



Italian Journal of  
Engineering Geology  
and Environment

1  
2003  
2.1(2003)

*Quaderni di*

# GEOLOGIA APPLICATA

**SERIE AIGA**

Journal of:

Geological risks, Site investigation,  
Slope stability, Groundwater research,  
Water resource management,  
Economic geology, Applied geophysics,  
Land use management,  
Rock and soil characterization

Organo dell'AIGA

Associazione Italiana di Geologia Applicata e Ambientale



Pitagora Editrice Bologna

**Editor-in Chief**

Alberto PRESTININZI  
Università degli Studi di Roma «La Sapienza»  
e-mail: alberto.prestininzi@uniroma1.it

**Assistant to Editor**

Mario FLORIS e-mail: geoappl@uniurb.it

**Editorial assistants**

Francesca BOZZANO e-mail: francesca.bozzano@uniroma1.it  
Marco PETITTA e-mail: marco.petitta@uniroma1.it  
Gabriele SCARASCIA MUGNOZZA e-mail: gabriele.scarasciamugnozza@uniroma1.it

Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi «La Sapienza» - P.le A. Moro, 5 - 00185 ROMA

**Advisory Board**

**Giovanni Pietro BERETTA**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università di Milano - Italy  
giovanni.beretta@unimi.it

**Mario BECCARI**

Università degli Studi di Roma  
«La Sapienza» - Italy  
mario.beccari@uniroma1.it

**Andrea CANCELLI**

Dipartimento di Scienze Geologiche e  
Tecnologiche - Università di Milano  
Bicocca - Italy  
andrea.cancelli@unimib.it

**Luigi CARMIGNANI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università di Siena - Italy  
carmignani@unisi.it

**Nicola CASAGLI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università di Firenze - Italy  
ncasagli@geo.unifi.it

**Pietro Bruno CELICO**

Dipartimento di Scienze e Tecnologie per  
l'Ambiente e il Territorio - Università di  
Napoli «Federico II» - Italy  
celico@tin.it

**Corrado CENCETTI**

Dipartimento di Ingegneria civile e  
ambientale - Università di Perugia - Italy  
corcen@unipg.it

**Claudio CHERUBINI**

Istituto di Geologia applicata e Geotecnica  
Politecnico di Bari - Italy  
c.cherubini@poliba.it

**Alessandro CORSINI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università di Modena e Reggio Emilia -  
Italy  
allecors@unimo.it

**Uberto CRESCENTI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università «G. D'Annunzio» Chieti - Italy  
crescent@unich.it

**Mario DEL PRETE**

Facoltà di Agraria - Università della  
Basilicata - Italy  
delprete@unibas.it

**Francesco DRAMIS**

Università di Roma 3 - Italy  
dramis@uniroma3.it

**Stephen G. EVANS**

Geological Survey of Canada  
Ottawa - Canada  
evans@NRCCan.gsc.ca

**Vincenzo FRANCANI**

D.I.I.A.R. - Politecnico Milano - Italy  
francani@mail.dstm.polimi.it

**Piero FOCARDI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università di Firenze - Italy  
focardi@geo.unifi.it

**Rinaldo GENEVOIS**

Dipartimento di Geologia, Paleontologia e  
Geofisica - Università di Padova - Italy  
rinaldo@geol.unipd.it

**Massimo GRISOLIA**

Dipart. Idraulica Trasporti e Strade  
Università «La Sapienza» - Roma - Italy  
massimo.grisolia@uniroma1.it

**David K. KEEFER**

U.S. Geological Survey -  
Earthquake Hazard Team - Menlo Park,  
CA 94025 - USA  
dkeffer@usgs.gov

**Fabio LUINO**

CNR-IRPI - Torino - Italy  
f.luino@irpi.to.cnr.it

**Carlo MERLO**

V. L. Manara, 31 - 61032 Fano - Italy  
merlo.c@libero.it

**Maurizio PELLEGRINI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università di Modena e Reggio Emilia  
Italy  
mpellegr@unimo.it

**Maurizio POLEMIO**

CNR - CERIST - Bari - Italy  
polemio@area.ba.cnr.it

**Alberto PRESTININZI**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università «La Sapienza» di Roma - Italy  
alberto.prestininzi@uniroma1.it

**Andrea RINALDO**

Dipartimento di Ingegneria Idraulica,  
Marittima, Ambientale e Geotecnica  
Università di Padova - Italy  
rinaldo@idra.unipd.it

**Cesare RODA**

Dipartimento di Georisorse e Territorio  
Università di Udine - Italy  
roda@dgt.uniud.it

**Roberto W. ROMEO**

Istituto di Geologia Applicata  
Università di Urbino «Carlo Bò» - Italy  
rwromeo@uniurb.it

**Gabriele SCARASCIA MUGNOZZA**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università «La Sapienza» di Roma - Italy  
gabriele.scarasciamugnozza@uniroma1.it

**Nicola SCIARRA**

Dipartimento di Scienze della Terra  
Università «G. D'Annunzio» Chieti - Italy  
nsciarra@phobos.unich.it

**Paolo TACCONI**

Dipartimento di Ingegneria civile e  
ambientale - Università di Perugia - Italy  
ptacconi@unipg.it

**William W. WOESSNER**

Department of Geology  
University of Montana - Missoula - USA  
gl\_www@selway.umt.edu

**Daniele VENEZIANO**

Depart. Of Civil Engineering M.I.T.  
Boston - USA  
venezian@mit.edu

## Le cavità antropiche nei centri urbani del Vulture-Melfese: Caratterizzazione geostrutturale e metodologie d'intervento

### *Man-made caverns in the towns of Vulture-Melfese: geostructural characterization and intervention methodology*

Andrea SALVEMINI<sup>(1)</sup>, Raffaele CARBONE<sup>(2)</sup>, Clemente Marco TUCCI<sup>(2)</sup>, Antonio TARTAGLIA<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Dipartimento di Scienze Geologiche - Università degli Studi della Basilicata, C.da Macchia Romana,  
85100 Potenza, tel. 0971206176, e-mail: salvemini@unibas.it

<sup>(2)</sup> GeoTecno, Studio Associato di Geologia, Via Lucca, 85025 Melfi (PZ),  
tel./fax 0972238231, e-mail: geotest@tiscalinet.it

<sup>(3)</sup> Collaboratore del Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente - Università degli Studi  
Basilicata, C.da Macchia Romana, 85100 Potenza, tel. 097224256, e-mail: tartaglia@virgilio.it

**Riassunto.** La caratterizzazione geostrutturale delle cavità antropiche ricavate nel sottosuolo dei centri urbani del Vulture-Melfese nasce per fornire un quadro teorico conoscitivo su una problematica molto diffusa. I tre casi di studio presentati sono, infatti, situazioni «tipo» che si ripropongono in quasi tutti gli abitati della Regione Basilicata, con risvolti ed implicazioni non solo di natura geotecnica, ma anche di natura urbanistica, amministrativa e giuridica. La metodologia di studio adottata prevede una fase «ricognitiva», cioè un'indagine geostrutturale di dettaglio affiancata da indagini sperimentali di laboratorio; segue una fase «diagnostica» finalizzata alla comprensione delle condizioni statiche del sito, in cui valutazioni analitiche sono supportate da giudizi empirici. Infine, nella fase definita «mitigazione del rischio», si propongono gli interventi migliorativi ritenuti meno lesivi per la natura architettonica e funzionale del cavo.

[Parole chiave: rocce piroclastiche, cavità antropiche sotterranee, analisi strutturale, verifiche di stabilità, interventi di consolidazione].

**Extended abstract.** The geostructural characterization of the man-made caverns excavated in the subsoil in the towns of Vulture-Melfese is intended to provide a theoretical framework for a very widespread problem. The three cases presented in this paper are in fact typical of situations found again and again in nearly all the towns of the Regione Basilicata (Southern Italy), with effects and implications not only geotechnical, but also urbanistic, administrative and juridical. The study methodology adopted involves a «recognition» phase, that is a detailed

geostructural investigation together with experimental laboratory tests. This is followed by a «diagnostic» phase to understand the static conditions of the site, in which analytical evaluations are supported by empirical judgements, and finally in the «risk mitigation» phase interventions are proposed to improve the situation while at the same time limiting impact on the architectonic and functional nature of the cavern (Fig.1). The first case, situated in the town of Barile, concerns caverns inserted in steep slopes with cover of several tens of meters (Fig. 2). A summary of the parameters measured in caverns 1, 2, 3 can be found in the table 1. About the possibile mass movements are concerned the critical configurations to be tested are: the slip of the block 1 along the line of intersection of the planes of fractures n. 2 and 3 (Fig. 6); falls from the roof of caverns of blocks 2, 3, 4 and 5 (Fig. 7). The stability analysis conducted using the limit equilibrium method are summarised in the table 4. Intervention for the consolidation and reinforcement to the interior of the caverns are shown in the figure 8. The second case, situated in the town of Melfi, concerns a cavern attached to two reinforced concrete buildings and is representative of all situations in which problems provoked by work carried out ignoring the presence of subterranean caverns may produce additional pressures not foreseen in the planning stage of the building (Figs. 9-10). It should be stated that in this case there was another nearby cavern that was hedden in the construction of another building. In the course of that work heavy machinery was used in the area concerned, generating a fracture 10.5m long that destabilised the cavern (PHOTO 3). Mass movement analysis revealed two mechanisms critical for the stability of the cavern: the sliding of block 1,

isolated by a lateral sliding surface and fracture n. 5 (Fig. 12a); the slip and/or turning of block 2, isolated by fractures n. 4-5 and the right-hand wall (Figs. 12b-12c). The complete plan with the stability analysis carried out is summarised in the table 8, while the figure 13 indicates the suggested intervention. The third type of problem identified refers to caverns with thin cover, developed under roads and/or buildings in old town centres. The figure 14 illustrates the plan development of the cavern studied (n. 1) together with three others involving the surrounding buildings. There is currently a progressive increase in the fractures in the vault, shown externally by the cracks caused in the overlying road surface. There are three rock masses that determine the static behaviour of the cavern. From the analysis carried out it can be seen that their mutual blocking, which has so far guaranteed stability, would be lacking with the slip towards the interior of the space of block 1 along the line of intersection between fracture n. 1 and the external brick wall, and/or block 2 along the line of intersection between discontinuities n. 1-4. In this configuration block 3, once freed, would be completely destabilised and with in the vault as a whole (Fig. 17). The figure 18 contains the reinforcement intervention hypothesised.

[Keywords: pyroclastic rocks, man-made caverns, structural analysis, stability analysis, consolidation work].

## INTRODUZIONE

Il sottosuolo dei centri urbani dell'area del Vulture Melfese è caratterizzato dalla presenza diffusa e articolata di cavità antropiche, con diverso sviluppo sia orizzontale che verticale, ricadenti quasi tutte nei centri storici degli abitati. Due sono i fattori strategici che giustificano tale condizione: la facilità di scavo dei termini litologici affioranti (piroclastiti stratificate legate all'attività vulcanica del Monte Vulture e caratterizzate da discreta lavorabilità) e le loro buone caratteristiche geomeccaniche, che hanno invece garantito, e garantiscono, una sostanziale stabilità delle cavità. Quest'ultime utilizzate come cantina, botteghe artigiane, magazzino o deposito, frequentemente sono sottoposte, (e talora anche collegate) alle sovrastanti abitazioni. Ricche in origine di valore pratico, hanno finito con l'assumerne uno di tipo diverso, diventando, senza meriti intrinseci e senza aver subito manutenzioni, un documento storico unico e irripetibile, testimonianza di un modo di costruire, di una fase storica, economica e sociale ormai compiuta, oltre che di un'umile ma sapiente *cultura materiale*. Allo stesso tempo però tale presenza, essendo potenzialmente concausa di dissesti statici ad abitazioni, opere civili (più o meno diret-

tamente connesse) ed ai pendii naturali entro i quali spesso sono ricavate, è un vincolo nella realizzazione delle successive opere di urbanizzazione. Si tratta infatti di cavità senza supporti, che hanno subito nel corso dei decenni ed a volte di centinaia di anni, una propria evoluzione tensionale e geomeccanica, raggiungendo variabili livelli di equilibrio statico, i quali possono essere ancora disturbati da un incremento di carico, da un afflusso improvviso di acqua, da tensionamenti sismici, da vibrazioni da traffico o più in generale da una qualsiasi combinazione dei fattori di dissesto, antropici e naturali, riassunti nelle schede 1 e 2.

### Scheda 1. Fattori di dissesto antropici dovuti alla realizzazione del cavo.

Interruzione della continuità del mezzo  
Spostamenti relativi tra blocchi rocciosi lungo piani di discontinuità  
Fenomeni di erosione interna ed attacco chimico-acido da parte di acque messe in movimento dall'azione di drenaggio esercitata dai vuoti sotterranei  
Fenomeni di degradazione progressiva nel tempo delle proprietà meccaniche della roccia, conseguenti all'aggressione biologica di microrganismi eterotrofi  
Spessore strutturalmente non adeguato della volta delle cavità  
Sfavorevole posizione e geometria delle cavità rispetto a quelle delle costruzioni  
Adattamenti costruttivi, sovrapposti nel tempo con tecnologie e materiali diversi, in modo non corretto  
Sollecitazioni determinate dal passaggio di mezzi pesanti sulle strade sovrastanti le cavità

### Scheda 2. Fattori di dissesto naturali dovuti a caratteristiche intrinseche del territorio.

Presenza di piani di discontinuità  
Variazioni spaziali delle caratteristiche meccaniche  
Alterazione della roccia per l'azione di fenomeni naturali a bassa intensità e prolungati nel tempo (dilatazione termica, gelività, cristallizzazione di sali)  
Grado di sismicità della zona

Lo stato di abbandono e degrado in cui versano molte cavità impedisce qualsivoglia periodica ispezione diretta e completa il quadro di rischio indotto. Ritenendo di notevole interesse sociale offrire un contributo conoscitivo organico e razionale sulla situazione descritta, nel presente lavoro si sono affrontati gli aspetti più specificatamente geostutturali del problema. A partire da una diagnosi sulle condizioni statiche in cui versano le cavità sotterranee, *diagnosi* intesa come il risultato non solo di un processo conoscitivo ma anche dell'analisi critica

delle conoscenze acquisite durante tale processo, si è giunti all'individuazione delle metodologie più razionali di intervento e di rinforzo, capaci di preservare la natura architettonica e funzionale delle cavità. Saranno quindi presentati tre casi di studio applicativi, esemplificativi delle diverse tipologie di problemi cui la variegata casistica esistente è riconducibile.

## METODOLOGIA DI STUDIO PER L'INDIVIDUAZIONE, LA STIMA E LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO

L'analisi del comportamento delle cavità sotterranee in un ammasso roccioso, da un punto di vista concettuale, richiede:

- la caratterizzazione geostutturale,
- la caratterizzazione idrogeologica,
- la definizione del modello geomeccanico dell'ammasso roccioso,
- l'individuazione e l'uso di uno o più metodi di calcolo,
- l'individuazione e la verifica strutturale dell'eventuale sistema di sostegno.

Sopralluoghi speditivi estesi all'area del Vulture-Melfese interessata da cavità sotterranee (Barile, Melfi, Rapolla, Rionero), hanno dimostrato che, alla scala del problema, sono presenti in genere una o più famiglie di discontinuità. Il comportamento dell'ammasso è da ritenere pertanto anisotropo, dipende dal numero, dall'orientamento e dalla resistenza al taglio delle discontinuità ed è schematizzabile mediante un numero finito di blocchi interagenti tra loro in corrispondenza delle superfici di contatto.

Prescindendo dai meccanismi di propagazione delle fratture, si è rinunciato a determinare gli stati di sforzo e deformazione nel mezzo entro il quale la cavità è posta. L'obiettivo non è risalire agli eventi tensionali e deformativi (passati e futuri) del cavo, ma stimare il suo grado di stabilità rispetto a possibili cinematismi di rottura e riportare, con opportuni interventi di stabilizzazione, il rischio connesso sotto un'adeguata soglia di sicurezza.

Con dette ipotesi e semplificazioni, la metodologia di studio delineata è così schematizzabile (Fig. 1):

- caratterizzazione geologico-strutturale e idrogeologica dell'ammasso entro il quale la cavità o le cavità oggetto di studio sono inserite;
- analisi di laboratorio per la caratterizzazione fisico-meccanica della matrice rocciosa e stima della resistenza al taglio lungo le discontinuità naturali;

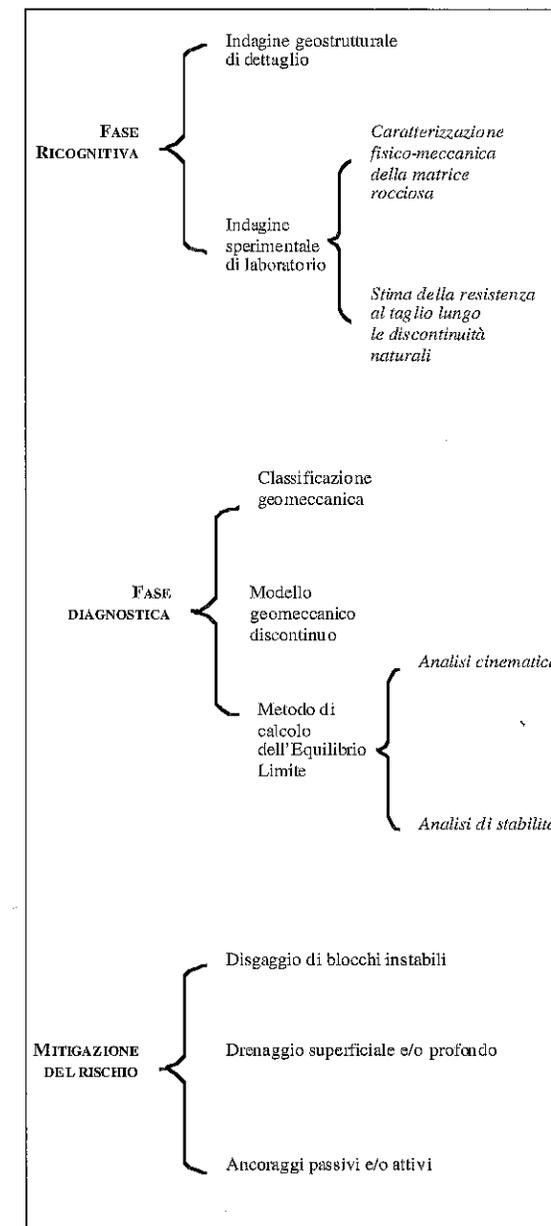


FIG. 1. Metodologia di studio adottata.  
Fig. 1. Adopted methodology.

- rappresentazione stereografica dei piani di discontinuità e individuazione della giacitura del piano rappresentativo di ogni famiglia di giunti;
- elaborazione di un modello geometrico tridimensionale del cavo, con l'esplicita rappresentazione delle discontinuità ritenute significative per il suo comportamento statico;
- analisi dei possibili cinematismi di rottura

indotti dalle condizioni strutturali e geometriche dei singoli blocchi isolati dalle discontinuità inserite nel modello geometrico;

- verifica di stabilità con il Metodo dell'Equilibrio Limite dei blocchi, supposti rigidi, soggetti a possibili cinematismi traslativi e/o di ribaltamento;
- individuazione e dimensionamento degli interventi di stabilizzazione.

Per quanto concerne nello specifico le prove meccaniche, il campionamento effettuato, per motivi sia di sicurezza, viste le condizioni di equilibrio a volte precario in cui versano le cavità analizzate, sia per motivi pratici, legati alle caratteristiche propriamente fisiche delle piroclastiti, non ha permesso di disporre di provini indisturbati contenenti discontinuità naturali. Di conseguenza sono state condotte consuete prove di taglio diretto su matrice rocciosa, e non prove di taglio lungo le fratture.

In ogni caso la stima dell'angolo d'attrito di picco e residuo ha offerto verifiche di stabilità attendibili, giacché i blocchi rocciosi isolati ed oggetto di analisi, avendo per lo più subito già delle dislocazioni e dei detensionamenti, hanno un attrito d'interfaccia in realtà molto prossimo al valore residuo.

**CASI DI STUDIO**

I casi di studio applicativi sono stati scelti in modo da essere rappresentativi delle diverse tipologie di problemi legati alla presenza di cavità antropiche in aree urbanizzate, pur se una casistica così varia è difficilmente racchiudibile in schemi predefiniti.

Il primo caso, ubicato nel Comune di Barile, tratta di cavità in versanti ripidi con coperture anche di alcune decine di metri.

Il secondo caso, ubicato nel Comune di Melfi, riguarda invece una cavità in aderenza a due fabbricati in cemento armato ed è indicativo di tutte le situazioni in cui i dissesti, provocati da lavori eseguiti ignorando la presenza di cavità sotterranee, generano sollecitazioni aggiuntive non previste in sede progettuale sulle costruzioni realizzate.

Il terzo caso, ubicato nel Comune di Rionero, caratterizza le cavità con bassa copertura, sviluppate sotto sedi stradali e/o abitazioni in pieno centro abitato. Le determinazioni sperimentali eseguite su provini massivi prelevati nelle cavità studiate sono state eseguite presso il Laboratorio Geotecnico Geotest di Melfi.

**Cavità antropica in un pendio con fenomeni di crollo ed erosione nel settore nord-ovest di Barile**

La cavità oggetto dell'analisi geologico-struttu-

rale è situata a nord-ovest del centro abitato. Insieme ad altre cavità si sviluppa nel versante sottostante la Statale 93, lungo una direzione di 305° Nord, sostanzialmente ortogonale al ciglio della strada (Foto 1). Ha una forma rettangolare allungata, con piano di calpestio alla stessa quota del piano viabile (Fig. 2).

Il pendio entro il quale è ricavata la cavità mostra fenomeni di crollo sui versanti a forte pendenza ed erosione accelerata lungo le incisioni. La cavità è ricavata in piroclastiti stratificate disposte a reggipoggio rispetto al versante, con livelli rudidici ricchi di scorie e lapilli. Lo spessore degli strati a volte supera il metro. Fra le concause cui legare la formazione di blocchi di massa instabili, oltre alle discontinuità va annoverata l'azione disgregatrice (chimico-fisica) degli apparati radicali della vegetazione spontanea che copre i versanti (Foto 2).

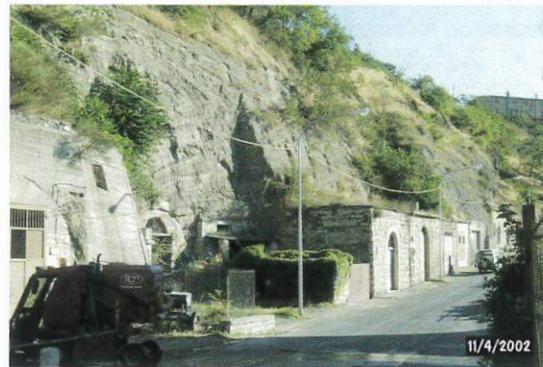


Foto 1. Barile: ingresso alle cavità.  
PHOTO 1. Barile: cavern entry.

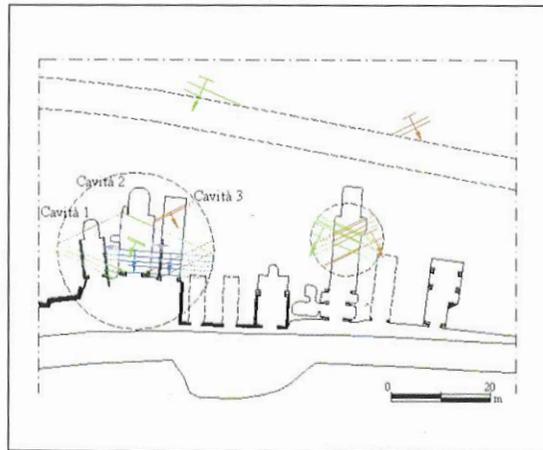


FIG. 2. Planimetria dei sistemi di frattura rilevati.  
FIG. 2. Fracture systems found.



Foto 2. Barile: dettaglio delle fratture n. 6-7.  
PHOTO 2. Barile: details of fractures n. 6-7.

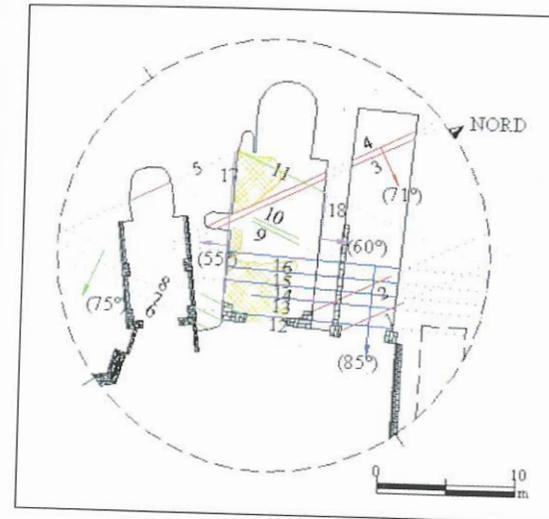


FIG. 3. Dettaglio di figura 2.  
FIG. 3. Details of the figure 2.

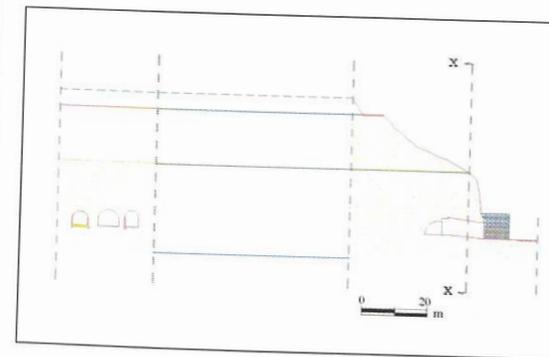


FIG. 4. Sezione longitudinale e trasversale all'asse della cavità n. 2.  
FIG. 4. Longitudinal and transverse section to the axis of the cavern n. 2.

Pericoli di crolli incipienti sono presenti anche all'interno della cavità, da tempo inagibile. Si registrano distacchi in chiave e sui piedritti dell'ordine di decine di metri cubi.

I depositi affioranti, osservati su tutto il fronte del pendio, si presentano con una fitta alternanza di strati e di banchi più o meno potenti (da pochi centimetri ad oltre un metro) di sabbie grigio-scure, di ceneri giallastre, di scorie e di pomice. Sono frequenti numerosi frammenti di lave tefritiche, fonolitiche e di rocce flyschoidi. Le pomice grigie e bianco-giallastre sono piuttosto abbondanti, possono essere incluse in ceneri e sabbie o mescolate nei livelli scoriacei, oppure possono formare strati distinti. I giunti di strato sono disposti a reggipoggio, inclinati di 20°, con un'immersione di 240°. A questi si aggiungono sistemi di fratture tettoniche. Il rilascio tensionale ingenerato dall'apertura delle numerose cavità, insieme a vibrazioni indotte da sismi, hanno sicuramente contribuito ad aumentare l'estensione e l'apertura di queste ultime. L'indagine geostutturale è stata estesa alle vicinanze della cavità per avere maggiori riscontri sull'orientazione e la spaziatura delle discontinuità decisive per l'analisi di stabilità (Fig. 3, 4 e 5).

Due sono le famiglie di discontinuità che caratterizzano il versante: entrambe subverticali, immergo-

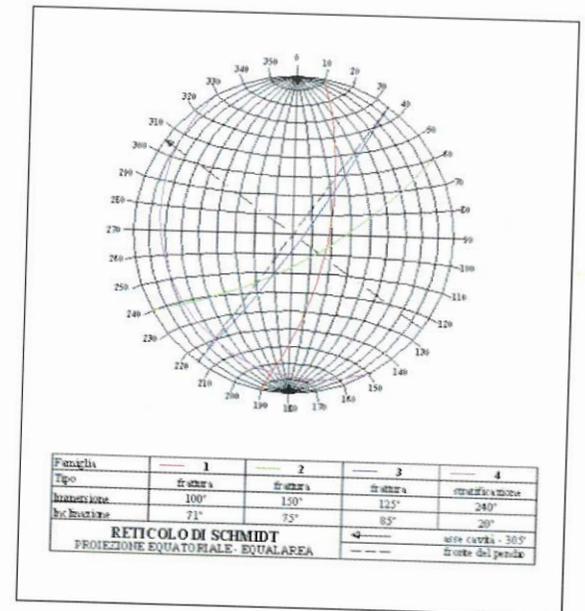


FIG. 5. Rappresentazione stereografica delle discontinuità principali.  
FIG. 5. Stereographic representation of the main discontinuities.

no a 100° ed a 150°, tagliando l'ammasso a «scacchiera». Una terza famiglia, anch'essa subverticale, è stata rilevata solo nella parte iniziale delle cavità n. 2-3, con direzione parallela al ciglio stradale, probabilmente generata dal detensionamento indotto dallo scavo delle cavità e delle pareti verticali ricavate nel pendio. Le fratture n. 17-18, avendo un'immersione, rispettivamente, di 219° e 41°, corrono lungo le pareti del cavo n. 2, con una persistenza lineare di 11.60 m e 7.90 m (FIG. 3).

Lo schema riassuntivo delle grandezze e dei parametri misurati nelle cavità 1-2-3 è nella tabella 1. Per alcune di esse non è stato possibile, per motivi di sicurezza, rilevare i parametri; in questi casi la stima è stata fatta per semplice raffronto visivo. La rugosità delle discontinuità è stata stimata con il *profilometro meccanico* e per ciascuna famiglia, onde evitare ridondanze, si è scelto il profilo di scabrezza «tipo». La tabella 2 fornisce la classificazione geo-meccanica

TAB. 1. Rilievo geostrutturale delle discontinuità.

TAB. 1. Geostructural plot of the discontinuities.

Fam. Immer. Inclinaz. spaziat. n.	N. progr. disco n.	Traccia rilevata su	Persist. [m] (estremità)	Irregolarità		Apert. max [mm]	Alteraz. Indice di rimbalzo (descrizione)	Condil. Idrolog. dopo pioggia intensa	
				ordine					
				1°	2° JRC				
1 100° 71° 3.80 m	1	Pendio Cavo n. 3	10-20 R-R	Ondulato	16	> 10	< 10 Altamen. alterato	Stillicid.	
	2*								
	3	Cavo 2-3	10-20 R-X			> 10	22.7 Non alterato	Asciutto	
	4								
	5	Cavo 1	10-20 R-X	> 10	< 10 Altamen. alterato				
2 150° 75° 2.50 m	6*	Pendio Cavo 2	10-20 R-X	Ondulato	17,8	> 10	< 10 Altamen. alterato	Stillicid.	
	7								
	8								
	9	Cavo 2	3-10			1-5	14.2 Moderat. alterato	Asciutto	
	10								
11		10-20	5-10	23 Non alterato	Asciutto				
3 125° 85° 1.10 m	12	Cavo 2-3	10-20 X-X	Planare	8,9	> 10	< 10 Altamen. alterato	Stillicid.	
	13		10-20 R-X						
	14*		10-20 X-X					Umido	
	15								
	16								
4 219° 55°	17	Cavo 2	10-20 R-R	Ondulato	16	> 10	13.5 Moderat. alterato	Asciutto	
5 41° 60°	18	Cavo 2	10-20 R-R	Ondulato	16	> 10	14 Moderat. alterato	Asciutto	

\* Indica le fratture per le quali la rugosità è stata stimata con il profilometro meccanico.

TAB. 2. Classificazione di Bieniawski (1989).

TAB. 2. Bieniawski classification (1989).

Parametri	Ratings	Classificazione
Resistenza a compressione	111 kg/cm <sup>2</sup>	2 BMR: 50
Rock Quality Designation (RQD)	97%	19 Classe: III
Spaziatura		15 Giudizio: Discreto
Condizioni delle discontinuità		11
- Persistenza	20 m	Φ: 30°
- Apertura	20 mm	
- Tipo di riempimento	Assente	
- Rugosità (JRC)	8,9	e: 2.5 kg/cm <sup>2</sup>
- Alterazione (JCS)	Altamente alterato	
Condizioni idrauliche	Stillicidio	3
Basic Mass Rating (BMR)	50	E : 100000 kg/cm <sup>2</sup>
APPLICAZIONE - GALLERIE		
Direzione scavo	305°	Guida per scavi e sostegni Valido per gallerie ad U di larghezza di 10 m e stress verticale < 250 kg/cm <sup>2</sup> Scavi con perforazioni ed esplosivo - bulloni cementati Φ = 20 mm
Diametro galleria	6.40 m	
Immersione discontinuità	125°	Scavo Sezioni parziali: calotta e strozzo - Volata in calotta 1.5-3.0 m. Sostegni provvisori dopo ogni volata; definitivi fino a 10 m dal fronte.
Inclinazione discontinuità	85°	
Correzione	- 5	Bulloni Sistematici in calotta e sui piedritti (L = 4 m, passo 1.5-2.0 m) con rete metallica in calotta
Rock Mass Rating (RMR)	45	
Classe	III	Spritz Beton 50-100 mm in calotta, 30 mm nei piedritti
Giudizio	Ammasso discreto	
		Centine Non necessarie

ca dell'ammasso secondo il metodo empirico proposto da Bieniawski (1989).

I parametri utilizzati per la stima dell'indice BMR sono quelli corrispondenti alle condizioni più critiche. Assimilata la cavità ad una galleria, è stato valutato, in funzione dell'orientazione delle fratture, l'indice corretto RMR; ciò suggerisce i metodi di scavo e di sostegno definitivi. Tuttavia, le condizioni per le quali tali suggerimenti progettuali sono validi non sono soddisfatte, poiché siamo di fronte a cavità scavate a mano prive dei detensionamenti e disturbi provocati dall'uso di esplosivi e che pertanto si presentano con caratteristiche geomeccaniche (TAB. 3) migliori di quelle ipotizzate da Bieniawski.

Per quanto attiene ai possibili cinematismi interni alla cavità, l'ausilio del modello tridimensionale consente di definire le volumetrie e le masse instabili. Dall'analisi cinematica è emerso che le configurazioni critiche da verificare sono:

- lo scivolamento del blocco 1 lungo la linea di intersezione dei piani delle fratture n. 2-3 (FIG. 6);
- distacchi in chiave dei blocchi 2-3-4-5 (FIG. 7).

TAB. 3. Risultati delle indagini di laboratorio.

TAB. 3. Results of laboratory tests.

Caratteristiche fisiche	
Umidità naturale	23.6%
Peso di volume	1.72 g/cm <sup>3</sup>
Peso di volume secco	1.39 g/cm <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	1.87 g/cm <sup>3</sup>
Peso specifico	2.66 g/cm <sup>3</sup>
Indice dei vuoi	0.911%
Porosità	47.7%
Grado di saturazione	68.9%
Analisi granulometrica	
Ghiaia	4.1%
Sabbia	64.5%
Limo	30.0%
Argilla	1.4%
D10	0.021133 mm
D50	0.095703 mm
D60	0.114898 mm
D90	0.931046 mm
Passante set. 10	95.9%
Passante set. 40	82.7%
Passante set. 200	30.9%
Taglio diretto	
c = 0.23 kg/cm <sup>2</sup>	
Φ = 34.6°	
c <sub>res</sub> = 0.04 kg/cm <sup>2</sup>	
Φ <sub>res</sub> = 30.1°	

condizioni di precario equilibrio, come ad esempio il blocco 1.

- Eliminazione della vegetazione spontanea che copre il versante.
- Regimazione delle acque superficiali per contenere i fenomeni erosivi e sigillatura con malta bituminosa delle fratture beanti.

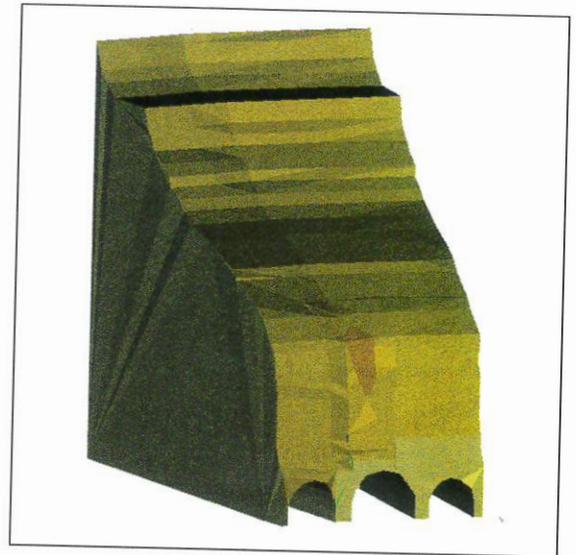


FIG. 6. Visualizzazione Render del modello geometrico tridimensionale. Le discontinuità n. 2-3 ed il fronte del pendio isolano il blocco n. 1.

FIG. 6. Render visualization of the three-dimensional geometric model. Discontinuities n. 2-3 and steep slope isolate the block n. 1.

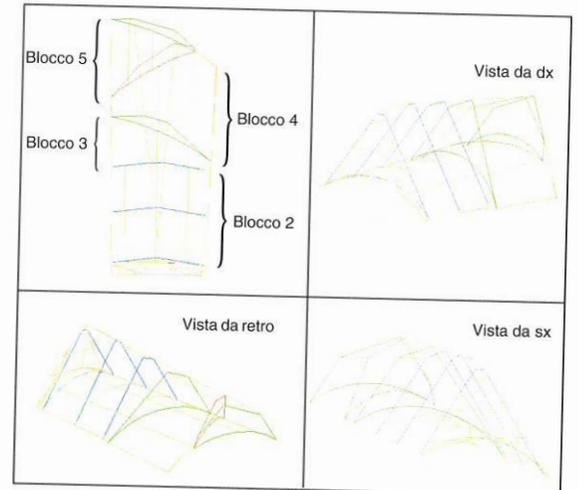


FIG. 7. Visualizzazione Wireframe della massa rocciosa isolata in chiave alla cavità n. 2.

FIG. 7. Wireframe visualization of the rock mass isolate at the top of cavern n. 2.

Le verifiche di stabilità sono state condotte in condizioni sismiche con il metodo pseudostatico. Le caratteristiche idrogeologiche del sito garantiscono l'assenza di pressioni aggiuntive esercitate da falde idriche. D'altra parte, la notevole copertura della cavità impedisce di fatto che le infiltrazioni d'acqua superficiale raggiungano la sua chiave; quindi, per quanto attiene l'equilibrio dei blocchi 2-3-4-5, sono da escludersi anche eventuali pressioni generate dal riempimento delle fratture con acque di pioggia. Le stime di seguito riassunte (TAB. 4) quantificano le volumetrie attualmente instabili che pregiudicano la sicurezza interna del cavo. Per il consolidamento e il rinforzo del pendio entro il quale le cavità sono ricavate, si suggeriscono i seguenti interventi:

- Bonifica superficiale del versante con il disgiungimento dei frammenti rocciosi, la demolizione in sicurezza dei blocchi di limitata volumetria e in

TAB. 4. Analisi di stabilità dei blocchi.  
TAB. 4. Stability analysis of the blocks.

<p><b>Blocco 1</b></p>	<p><i>Proprietà geometriche e di massa:</i> Volume = 3.97 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.72 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 67.62 kN Superfici di scorrimento: <math>S_a = 27.00 \text{ m}^2</math>; <math>S_b = 18.90 \text{ m}^2</math></p> <p><i>Parametri geometrici:</i> <math>\xi = 132^\circ</math>; <math>\beta = 104^\circ</math>;</p>	<p><i>Cinematismo possibile:</i> Scivolamento lungo la linea di intersezione delle fratture n. 2-7 inclinata di 70°</p> <p><i>Parametri di resistenza al taglio:</i> coesione = 2.25 N/cm<sup>2</sup> angolo di attrito interno = 34.60° angolo di attrito (valore residuo) = 30.10°</p>	<p><i>Coefficiente di sicurezza allo scivolamento:</i> Assunto che: <math>a = 0.1</math> (coefficiente sismico) coesione = 2.25 N/cm<sup>2</sup> <math>P_{\%}</math>: persistenza areale % delle fratture n. 2-8 Ipotizzando un angolo d'attrito <math>\Phi = 34.60^\circ</math>, l'analisi di sensibilità nei confronti della <math>P_{\%}</math>, fornisce le seguenti stime: <math>P_{\%} = 100\%</math> (fratture completamente estese) <math>\rightarrow FS = 0.19 &lt; 1</math> <math>P_{\%} = 72\%</math> <math>\rightarrow FS = 1.00</math> <math>P_{\%} = 56\%</math> <math>\rightarrow FS = 1.50 &gt; 1</math> Le stime non cambiano di molto se si assume un angolo di attrito <math>\Phi = 30.10^\circ</math>: <math>P_{\%} = 100\%</math> (fratture completamente estese) <math>\rightarrow FS = 0.16 &lt; 1</math> <math>P_{\%} = 70\%</math> <math>\rightarrow FS = 1.00</math> <math>P_{\%} = 54\%</math> <math>\rightarrow FS = 1.50 &gt; 1</math></p>
<p><b>Blocco 2</b></p>	<p><i>Proprietà geometriche e di massa:</i> Volume totale = 23.20 m<sup>3</sup> Volume crollato = 6.60 m<sup>3</sup> Volume instabile = 16.60 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.72 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 280.40 kN</p>	<p><i>Cinematismo possibile:</i> Distacco in chiave dei blocchi non ancora crollati con scorrimento lungo le discontinuità della famiglia 3, inclinate di 85°</p>	<p><i>Coefficiente di sicurezza:</i> FS &lt; 1 perché distacchi parziali sono tuttora in atto</p>
<p><b>Blocco 3</b></p>	<p><i>Proprietà geometriche e di massa:</i> Volume = 8.20 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.72 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 138.80 kN</p>	<p><i>Cinematismo possibile:</i> Distacco in chiave conseguente all'annullamento del grado di mutuo incastro con i blocchi 2-4 e alla completa estensione delle fratture n. 9-10</p>	<p><i>Coefficiente di sicurezza:</i> Il Metodo dell'Equilibrio Limite non può fornire una stima del coefficiente di sicurezza perché quest'ultimo dipende, oltre che dal grado di mutuo incastro, da tutti quei fattori che condizionano l'estensione progressiva delle fratture n. 9-10.</p>
<p><b>Blocco 4</b></p>	<p><i>Proprietà geometriche e di massa:</i> Volume = 14.00 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.72 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 236.50 kN</p>	<p><i>Cinematismo possibile:</i> Distacco in chiave conseguente all'annullamento del grado di mutuo incastro con i blocchi 3-5 e alla completa estensione delle fratture n. 9-10</p>	<p><i>Coefficiente di sicurezza:</i> Il Metodo dell'Equilibrio Limite non può fornire una stima del coefficiente di sicurezza perché quest'ultimo dipende, oltre che dal grado di mutuo incastro, da tutti quei fattori che condizionano l'estensione progressiva delle fratture n. 9-10.</p>
<p><b>Blocco 5</b></p>	<p><i>Proprietà geometriche e di massa:</i> Volume totale = 5.50 m<sup>3</sup> Volume crollato = 3.00 m<sup>3</sup> Volume instabile = 2.50 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.72 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 42.20 kN</p>	<p><i>Cinematismo possibile:</i> Distacco in chiave dei blocchi non ancora crollati con scorrimento lungo la discontinuità n. 11, inclinata di 75°</p>	<p><i>Coefficiente di sicurezza:</i> FS &lt; 1 perché distacchi parziali sono tuttora in atto</p>

La stabilizzazione dell'interno della cavità va invece garantita con (FIG. 8):

- Il disaggio dei cunei rocciosi in precario equilibrio.
- La messa in opera di due tiranti presolleccati, dimensionati per imporre al blocco 2 un coefficiente FS = 1.50. La presolleccitazione indotta evita ulteriori spostamenti delle masse rocciose, conservando il grado di mutuo incastro dei blocchi 3-4.
- Il rinforzo del blocco 5 con tre barre passive in acciaio ad alta resistenza.

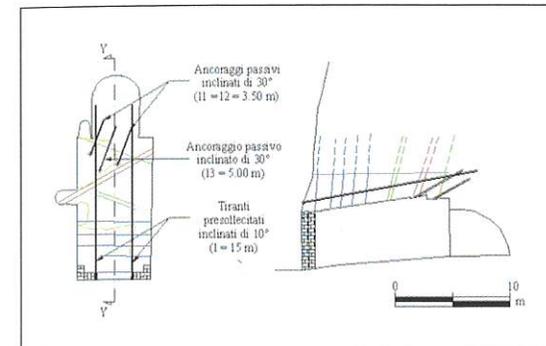


FIG. 8. Tipologia degli interventi suggeriti.  
FIG. 8. Type of suggested intervention.

Per verificare la fattibilità degli interventi di rinforzo, assumendo in prima approssimazione un valore della tensione tangenziale di connessione ammissibile lungo la superficie di contatto tra il bulbo di fondazione e la roccia pari a  $\tau_a = \sigma_u/30$ , si ottiene il seguente dimensionamento di massima.

*Tiranti presolleccati*  
Numero tiranti = 2  
Capacità nominale = 300 kN  
 $\tau_a = 36.30 \text{ N/cm}^2$   
Diametro della perforazione = 11 cm  
Lunghezza della fondazione = 2.50 m  
Lunghezza libera teorica = 12.50 m  
Inclinazione = 10°

*Barre passive in acciaio*  
Numero barre = 3  
Valore caratteristico di snervamento  
 $\sigma_{ys} = 835 \text{ N/mm}^2$   
Diametro barra = 16 mm  
Lunghezza  
 $l_1 = l_2 = 3.50 \text{ m}$   
 $l_3 = 5.00 \text{ m}$   
Inclinazione = 30°

#### Cavità antropica tra due fabbricati di recente realizzazione nel settore sud-ovest di Melfi

La cavità studiata è situata nel settore sud-ovest dell'abitato. Al suo interno si rilevano quattro fratture, la cui influenza sulla stabilità del vano ipogeo va certamente tenuta presente; la loro sussistenza all'epoca della realizzazione della cavità, e la stabilità dello scavo nonostante i sismi succedutisi nel tempo, permettono però di non considerarle determinanti ai fini dell'attuale situazione di precarietà del locale interrato (FIG. 9, 10 e 11).

Di ben altra importanza è la quinta frattura esistente all'inizio della cavità, sul lato sinistro rispetto all'ingresso. Si tratta di una frattura di recentissima formazione. La persistenza ( $L \approx 10,5 \text{ m}$ ) e la «freschezza» (messa a giorno di tufite non alterata) sono indici di un'origine verosimilmente attribuibile solo a vibrazioni di elevata intensità. Vi è da dire, infatti, che attigua alla cavità in argomento esisteva un'altra grotta che per i lavori di costruzione di un fabbricato, è stata obliterata. Nel corso di tali lavori, mezzi meccanici pesanti hanno lavorato nell'area attigua, generando pareti verticali nell'ammasso tuftico. Allo scuotimento meccanico, quindi, si è aggiunta un'ulteriore penalizzazione della staticità del vano, derivante dall'assottigliamento della parete naturale del lato sinistro, che attualmente si è ridotta, in conseguenza dell'incauto intervento, al punto tale da condizionare fortemente la stabilità della volta.

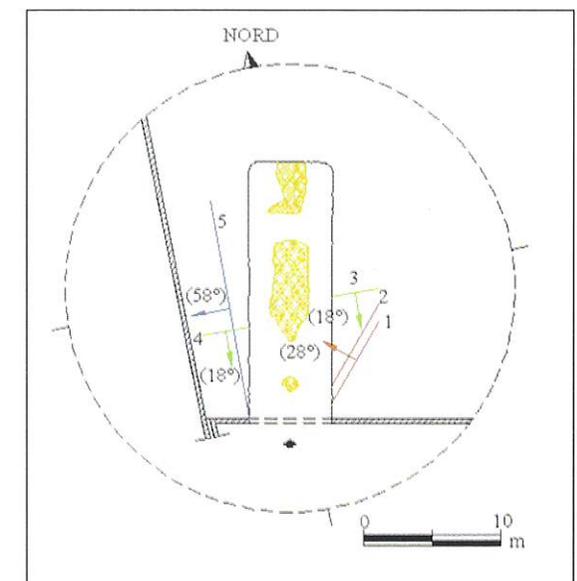


FIG. 9. Planimetria dei sistemi di frattura rilevati.  
FIG. 9. Fracture system found.



FIG. 10. Sezione longitudinale e trasversale all'asse della cavità n. 4.  
FIG. 10. Longitudinal and transverse sections to the axis of cavern n. 4.

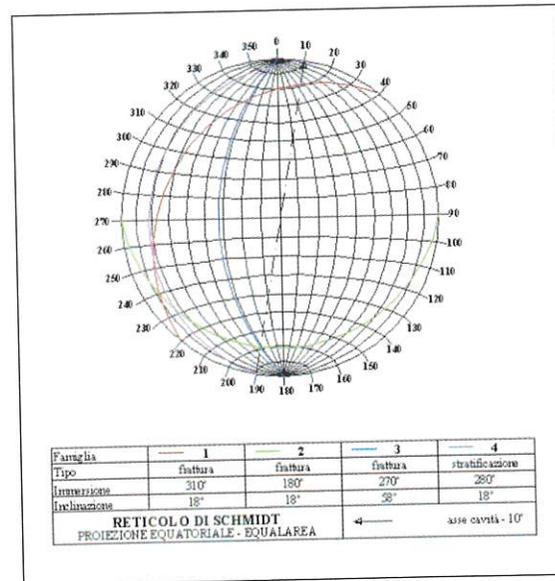


FIG. 11. Rappresentazione stereografica delle discontinuità principali.  
FIG. 11. Stereographic representation of the main discontinuities.

A conferma dell'effetto destabilizzante dell'intervento descritto, vi è uno slittamento fra le parti della frattura di neoformazione; ciò non si riscontra nelle fratturazioni delle vulcaniti affioranti. Lo slittamento lascia presupporre, insieme ai crolli della volta già verificatisi e documentati (Foto 3), una situazione di grande precarietà e la conseguenziale necessità di interventi immediati di consolidamento e sostegno.



Foto 3. Melfi: crolli avvenuti in chiave alla cavità. Sul lato sinistro è possibile apprezzare la persistenza della frattura n. 5 di recente formazione.  
PHOTO 3. Melfi: collapse of the cavern roof. The persistence of the recently formed fracture n. 5 can be seen on the left.

Nell'area rilevata affiorano depositi fluviolacustri e lacustri, costituiti da tufiti legate alle manifestazioni vulcaniche del Monte Vulture. Tali depositi sono costituiti, nel complesso, da tufiti a grana fine, localmente ultrafine, con colorazione variabile dal grigio al marroncino chiaro e subordinatamente da strati a grana grossa (2-0.25 mm), di colorazione più scura. Si rinvengono livelli rudidici (> 2 mm) in corrispondenza di superfici di erosione da porre in relazione con gli episodi di carattere fluviale, al contrario dei precedenti che sono geneticamente legati a una sedimentazione di ambiente subacqueo a bassa energia. La giacitura del deposito all'interno della cavità e, in particolare sulla parete di fondo, si presenta con immersione di circa 280° e inclinazione della stratificazione di circa 18°. Tale stratificazione è poco evidente, mentre in corrispondenza dei livelli a grana fine ed ultrafine, si riscontra una fitta laminazione;

TAB. 5. Rilievo geostrutturale delle discontinuità.  
TAB. 5. Geostructural plot of the discontinuities.

Fam. Immer. Incl. naz. spaziatura	N. progr. disco n.	Traccia rilevata su	Persist. [m] (estremità)	Irregolarità		Apert. max [mm]	Alteraz. Indice di rimbalzo (descrizione)	Condiz. Idrolog. dopo piogge intense
				ordine				
				1°	2° JRC			
1 310° 28° 40 cm	1	Parete destra	< 1 D-R	Rugoso	18	5	17 Leggerm. alterato	Asciutto
	2*	Parete destra	3-10 R-R			60	17 Leggerm. alterato	
2 180° 18° 88 cm	3*	Parete destra	3-10 R-D	Rugoso	18.3	21	17.5 Leggerm. alterato	Asciutto
	4*	Parete destra e sinistra	3-10 R-D R-R			32	17 Leggerm. alterato	
3 270° 58°	5	Parete sinistra	10-20 D-R	Ondulato	17	20	21.5 Non alterato	Asciutto

\* Indica le fratture per le quali la rugosità è stata stimata con il profilometro meccanico.

decisamente subordinate sono le strutture a lamine incrociate e ondulate. Alcuni sottili livelli della tuffite presentano marcati caratteri di plasticità legati alla presenza di minerali argillosi.

Le discontinuità rilevate nella cavità sono raggruppabili in due famiglie, ciascuna costituita da due fratture preesistenti allo scavo, più una quinta frattura di recente formazione, da attribuire agli interventi di scavo descritti (Fig. 9).

Nelle tabelle 5, 6 e 7 si riportano i dati relativi alla caratterizzazione geostrutturale dei giunti, geomeccanica e geotecnica dell'ammasso. Le uniche superfici d'esposizione sono interne alla cavità. La frattura n. 1, lunga 90cm, inizia a 70cm dall'ingresso, ad un'altezza di 2.50m dal calpestio; la n. 2 a 1.70m e ad un'altezza di 2.80m, con persistenza di 5.60m.

La frattura n. 3 della famiglia 2 (immersione 180°, inclinazione 18°, spaziatura 88 cm) interseca

TAB. 7. Risultati delle indagini di laboratorio.  
TAB. 7. Results of laboratory tests.

Caratteristiche fisiche	
Umidità naturale	27.4%
Peso di volume	1.87 g/cm <sup>3</sup>
Peso di volume secco	1.47 g/cm <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	1.91 g/cm <sup>3</sup>
Peso specifico	2.65 g/cm <sup>3</sup>
Indice dei vuoi	0.805%
Porosità	44.6%
Grado di saturazione	90.2%
Analisi granulometrica	
Ghiaia	27.0%
Sabbia	44.1%
Limo	22.3%
Argilla	6.6%
D10	0.0088762 mm
D50	0.318091 mm
D60	0.841069 mm
D90	0.931046 mm
Passante set. 10	73.0%
Passante set. 40	52.9%
Passante set. 200	34.3%
Taglio diretto c = 0.19 kg/cm <sup>2</sup> Φ = 32.8 c <sub>res</sub> = 0.02 kg/cm <sup>2</sup> Φ <sub>res</sub> = 28.3°	

TAB. 6. Classificazione di Bieniawski (1989).  
TAB. 6. Bieniawski classification (1989).

Parametri	Rating	Classificazione
Resistenza a compressione	99 kg/cm <sup>2</sup>	1 BMR: 63
Rock Quality Designation (RQD)	97%	19 Classe: II
Spaziatura	40 cm	10 Giudizio: Buono
Condizioni delle discontinuità		18 Caratteristiche geotecniche dell'ammasso
- Persistenza	5.6 m	Φ: 36.5°
- Apertura	60 mm	
- Tipo di riempimento	Assente	e: 3.2 kg/cm <sup>2</sup>
- Rugosità (JRC)	18	
- Alterazione (JCS)	Leggermente alterato	E: 211349 kg/cm <sup>2</sup>
Condizioni idrauliche	Secco	
Basic Mass Rating (BMR)	63	
APPLICAZIONE - GALLERIE		
Direzione scavo	10°	Guida per scavi e sostegni Valido per gallerie ad U di larghezza di 10 m e stress verticale < 250 kg/cm <sup>2</sup> Scavi con perforazioni ed esplosivo - bulloni cementati Φ = 20 mm
Diametro galleria	4.90 m	
Immersione discontinuità	270°	Scavo Sezioni parziali: calotta e strozzo - Volata in calotta 1.5-3.0 m. Sostegni provvisori dopo ogni volata; definitivi fino a 10 m dal fronte.
Inclinazione discontinuità	58°	
Correzione	-9	Bulloni
Rock Mass Rating (RMR)	54	Sistematici in calotta e sui piedritti (L = 4 m, passo 1.5-2.0 m) con rete metallica in calotta
Classe	III	Spritz Beton 50-100 mm in calotta, 30 mm nei piedritti
Giudizio	Ammasso discreto	Centine Non necessarie

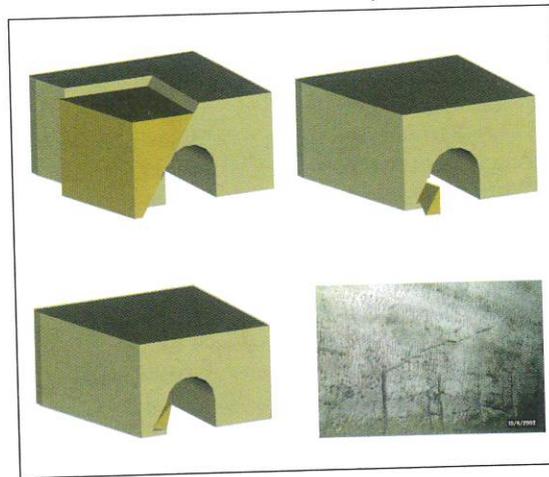


FIG. 12. Visualizzazione Render dei due possibili cinematicismi. In alto a sinistra, lo scivolamento del blocco 1 lungo il piano della frattura n. 5. In alto a destra ed in basso a sinistra, lo scivolamento ed il ribaltamento del blocco 2. La foto evidenzia l'intersezione delle fratture n. 4 e n. 5 che isolano il blocco 2.

FIG. 12. Render visualization of the two possible mass movement. At the top on the slip of block 1 along the plane of fracture n. 5. At the top on the right and at the bottom on the left the slip and turning of block 2. The photo shows the intersection of fractures n. 4 and n. 5, that isolated block 2.

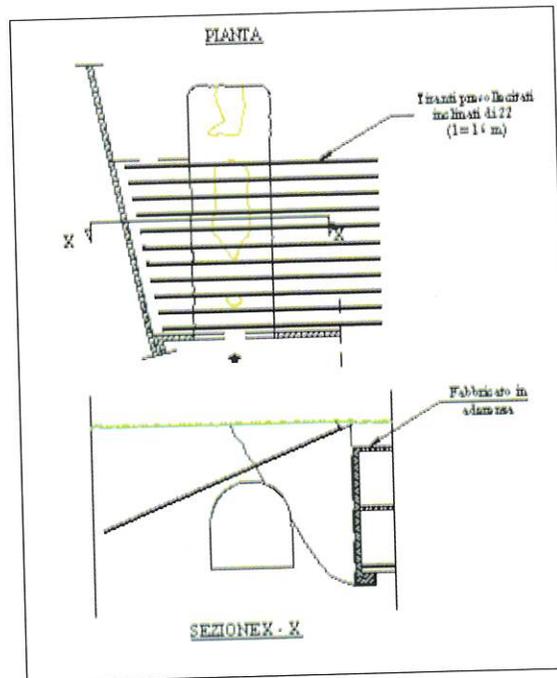


FIG. 13. Tipologia degli interventi suggeriti.  
FIG. 13. Type of suggested intervention.

la discontinuità 2 a 2.50m dall'ingresso, ad un'altezza di 2.70 m; la sua traccia è lunga 4.50 m. Il giunto 4 ( $L = 3.90m$ ), si sviluppa sulla parete sinistra, ad una distanza di 2.35m dall'ingresso e ad un'altezza di 1.20m. Sulla parete destra lo stesso giunto si estende per 60cm, fino ad incrociare il giunto 2. Infine, la frattura 5 di recente formazione è sulla parete sinistra a 3.90m di altezza, dall'inizio della cavità; con una debole pendenza verso il fondo ( $\approx 4^\circ$ ), si sviluppa per 10.5m, per poi curvare bruscamente verso l'alto fino a metà dell'arco.

L'analisi cinematica ha fatto emergere due meccanismi critici per la stabilità del cavo:

- lo scivolamento del blocco 1, isolato da una superficie di rilascio laterale e dalla frattura n. 5 (FIG. 12a);
- lo scivolamento e/o ribaltamento del blocco 2, isolato dalle fratture n. 4-5 e dalla parete destra (FIG. 12b-12c).

Nelle verifiche di stabilità condotte per simulare le condizioni sismiche si è adottato il metodo pseudo-statico con coefficiente sismico  $a = 0,1$ . Le condizioni idrogeologiche del sito escludono l'azione di possibili pressioni generate da acque di falda o d'infiltrazione lungo le discontinuità. In base a tali assunzioni, le analisi all'equilibrio limite dimostrano per il blocco 2 una rassicurante stabilità, sia rispetto allo scivolamento che al ribaltamento, mentre confermano che dislocazioni del blocco 1 (assumendo una resistenza al taglio residua:  $c = 0 \text{ N/cm}^2$  e  $\Phi = 28.30^\circ$ ) sono potenzialmente in atto. La schematizzazione completa delle verifiche di stabilità è riassunta nella tabella 8.

L'intervento suggerito per stabilizzare la rottura del blocco 1 consiste in undici tiranti presolleccati, messi in opera dal piano campagna sovrastante la volta della cavità (FIG. 13). Un primo dimensionamento è stato fatto, come per gli altri due casi, assumendo un valore della tensione tangenziale di connessione ammissibile lungo la superficie di contatto tra il bulbo di fondazione e la roccia, pari a  $\tau_a = \sigma_u/30$ .

Tiranti presolleccati  
Numero tiranti = 11  
Capacità nominale = 1000 kN  
 $\tau_a = 32.37 \text{ N/cm}^2$   
Diametro della perforazione = 15 cm  
Lunghezza della fondazione = 6.50 m  
Lunghezza libera teorica = 9.50 m  
Inclinazione =  $22^\circ$

TAB. 8. Analisi di stabilità dei blocchi.  
TAB. 8. Stability analysis of the blocks.

Blocco 1	Proprietà geometriche e di massa: Volume = 416,70 m <sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.87 g/cm <sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 7652 kN	Cinematismo possibile: Scivolamento sul piano della frattura n. 5 inclinato sull'orizzontale di 58°  Parametri di resistenza al taglio: coesione = 1.86 N/cm <sup>2</sup> angolo di attrito interno = 32.80° angolo di attrito (valore residuo) = 28.30°  Resistenza al taglio lungo il piano di scivolamento: coesione = 0 N/cm <sup>2</sup> angolo di attrito = 28.30°	Coefficiente di sicurezza allo scivolamento: per $a = 0 \rightarrow FS = 0.34 < 1$ per $a = 0.1 \rightarrow FS = 0.26 < 1$
Blocco 2	Proprietà geometriche e di massa: Volume = 3.89 m <sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.87 g/cm <sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 71.40 kN	Cinematismo possibile: Scivolamento sul piano della frattura n. 4 inclinato sull'orizzontale di 18° e ribaltamento verso l'interno della cavità  Resistenza al taglio lungo il piano di scivolamento: coesione = 0 N/cm <sup>2</sup> angolo di attrito = 28.30° (valore residuo)	Coefficiente di sicurezza allo scivolamento: per $a = 0 \rightarrow FS = 1.65 > 1$ per $a = 0.1 \rightarrow FS = 1.24 > 1$  Coefficiente di sicurezza al ribaltamento: per $a = 0 \rightarrow FS = 2.00 > 1$ per $a = 0.1 \rightarrow FS = 1.48 > 1$

#### Cavità antropica sottostante un piano stradale nel settore sud-est di Rionero in Vulture

La figura 14 illustra lo sviluppo planimetrico della cavità in oggetto (n. 1) insieme ad altre tre, rispetto agli edifici circostanti. Attualmente si rilevano in chiave ad essa delle fratture in progressivo aumento, denunciate esternamente dai dissesti indotti nella sovrastante pavimentazione stradale. Mi-nacciose per la stabilità stessa del cavo, le medesime costituiscono pericolo anche per le persone (si è in pieno centro storico non ancora chiuso al traffico).

Le cause di tale situazione di rischio dipendono da eventi sui quali hanno agito fattori diversi, in tempi diversi. Alla fratturazione naturale dell'ammasso tufaceo, si sono sovrapposti innanzi tutto gli effetti destabilizzanti dei lavori stradali realizzati per la rete di metanizzazione dell'abitato; fenomeni d'erosione interna lungo le fratture da parte di acque d'infiltrazione (lo spessore della volta è di solo 1,80 m) e la conseguente eccessiva umidità del cavo, hanno poi, con il tempo, degradato ulteriormente le caratteristiche meccaniche del sottosuolo (Foto 4).

La presenza di cassonetti stradali, disposti in corrispondenza della zona fratturata, il passaggio e la sosta dei mezzi pesanti usati per la raccolta ed il trasporto dei rifiuti rappresentano i fattori che attualmente, sollecitando la volta del cavo, sono responsabili del progressivo aumento delle fratture.

Passando alla descrizione geologica dell'ammasso roccioso si rileva che all'interno della cavità in parola, affiorano depositi piroclastici stratificati di colore marrone chiaro, ben addensati e coerenti, con una matrice prevalentemente sabbiosa (*Tufo scuro del Vulture*). L'ispezione del sito rivela un buono stato di compattezza della roccia, eccetto le superfici delle discontinuità che mostrano un moderato grado d'alterazione. La stratificazione, poco evidente, si presenta con un'immersione di  $250^\circ$  ed un'inclinazione di  $8^\circ$  (FIG. 15-16). Oltre le discontinuità primarie, sono ben evidenti fratture di origine secondaria.

Dieci sono le discontinuità osservate, le cui caratteristiche geostrukturali, geomeccaniche e geotecniche sono riassunte nelle tabelle 9, 10 e 11.

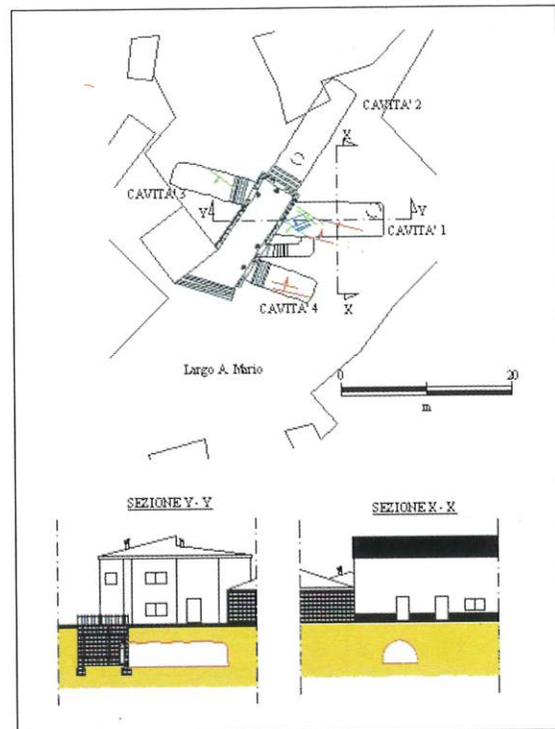


FIG. 14. Disposizione planimetrica dei sistemi di frattura rilevati (in alto) e sezione longitudinale e trasversale all'asse del cavo n. 1 (in basso).  
FIG. 14. Fracture system found (above) and longitudinal and transverse sections to the axis of cavern n. 1 (below).

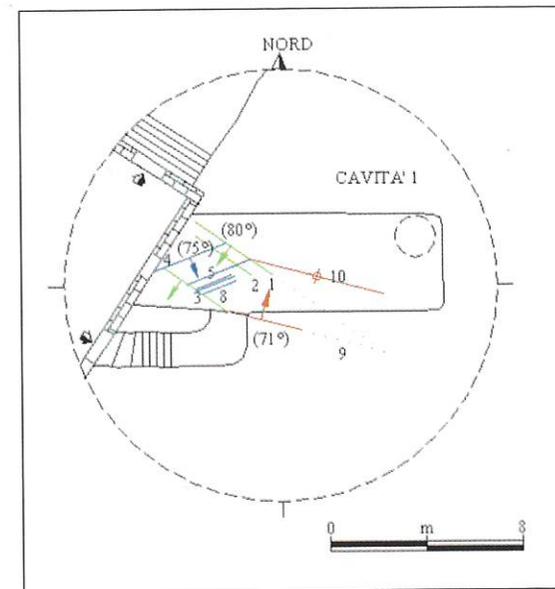


FIG. 15. Dettaglio dei sistemi di frattura rilevati.  
FIG. 15. Details of fracture systems found.

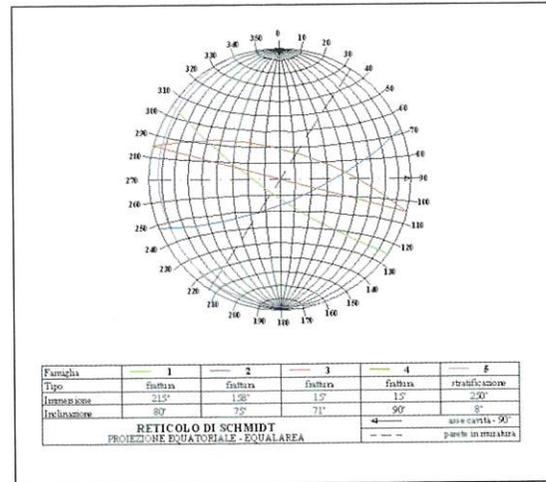


FIG. 16. Rappresentazione stereografica delle discontinuità principali.  
FIG. 16. Stereographic representation of the main discontinuities.

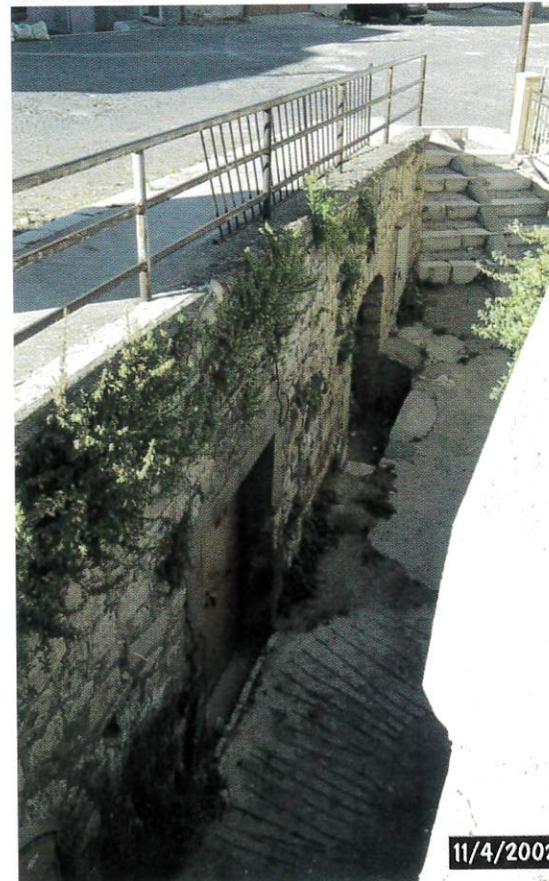


Foto 4. Rionero: ingresso della cavità n. 1.  
Photo 4. Rionero: cavern entry n. 1.

TAB. 9. Rilievo strutturale delle discontinuità.  
TAB. 9. Geostructural plot of the discontinuities.

Fam. Immer. Incl. naz. spaziat. N. progr. rilevata su	Persist. [m] (estremità)	Irregolarità ordine		Apert. max [mm]	Alteraz. Indice di rimbalzo (descrizione)	Condit. Idrolog. dopo piogge intense	
		1°	2° JRC				
1 215° 80° 1.15 m	1	Chiave	3-10	Planare	10.6	Moderat. alterato	Stillicid.
	2*	Chiave	R-R				
	3	Chiave					
2 158° 75° 0.40 m	4	Chiave	1-3	Planare	20	Moderat. alterato	Stillicid.
	5	Chiave	D-R				
	6*	Chiave	1-3				
	7	Chiave	R-R				
3 15° 71°	9	Parete sinistra	1-3 D-R	Planare	12.5	Moderat. alterato	Stillicid.
	8	Chiave					
4 direz. 1 05° 90°	10	Chiave	3-10 D-R	Planare	14.7	Moderat. alterato	Stillicid.

\* Indica le fratture per le quali la rugosità è stata stimata con il profilometro meccanico.

TAB. 10. Classificazione di Bieniawski (1989).  
TAB. 10. Bieniawski classification (1989).

Parametri	Ratings	Classificazione
Resistenza a compressione	117 kg/cm <sup>2</sup>	2
Rock Quality Designation (RQD)	97%	19
Spaziatura	40 cm	10
Condizioni delle discontinuità		14
- Persistenza	10 m	Caratteristiche geotecniche dell'ammasso
- Apertura	15 mm	
- Tipo di riempimento	Assente	
- Rugosità (JRC)	10.6	
- Alterazione (JCS)	Moderatam. alterato	Φ: 29°
Condizioni idrauliche	Stillicidio	e: 2.4 kg/cm <sup>2</sup>
Basic Mass Rating (BMR)		3
		48
APPLICAZIONE - GALLERIE		
Direzione scavo	270°	Guida per scavi e sostegni Valido per gallerie ad U di larghezza di 10 m e stress verticale < 250 kg/cm <sup>2</sup>
Diametro galleria	4.1 m	Scavi con perforazioni ed esplosivo - bulloni cementati Φ = 20 mm
Immersione discontinuità	195°	Scavo
Inclinazione discontinuità	90°	Sezioni parziali: calotta e strozzo - Volata in calotta 1.0-1.5 m. Sostegni in continuità con lo scavo fino a 10 m dal fronte.
Correzione	- 12	Bulloni
Rock Mass Rating (RMR)	36	Sistematici in calotta e sui piedritti (L = 4-5 m, passo 1.0-1.5 m) con rete metallica
Classe	IV	Spritz Beton
		100-150 mm in calotta, 100 mm nei piedritti
Giudizio	Ammasso scadente	Centine
		Da leggere a medie spaziate di 1.5 m, dove necessario

TAB. 11. Risultati delle indagini di laboratorio.  
TAB. 11. Results of laboratory tests.

Caratteristiche fisiche	
Umidità naturale	34.5%
Peso di volume	1.77 g/cm <sup>3</sup>
Peso di volume secco	1.32 g/cm <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	1.82 g/cm <sup>3</sup>
Peso specifico	2.66 g/cm <sup>3</sup>
Indice dei vuoi	1.021%
Porosità	50.5%
Grado di saturazione	89.9%
Analisi granulometrica	
Ghiaia	14.2%
Sabbia	57.0%
Limo-Argilla	28.8%
D10	0.044357 mm
D50	0.217930 mm
D60	0.381731 mm
D90	2.735049 mm
Passante set. 10	85.8%
Passante set. 40	61.7%
Passante set. 200	25.9%
Taglio diretto	
c = 0.33 kg/cm <sup>2</sup>	
Φ = 33.5	
c <sub>res</sub> = 0.06 kg/cm <sup>2</sup>	
Φ <sub>res</sub> = 30.5°	

L'analisi cinematica è stata condotta inserendo nel modello geometrico tridimensionale le fratture n. 1-3-4-5-9, ipotizzate completamente estese fino al piano stradale (Fig. 17). Tale assunzione permette di configurare la più gravosa situazione di collasso e di definire le proprietà geometriche e di massa dei blocchi instabili.

Tre sono le masse di roccia che determinano il comportamento statico della cavità. Dall'analisi fatta risulta che il loro mutuo incastro, che ha garantito finora la stabilità, verrebbe a mancare o con lo scorrimento, verso l'interno del vano, del blocco 1 lungo la linea d'intersezione tra la frattura n. 1 e la parete esterna in muratura o del blocco 2 lungo la linea d'intersezione tra le discontinuità n. 1-4. In questa configurazione il blocco 3, svincolato, risulterebbe completamente destabilizzato e con esso l'intera volta (Fig. 17).

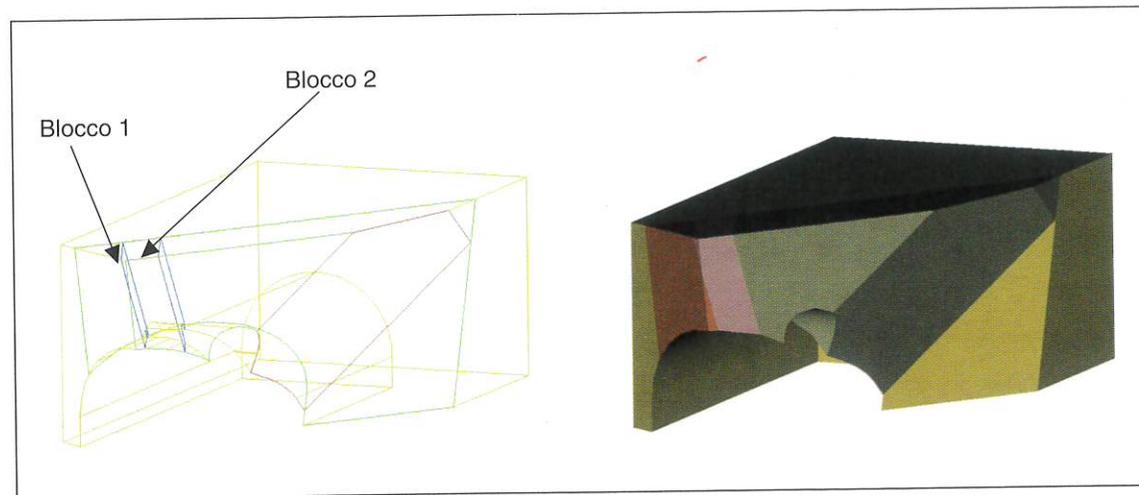


FIG. 17. Visione assonometria della caverna n. 1 in visualizzazione Wireframe (a sinistra) e Render (a destra).  
FIG. 17. Axonometric view of cavern n. 1 in Wireframe (left) and Render (right).

TAB. 12. Analisi di stabilità dei blocchi.  
TAB. 12. Stability analysis of the blocks.

Blocco 1	<p><b>Proprietà geometriche e di massa:</b> Volume = 4.85 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.76 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 88.60 kN Superfici di scorrimento: S<sub>a</sub> = 4.74 m<sup>2</sup>; S<sub>b</sub> = 6.19 m<sup>2</sup> Parametri geometrici: ξ = 90°; β = 59°;</p>	<p><b>Cinematismo possibile:</b> Scivolamento lungo la linea di intersezione della frattura n. 1 e la parete esterna in muratura, inclinata di 80°</p> <p><b>Parametri di resistenza al taglio:</b> coesione = 3.24 N/cm<sup>2</sup> angolo di attrito interno = 33.50° angolo di attrito (valore residuo) = 30.5°</p>	<p><b>Coefficiente di sicurezza allo scivolamento:</b> Assunto che: a = 0.1 (coefficiente sismico) c<sub>a</sub> = 3.24 N/cm<sup>2</sup>; c<sub>b</sub> = 0 N/cm<sup>2</sup>; Φ<sub>a</sub> = 33.50°; Φ<sub>b</sub> = 30.50°; P<sub>%</sub>: persistenza areale % della frattura n. 1</p> <p>L'analisi di sensibilità nei confronti della P<sub>%</sub>, fornisce le seguenti stime: P<sub>%</sub> = 100% (frattura n. 1 completamente estesa) → FS = 0.06 &lt; 1 P<sub>%</sub> = 48% → FS = 1.00 P<sub>%</sub> = 21% → FS = 1.50 &gt; 1 Le stime sostanzialmente non cambiano se si assume Φ<sub>a</sub> = 30.50°.</p>
Blocco 2	<p><b>Proprietà geometriche e di massa:</b> Volume = 5.60 m<sup>3</sup> Peso di volume allo stato naturale = 1.76 g/cm<sup>3</sup> Peso allo stato naturale = 96.78 kN Superfici di scorrimento: S<sub>a</sub> = 2.62 m<sup>2</sup>; S<sub>b</sub> = 2.95 m<sup>2</sup> Parametri geometrici: ξ = 120°; β = 66°;</p>	<p><b>Cinematismo possibile:</b> Scivolamento lungo la linea di intersezione delle fratture n. 1-4, inclinata di 75°</p> <p><b>Parametri di resistenza al taglio:</b> coesione = 3.24 N/cm<sup>2</sup> angolo di attrito interno = 33.50° angolo di attrito (valore residuo) = 30.5°</p>	<p><b>Coefficiente di sicurezza allo scivolamento:</b> Assunto che: a = 0.1 (coefficiente sismico) c<sub>a</sub> = c<sub>b</sub> = 3.24 N/cm<sup>2</sup>; Φ<sub>a</sub> = Φ<sub>b</sub> = 33.50°; P<sub>%</sub>: persistenza areale % della fratture n. 1-4</p> <p>L'analisi di sensibilità nei confronti della P<sub>%</sub>, fornisce le seguenti stime: P<sub>%</sub> = 100% (fratture completamente estese) → FS = 0.11 &lt; 1 P<sub>%</sub> = 52% → FS = 1.00 P<sub>%</sub> = 26% → FS = 1.50 &gt; 1 Le stime sostanzialmente non cambiano se si assume Φ<sub>a</sub> = Φ<sub>b</sub> = 30.50°.</p>

Le verifiche di stabilità proposte si basano sulle seguenti ipotesi (TAB. 12).

- All'interfaccia di separazione tra il blocco 1 e la parete esterna in muratura la coesione è nulla e l'angolo di attrito è pari al valore residuo di 30.50°.
- Per i ponti di roccia lungo i piani delle fratture n. 1-4, si assume una coesione pari a quella valutata nella prova di taglio diretto sulla matrice rocciosa.

Mancando una misura attendibile dell'estensione delle discontinuità, giacché hanno una sola superficie di esposizione interna alla caverna, non può essere fornita una stima deterministica del coefficiente FS, ma solo gli intervalli entro cui può variare. Le stime riportate evidenziano che il blocco 1, pur ipotizzando un attrito di 33.50° lungo la frattura n. 1, è instabile (FS < 1) per una persistenza areale percentuale della stessa frattura n. 1 maggiore del 48%; mentre il blocco 2, sempre assumendo un attrito di 33.50°, è instabile quando la persistenza percentuale delle fratture n. 1-4 supera il 52%. Lo spessore limitato della copertura, l'apertura delle fratture (a tratti superiore a un centimetro), le sistematiche infiltrazioni d'acqua nelle fratture durante le precipitazioni piovose, le sollecitazioni dinamiche prodotte dal traffico, il degrado naturale della roccia sono tutti fattori che rendono non affidabile, nel lungo termine, la resistenza coesiva così stimata. Si ritengono pertanto necessari degli interventi di rinforzo per controllare nel tempo, sotto una prefissata soglia, la sicurezza del sito. La tipologia di consolidamento proposta per controllare nel tempo le condizioni di sicurezza è schematizzata nelle figure 18a-18b.

Si tratta di un guscio estradossato in c.a., cui ancorare tramite quattro barre passive in acciaio i

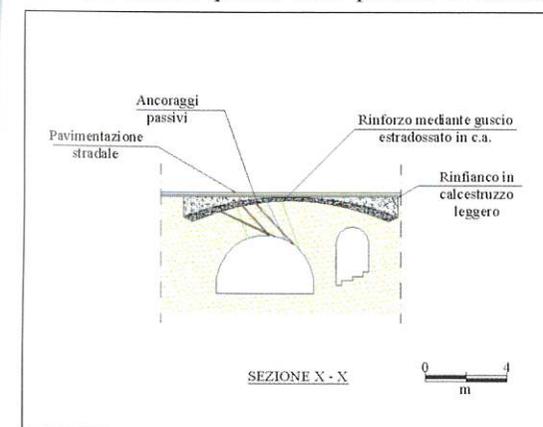


FIG. 18a. Tipologia degli interventi suggeriti (Sezione trasversale).

FIG. 18a. Type of suggested interventions (transverse section).

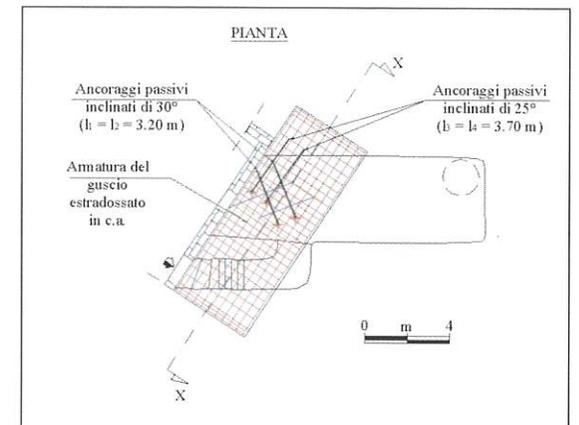


FIG. 18b. Tipologia degli interventi suggeriti (planimetria).

FIG. 18b. Type of suggested interventions (plan).

blocchi 1-2. L'intervento ha il pregio di non incidere sull'architettura del cavo, se non per la presenza degli ancoraggi, comunque facilmente mascherabili. Si evita così di realizzare, all'interno della caverna, manufatti ingombranti (ad esempio archi o volte), con le relative opere fondazionali, sfruttando la capacità portante dei piedritti. L'intervento si completa riempiendo il rinfilanco del guscio con calcestruzzo leggero ed impermeabilizzando il fondo della pavimentazione stradale.

L'approccio suggerito è naturalmente riproponibile in tutti quei casi in cui le caverna, con bassa copertura, presentano dei piedritti con una sufficiente capacità portante. In coerenza con quanto esposto per i precedenti due casi di studio, è fornito un primo dimensionamento dei chiodi di ancoraggio dei blocchi 1-2.

#### Barre passive in acciaio

Numero barre = 4  
Valore caratteristico di snervamento  $\sigma_{ys} = 835 \text{ N/mm}^2$

Diametro barra = 16 mm  
Lunghezza  
l<sub>1</sub> = l<sub>2</sub> = 3.20 m  
l<sub>3</sub> = l<sub>4</sub> = 3.70 m  
Inclinazione  
i<sub>1</sub> = i<sub>2</sub> = 30°  
i<sub>3</sub> = i<sub>4</sub> = 25°

#### CONCLUSIONI

La presente indagine ha delineato una metodologia di studio per il riconoscimento della ragione

prima e della dinamica evolutiva di un dissesto statico in presenza di cavità sotterranee, pur se una generalizzazione dei risultati è sempre difficile. Spesso il dissesto è l'espressione macroscopica di tutta una serie di episodi precedenti, sui quali hanno agito fattori diversi, in tempi diversi.

Per quanto riguarda gli interventi di stabilizzazione, emerge che la tipologia da preferire sono gli ancoraggi passivi e/o attivi, perché limitano la messa in opera di manufatti ingombranti come archi e volte. Altresì si evidenzia la necessità di promuovere sul territorio indagini conoscitive per:

- redigere un censimento,
- aggiornare i dati esistenti,
- proseguire nel rilevamento topografico,
- correlare lo sviluppo delle cavità alle strutture e alle infrastrutture urbane.

## BIBLIOGRAFIA

ATTEWELL P.B., FARMER I. W. (1976) - *Principles of Engineering Geology*. New York, Chapman and Hall Ltd, 1976 (3° ed. 1982).

BALDASSARE G., FRANCESCANGELI R., RADINA B. (1984) - *Le cavità del sottosuolo del centro storico di Rionero in Vulture (Basilicata) in relazione a problemi tecnici*. Geol. Appl. e Idrogeol., **19**, 69-94.

BRAY J., HOEK E. (1981) - *Rock Slope Engineering*. London, Institution of Mining and Metallurgy.

CAPIZZI L., NOSENGO S., PARODI S., PEDIMENTES S. (1993) - *Considerazioni sulla classificazione degli ammassi rocciosi RMR System, in base alle risultanze dello studio dei conglomerati di Savignone e di Molare (Genova)*. Geologia Tecnica & Ambientale, Marzo 1993, 17-27.

CIVIDINI A. (1995) - *Metodi dell'equilibrio limite per le analisi di stabilità di terreni con elementi di rinforzo*. XIX Convegno Nazionale di Geotecnica Pavia 19-21 Settembre 1995, Il miglioramento e il rinforzo dei terreni e delle rocce, **1**, 181-191.

CLERICI A., GRIFFINI L., POZZI R. (1988) - *Procedura per l'esecuzione di rilievi strutturali geomeccanici di dettaglio su ammassi rocciosi a comportamento rigido*. Geologia Tecnica & Ambientale, Marzo 1988, 21-31.

COPPOLA B., MARCHESI F. (1992) - *La classificazione geomeccanica di Bieniawski: modalità di applicazione nella progettazione di galleria in roccia*. Geologia Tecnica & Ambientale, Aprile 1992, 29-36.

COTECCHIA V., GRASSI D. (1975) - *Stato di conservazione dei Sassi di Matera (Basilicata) in rapporto alle condizioni geomorfologiche e geomeccaniche del territorio e alle azioni antropiche*. Geol. Appl. e Idrogeol., **10** (I), 55-106.

DI LUCCHIO G., CARBONE R., TUCCI M. (1998) - *Geologia urbanistica in presenza di cavità antropiche*. Quarry and Construction, Giugno 1998, 47-55.

FERRERO A. M., GIANI G. P., MIGLIAZZA M., EGGER P. (1997) - *Analisi fisica e numerica del comportamento al taglio di giunti rinforzati in roccia*. Rivista Italiana di Geotecnica, Luglio-Dicembre 1997, 79-89.

FERRERO A. M., GRASSO P., MAHTAB A., PELIZZA S. (1991) - *The Role of Cable Bolting in Ground Reinforcement*. Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo. Milano 18-20 Marzo 1991, **1**, 3-30.

GIODA G. (1981) - *Meccanica delle rocce*. Milano, Clup.

GRAZIANI A. (1998) - *Analisi delle fasi di scavo e di stabilizzazione di una grande caverna in calcari fratturati*. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia 16-17 Ottobre 1997: «Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi», **1**, 277-296. Hevelius Edizioni, Benevento.

HABIMANA J., LABIOSE V., DESCOEUDRES F. (1999) - *Failure Criterion for Cataclastic Rock: experience from the Cleuson-Dixence Project*. Politecnico di Losanna.

HOEK E. (1994) - *Strength of Rock and Rock Masses*. ISRM New Journal, 4-16.

HOEK E., KAISER P. K., BAWDEN W. F. (1995) - *Support of Underground Excavation in Hard Rock*. Rotterdam, Balkema.

LA VOLPE L., PRINCIPE C. (1994) - *Il Monte Vulture. Guida all'escursione generale pregressuale*. 77ª Riunione estiva, Congr. Naz. Soc. Geol. It., Bari, 1994.

LEMBO-FAZIO A., RICCI E. (1995) - *Interventi di consolidamento e rinforzo di pareti rocciose sovrastanti centri abitati nella Media Valle del Sangro*. 19° Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia 19-21 Settembre 1995. Il miglioramento ed il rinforzo dei terreni e delle rocce, **1**, 337-350.

MIRETTO G., SABINI G. (1995) - *Consolidamento del costone tufaceo sul torrente Martorano in S. Agata Dé Goti*. 19° Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia 19-21 Settembre 1995. Il miglioramento ed il rinforzo dei terreni e delle rocce, **1**, 449-457.

PALLOTTA M. (1995) - *La normativa sulle terre rinforzate*. 19° Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia 19-21 Settembre 1995. Il miglioramento ed il rinforzo dei terreni e delle rocce, **1**, 391-402.

PANET M. (1991) - *Ground Reinforcement by Bolts in Tunnelling*. Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo. Milano, 18-20 Marzo 1991, **1**, 31-41.

PELIZZA S. (1991) - *Armature dei terreni*. Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo.

Milano, 18-20 Marzo 1991, **1**, 3-30.

RIBACCHI R. (1998) - *Analisi di prove su una roccia intensamente fratturata: un contributo alla conoscenza del comportamento degli ammassi rocciosi*. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia 16-17 ottobre 1997: «Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi», **1**, 403-422, Hevelius Edizioni, Benevento.

SCAVIA C. (1998) - *Modellazione, analisi e osservazioni sperimentali negli scavi in sotterraneo*. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia 16-17 ottobre 1997: «Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi», **2**, 209-237, Hevelius Edizioni, Benevento.

TANZINI M. (2001) - *Gallerie-Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione*. Collana di Geotecnica e Ingegneria Geotecnica. Dario Flaccovio Editore, Palermo.

TANZINI M. (2001) - *Fenomeni franosi e opere di stabilizzazione*. Collana di Geotecnica e Ingegneria Geotecnica. Dario Flaccovio Editore, Palermo.

TOMMASI P. (1998) - *Analisi dei fattori che influenzano la resistenza dei giunti in rocce calcaree: un esempio di caratterizzazione per lo studio di una parete rocciosa*. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori, Perugia 16-17 ottobre 1997: «Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi», **1**, 549-565, Hevelius Edizioni, Benevento.