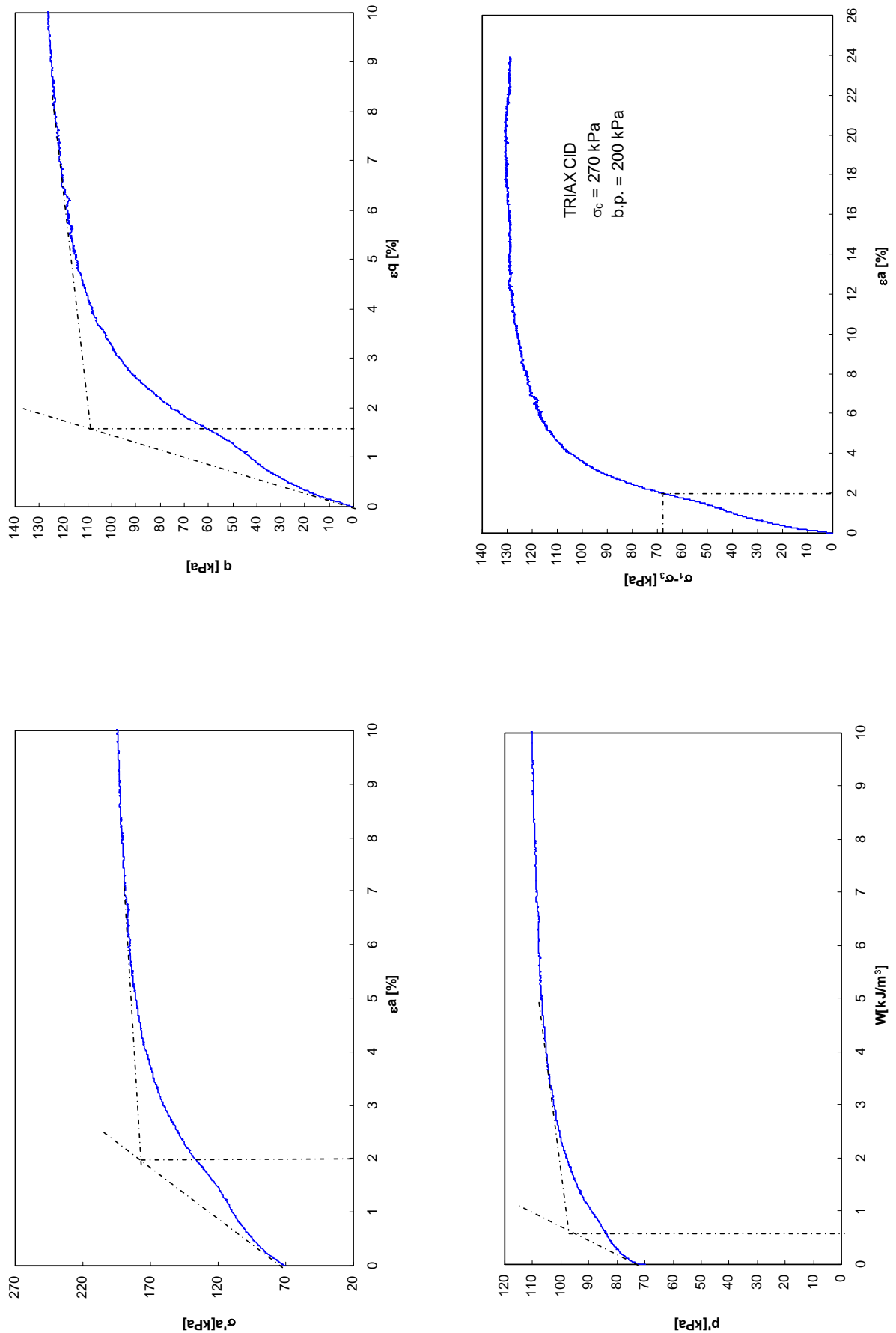


Fig. C.5. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 70$ kPa

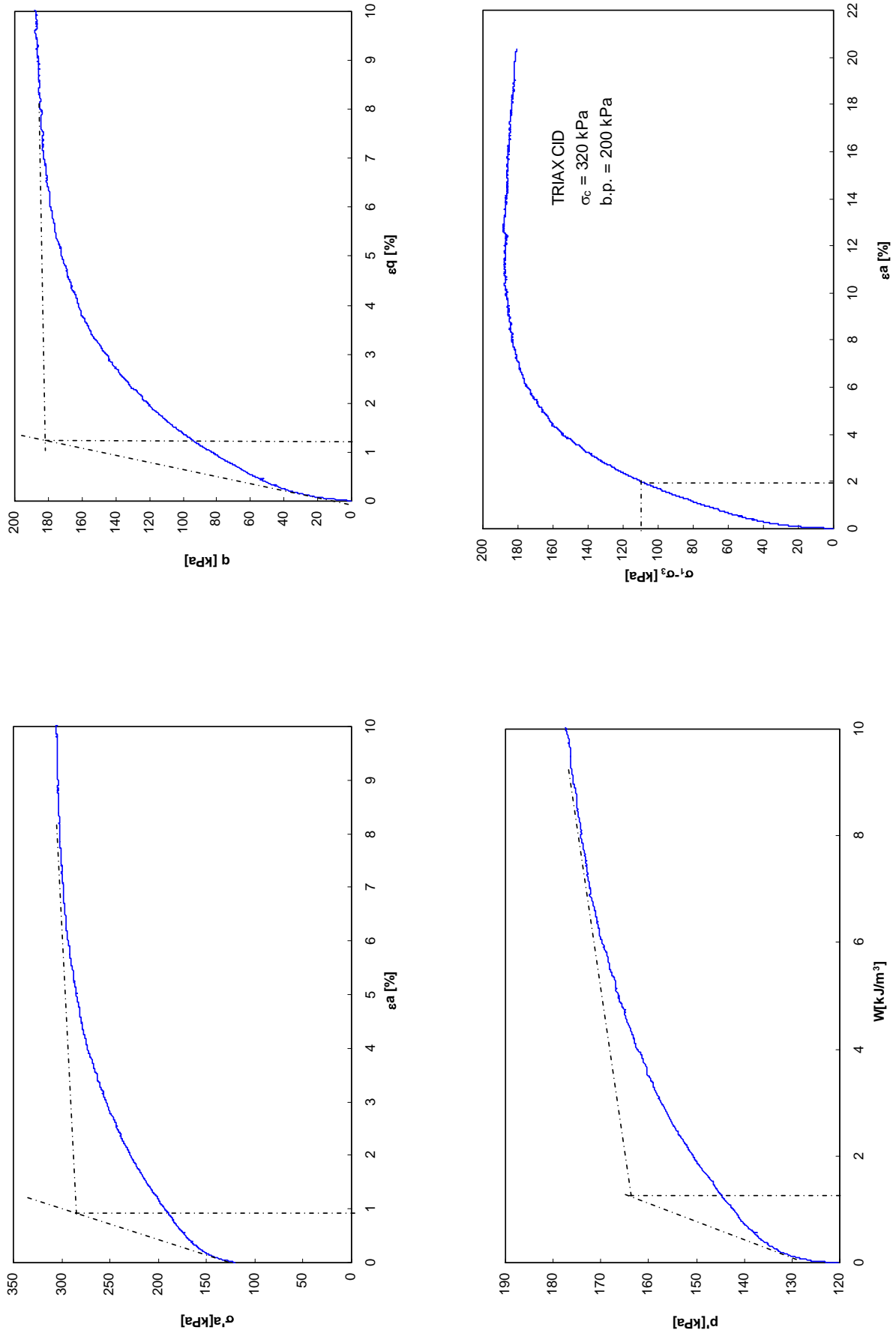


Fig. C.6. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione del corpo di colata sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 120$ kPa

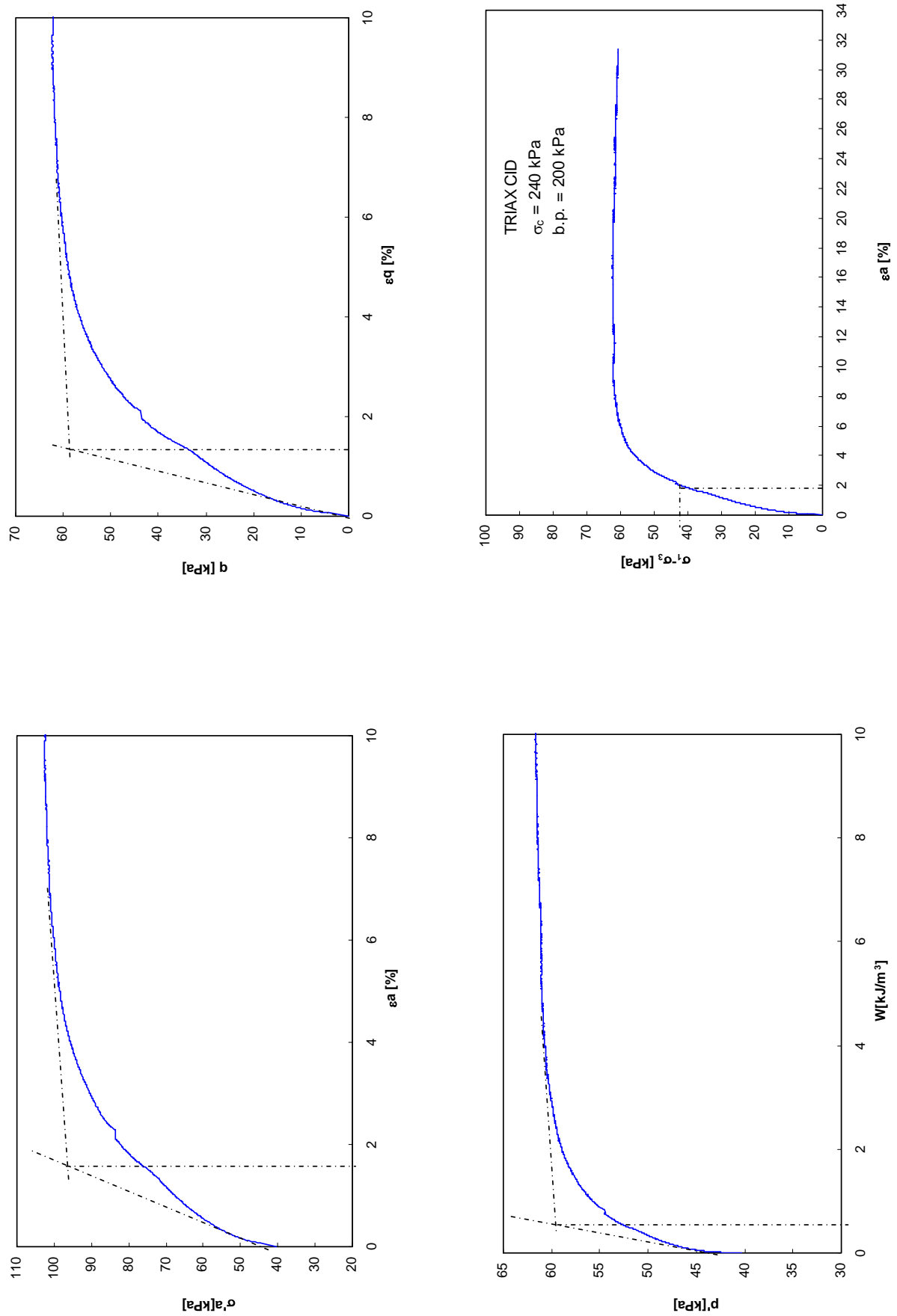


Fig. C.7. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione della zona di taglio sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 40$ kPa

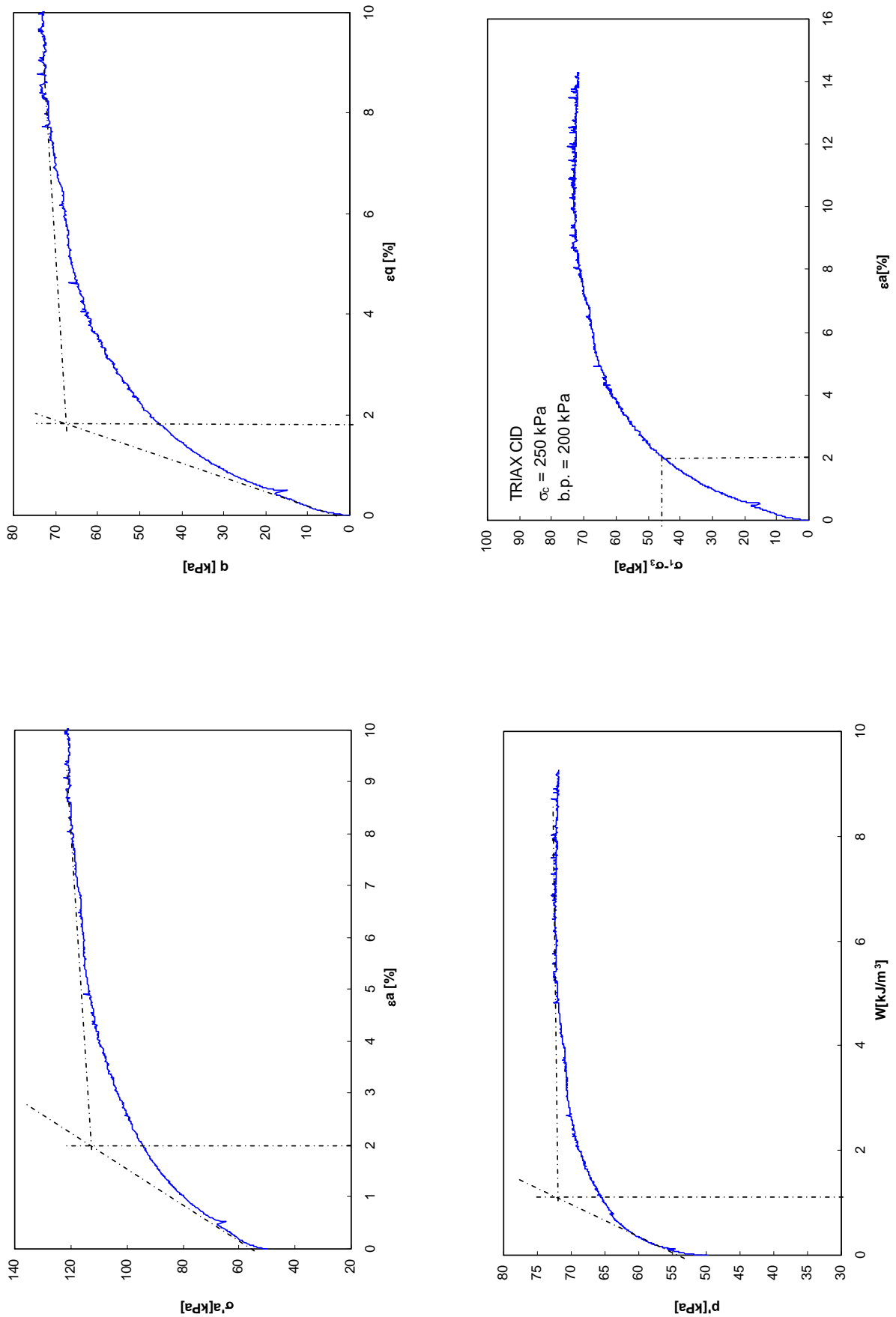


Fig. C.8. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione della zona di taglio sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 50$ kPa

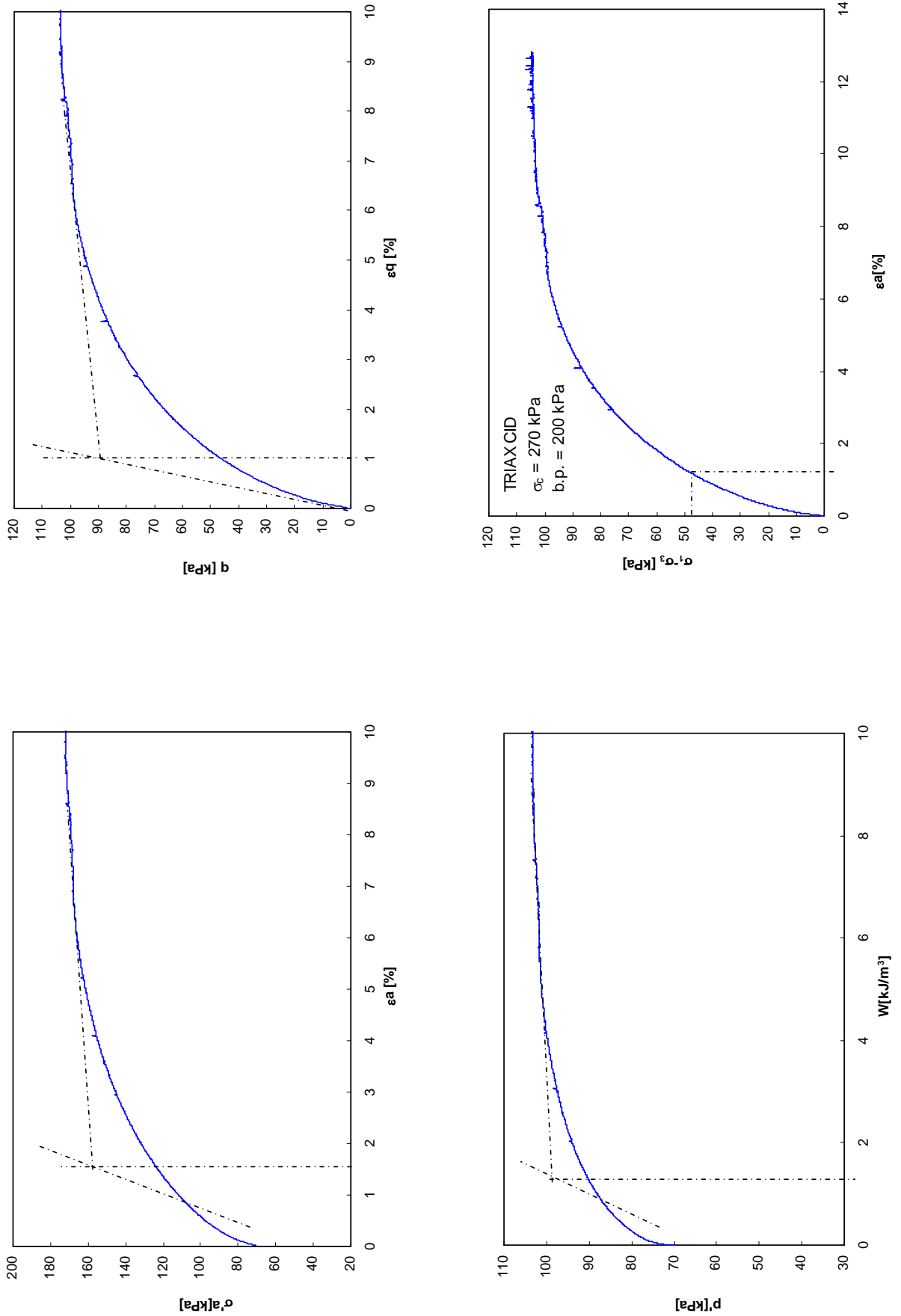


Fig. C.9. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione della zona di taglio sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 70$ kPa

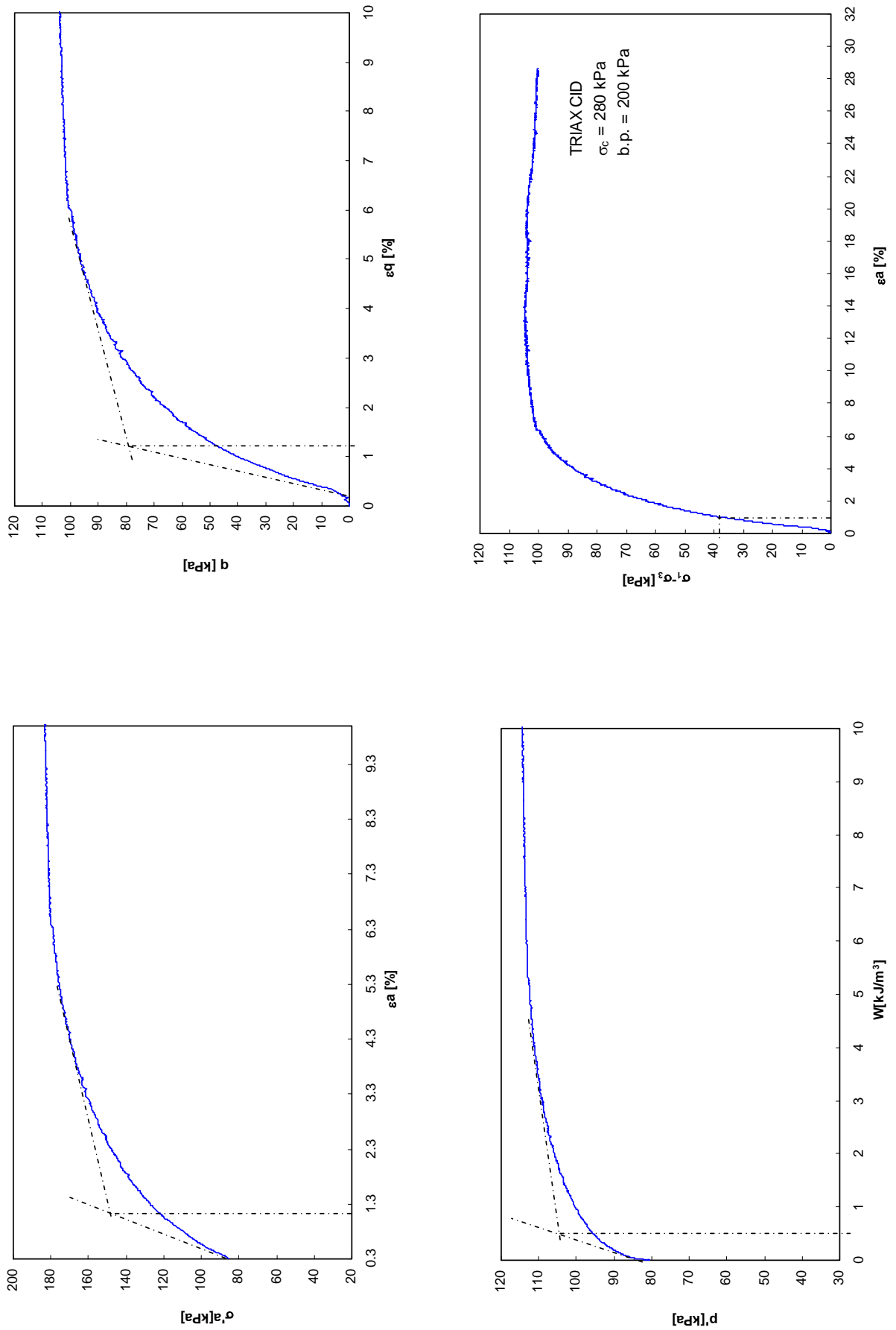


Fig. C.10. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione della zona di taglio sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 80 \text{ kPa}$

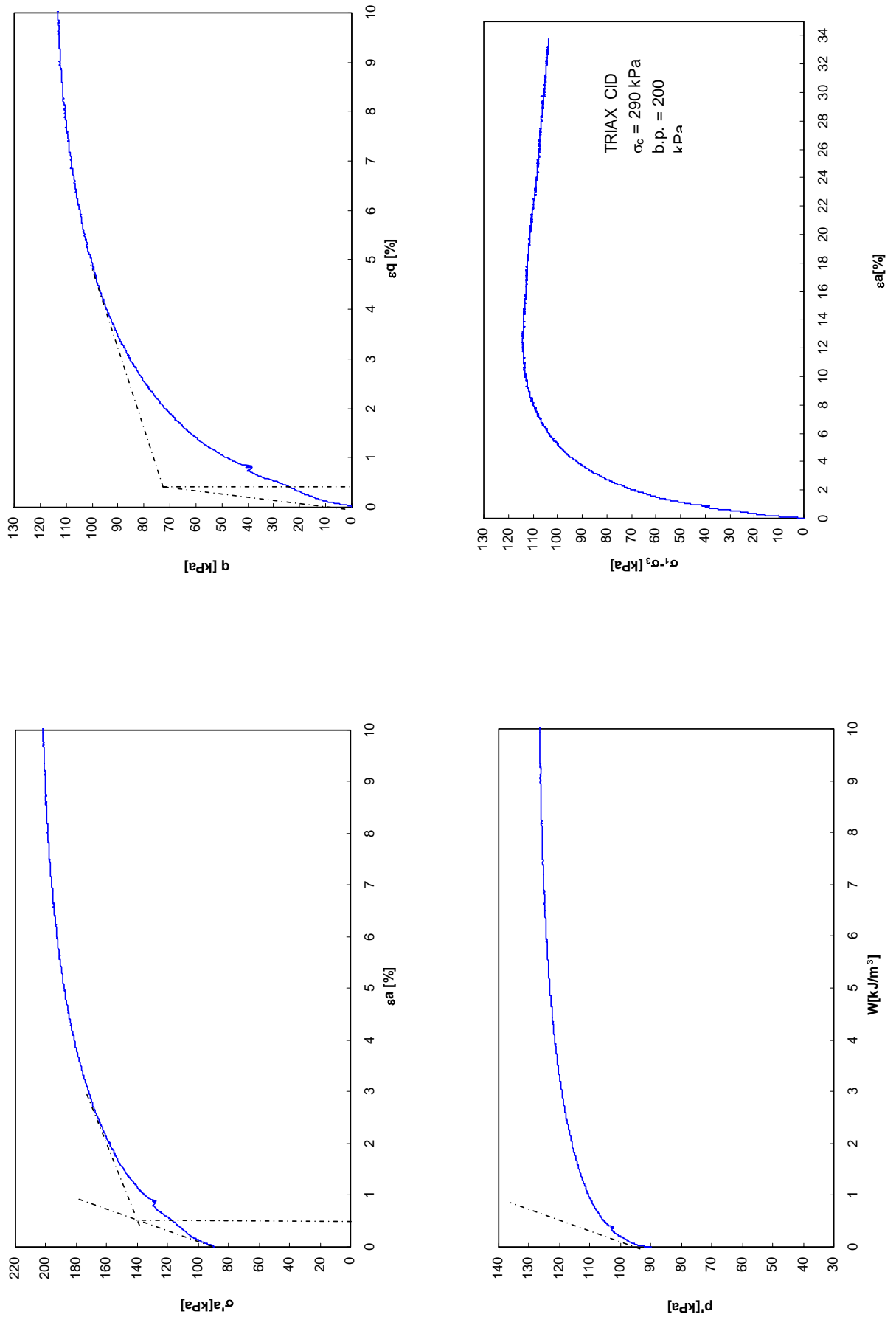


Fig. C.11. Ricerca del punto di snervamento utilizzando i risultati di una prova di compressione triassiale di tipo CID su un campione della zona di taglio sottoposto ad una pressione efficace di confinamento $\sigma'_c = 90$ kPa