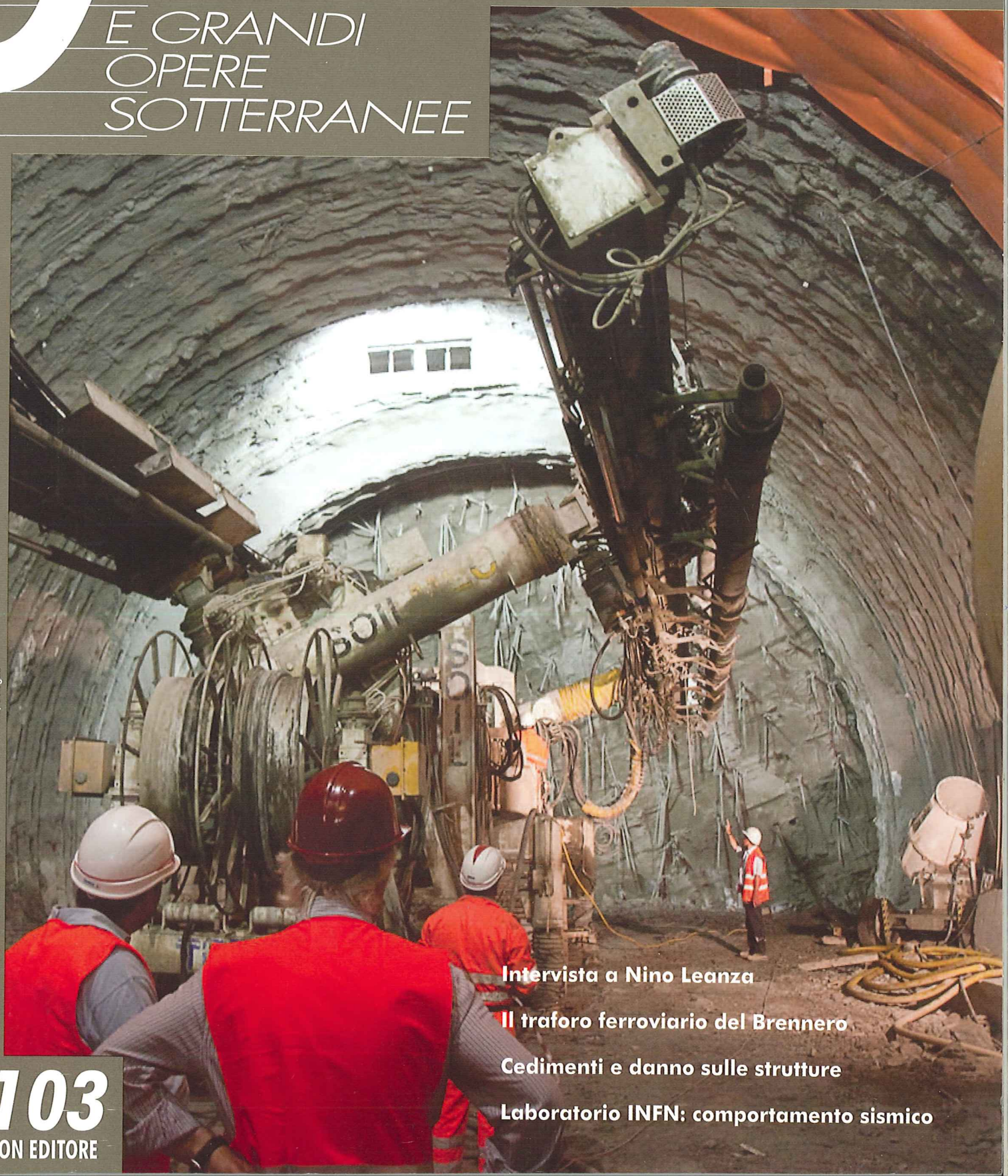
ISSN-0393-1641

gallerie

E GRANDI OPERE SOTTERRANEE



Intervista a Nino Leanza

Il traforo ferroviario del Brennero

Cedimenti e danno sulle strutture

Laboratorio INFN: comportamento sismico

Gallerie e grandi opere sotterranee – Anno XXXIV - n. 3 - luglio-settembre 2012 – Periodico trimestrale della Società Italiana Gallerie - Member of ITA/AITES
Direttore responsabile Enrico Arini – Poste Italiane S.p.A. – Sped. in Abb. Postale DL 353/2003 (conv. in Legge 27/02/2004 n. 46 Art. 1, Comma 1) – CN/BO
Pàtron Editore - via Badini, 12, Quarto Inferiore, 40057 Granarolo dell'Emilia, Bologna

103
PÀTRON EDITORE

Gallerie e grandi opere sotterranee
Anno XXXIV - N. 103 - Settembre 2012
Periodico trimestrale, riconosciuto dal C.N.R. della Società Italiana Gallerie – Italian Tunnelling Society – Member of ITA/AITES
ISSN: 0393-1641/S. Anagrafe Naz. delle Ricerche: cod. 318915PS

Direttore Responsabile: Enrico Arini

Direttore Editoriale: Adolfo Colombo

Editore:
S.I.G. Società di Servizi S.r.l.
P.le Morandi, 2 – 20121 Milano
Tel. 02 77790415; fax 02 77790419
www.societaitalianagallerie.com
e-mail: gallerie@societaitalianagallerie.it

Caporedattore: Renzo Bindi

Comitato di Redazione:
Enrico Arini, Massimiliano Bringiotti, Gian Paolo Giani, Andrea Pigorini, Antonio Valente

Segreteria di Redazione: Annamaria Paolini

Hanno collaborato a questo numero:
Giovanni Canetta, Alberto Castellani, Mauro Del Francese, Roberto Guidotti, Sergio Marchiori, Sergio Pace, Valentino Sevino, Maurizio Tanzini, Diletta Traldi, Raffaele Zurlo

Gestione editoriale affidata a:
Pàtron Editore
Via Badini, 12 – Quarto Inferiore
40057 Granarolo dell'Emilia – Bologna
Tel. 051 767003 - Fax 051 768252
www.patroneditore.com
e-mail: info@patroneditore.com

Abbonamenti e pubblicità: Pàtron Editore

Grafica e Impaginazione: Exegi Snc - Bologna

Stampa: Litografia ZUCCHINI - Bologna - Ottobre 2012

Autorizzazione del Tribunale di Torino n° 2638 del 25.11.76
Pubblicazione trimestrale ai soci della Società Italiana Gallerie
Le opinioni espresse dagli Autori non impegnano la Direzione.
Tutti i diritti di riproduzione sono riservati.

Abbonamenti 2012

Italia	€ 80,00
Soci S.I.G.	€ 25,00
Estero	€ 115,00
Fascicoli arretrati Italia	€ 23,00
Fascicoli arretrati estero	€ 35,00

PDF singoli articoli: www.patroneditore.com
€ 15,00 se relativi all'anno in corso, € 6,50 precedenti all'anno in corso
L'abbonamento ha decorrenza gennaio-dicembre, con diritto di ricevimento dei fascicoli già pubblicati, se sottoscritto in corso d'anno.
I fascicoli non pervenuti possono essere richiesti non oltre 30 giorni dopo la spedizione del numero successivo.
Inviare il versamento anticipato adottando una delle seguenti forme:
– c.c.p. n. 00016141400 intestato a Pàtron Editore, via Badini 12, Quarto Inferiore, 40057 Granarolo dell'Emilia (BO)
– bonifico bancario a CARISBO, Agenzia 68, Via Pertini 8, Quarto Inferiore, 40057, Granarolo dell'Emilia (BO)
BIC: IBSPIT2B;
IBAN: 03M0638507400000782T
– carta di credito a mezzo PAYPAL www.paypal.it

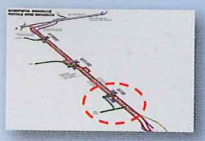
Per pubblicare un articolo su questa rivista occorre sottoporre una sintesi di circa una pagina dattiloscritta a:
Redazione di
Gallerie e Grandi Opere Sotterranee
C/o Società Italiana Gallerie
P.le Morandi, 2
I-20121 Milano
Fax: 02 77790419; e-mail: gallerie@societaitalianagallerie.it
Agli Autori degli articoli che saranno prescelti e pubblicati saranno riservati 10 estratti e saranno attivati su richiesta fino a 3 abbonamenti gratuiti per articolo da inviarsi agli indirizzi da loro indicati.
La Direzione si riserva, a suo insindacabile giudizio, di accettare o rifiutare gli articoli proposti, senza restituzione del materiale inviato a qualsiasi titolo.
Le opinioni dell'Autore non impegnano la Direzione e Redazione della rivista, ma esclusivamente la responsabilità dell'Autore stesso, che garantisce l'originalità del proprio manoscritto e l'assenza di vincoli e licenze per la pubblicazione, lasciando indenne la Direzione da qualsiasi onere presente e futuro.

Sommario

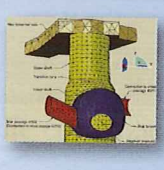
7 INTERVISTA A:
Nino Leanza – Presidente di Conference Service S.r.l., società organizzatrice di Expo Tunnel

9 R. ZURLO
La galleria di base del Brennero: inquadramento generale dell'opera

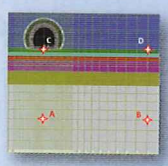
19 S. MARCHIORI
Galleria di base del Brennero: cunicolo esplorativo periadriatica ed opere propedeutiche ambito Mules – gestione del rischio in fase di costruzione



27 M. TANZINI
Previsione del campo di spostamenti e del rischio di danno sulle strutture esistenti durante la costruzione di gallerie ed opere in sotterraneo



61 A. CASTELLANI, G. CANETTA, S. PACE, R. GUIDOTTI
Le volte delle Sale del Laboratorio Nazionale del Gran Sasso, durante l'evento sismico del 2009. Progetto di un sistema di monitoraggio a fronte di eventi sismici



77 MATERIALI MACCHINE E TECNOLOGIE
85 VISITA TECNICA
87 CONGRESSI E CONVEGNI
89 NOTIZIE FLASH
93 ABBIAMO LETTO
95 AGENDA SIG/ITA

IN COPERTINA:
Lavori di consolidamento del nucleo-fronte della galleria "Cavallo" (Autostrada A14, ampliamento alla terza corsia del tratto Rimini Nord-Pedaso, vedasi Gallerie e Grandi Opere Sotterranee n. 102).

Le volte delle Sale del Laboratorio Nazionale del Gran Sasso, durante l'evento sismico del 2009. Progetto di un sistema di monitoraggio a fronte di eventi sismici

Alberto CASTELLANI
Politecnico di Milano, Dipartimento Ingegneria Strutturale
Giovanni CANETTA
CeAS, Milano
Sergio PACE
Libero professionista
Roberto GUIDOTTI
Politecnico di Milano, Dipartimento Ingegneria Strutturale

Si analizza il comportamento della maggiore delle gallerie che compongono il Laboratorio Nazionale del Gran Sasso, sotto l'azione del sisma M_W 6.3 che ha colpito L'Aquila nell'aprile del 2009. Si considera lo stato di sforzo e deformazione di una sezione trasversale della galleria e del terreno circostante, indotto da: 1) sollecitazioni prodotte dalla gravità, preesistenti alla costruzione; 2) sollecitazioni prodotte dalla costruzione della struttura, ovvero scavo, messa in opera dei tiranti e costruzione del manto interno in c.a.; 3) sollecitazioni dovute al rilassamento della roccia; 4) sollecitazioni prodotte dal moto sismico, tenuto conto della preesistente deformazione nella roccia.
La procedura di analisi, basata sull'impiego di un codice di calcolo alle differenze finite, mette in conto, sia pure con un modello di prima approssimazione, il comportamento non lineare del terreno e dell'interfaccia tra terreno e strutture in c.a., e la sua evoluzione nel tempo. Nell'analisi dell'effetto sismico il comportamento del terreno è aggiornato passo – passo, in funzione dello stato di deformazione. In particolare si analizza l'evoluzione della connessione tra roccia, manto in c.a. e tiranti. Lo studio è limitato ad una analisi piana bidimensionale. Varie considerazioni conducono a ritenere che tra tutte le direzioni nelle quali si può manifestare la azione sismica, la direzione nel piano trasversale è quella nella quale la struttura manifesta la maggior debolezza. Si assume nell'analisi che questo sia il piano nel quale si manifesta l'accelerazione sismica.
L'analisi s'inserisce in un programma di monitoraggio sismico dei Laboratori, basato su una rete di accelerometri e su un insieme di modelli di calcolo sviluppati ciascuno per una determinata struttura, mirato a determinare quali possano essere stati gli effetti di un evento sismico, anticipando l'evidenza di ispezioni che potrebbero rivelarsi lente e incomplete.
Preliminarmente, il documento presenta una rassegna di osservazioni sul comportamento di gallerie profonde, di gallerie poco profonde e di stazioni metropolitane, di dimensioni anche simili a quella in oggetto. In termini di sicurezza, la osservazione saliente è rappresentata dalla registrazione in galleria del sisma del 6 aprile 2009: si osserva come il Gran Sasso "protegga" in modo efficace i Laboratori dagli eventi sismici, grazie anche alla qualità dell'ammasso roccioso. Richiamando quanto già evidenziato qualitativamente in letteratura, la galleria in oggetto, classificabile come tunnel semicircolare profondo in roccia, risponde bene ai terremoti. Lo stato di sforzo preesistente al sisma è indotto dal peso di 1400 m di calcare sovrastante la galleria. A fronte di questo, la sollecitazione prodotta dal sisma appare non superiore a qualche percento. La indagine sullo stato di sforzo è da questo punto di vista poco significativa. Un dato più manifesto è la misura della ovalizzazione del profilo delle Sale, misurata da una variazione di diametri attorno a 8 cm.

1. Introduzione

I Laboratori Nazionali del Gran Sasso (LNGS) sono costituiti da tre sale sotterranee, collocate sotto uno strato di roccia dolomitica di oltre 1400 m di spessore. La costruzione ha avuto inizio nel 1982. L'ingresso ai laboratori è situato a metà percorso del tunnel autostradale che collega Teramo a L'Aquila, di 10.17 km di lunghezza, mediamente a 1000 m dal livello del mare, (Fig. 1). Le tre sale hanno una lunghezza di circa 100 m, (Fig. 2), ed una sezione di 20 m di altezza, (Fig. 3). Con i raccordi ed i cunicoli di emergenza, i laboratori sotterranei occupano un volume pari a 180.000 m^3 e coprono un'area di 13.500 m^2.
Il presente studio s'inserisce nello sviluppo di una rete di monitoraggio sismico dei Laboratori, mirato a determinare – in un tempo quanto possibile breve – i potenziali effetti di un evento sismico sui LNGS, identificando quali punti delle volte o delle strutture degli esperimenti debbano essere considerati oggetto di ispezione, e quali di eventuale danno, se possibile con una stima dell'entità dello stesso.
La rete di rilevamento si compone di accelerometri collocati ai piedi dei principali apparati sperimentali, con particolar riferimento a quelli soggetti al D. Lgs. 3334/99, ed in punti critici delle volte delle Sale. Gli accelerometri sono attivati sia localmente sia dalla Rete Accelerometrica Nazionale della Protezione civile. Il sistema di monitoraggio affianca la rete di rilevamento a modelli di calcolo delle volte e delle attrezzature.
Per conoscere l'eventuale danneggiamento

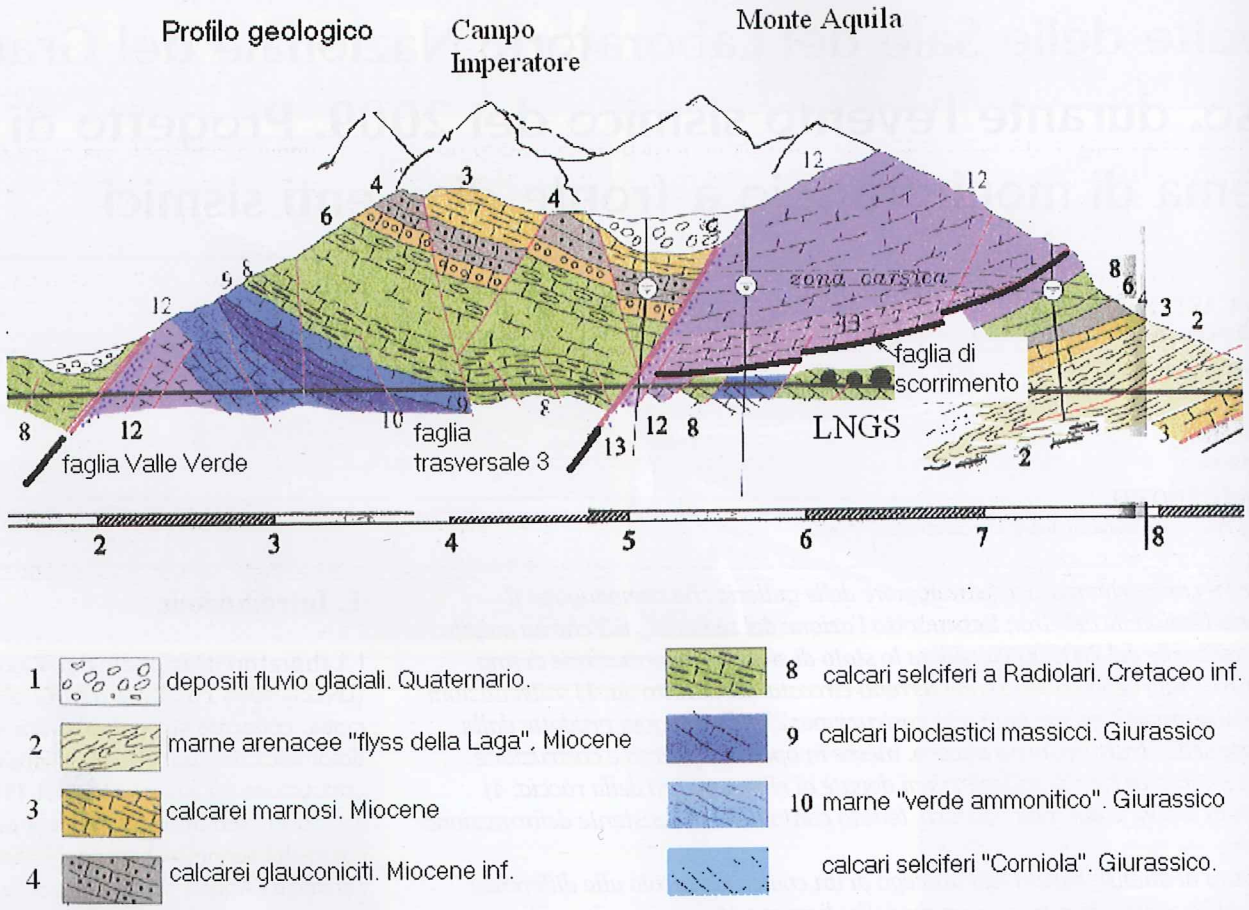


Fig. 1 – Profilo geologico del massiccio del Gran Sasso.

di una struttura o di un impianto, è necessario disporre della storia delle deformazioni $\varepsilon(t)$ in punti prestabiliti, dove ε è la somma della componente elastica e plastica di deformazione, alla quale è legato il danneggiamento, e t è il tempo, misurato a partire dall'istante di inizio del terremoto. Un'informazione sommaria, ma di grande utilità, è data dalla deformazione permanente massima ε^p_{max} registrata durante tutta la storia di $\varepsilon(t)$, anch'essa misurata in punti prestabiliti. Dopo un evento sismico, nel corso delle ricognizioni su impianti e strutture, risulta problematico comprendere quali deformazioni anelastiche ε^p_{max} siano state sviluppate nelle volte delle Sale e negli impianti stessi. Sulle basi di ricognizioni post evento, la difficoltà di "leggere" l'effetto del sisma è legata al fatto che, per un impianto in funzione, le membrature praticamente accessibili all'ispezione visiva o ad indagini non distruttive in situ, costituiscono in genere soltanto una parte ristretta dell'intero impianto e una indagine completa potrebbe richiedere alcuni mesi.

In prima istanza, il sistema di monitoraggio intende superare tale difficoltà con la seguente procedura. Con riferimento alle volte delle Sale, il modello di calcolo, presentato nello scritto, descrive dettagliatamente la risposta della volta della Sala maggiore al sisma dell'aprile 2009, identificando i punti critici della risposta. Durante un futuro evento, la conoscenza della accelerazione di picco a_g raccolta al piede della volta, abbinata alle analisi del modello di calcolo, può indicare quali punti delle volte debbano essere considerati oggetto di ispezione, e quali di eventuale danno. L'analisi del modello, presentata nel seguito, consente di approfondire questa procedura, discutendo in particolare due aspetti di criticità:

i) il sisma dell'aprile 2009, attivato da meccanismi focali prossimi a L'Aquila, si è manifestato nel Laboratorio con una ben precisa caratterizzazione. Ha avuto picchi di accelerazione fino a 0.5 'g a L'Aquila e negli immediati dintorni, picchi con oltre 0.2 'g, in località sul lato opposto rispetto al massiccio del Gran Sasso, ma picchi sensibilmente inferiori a 0.1 'g nelle sale del Laboratorio. Inoltre lo spettro di risposta è stato qui caratterizzato da componenti in frequenza significative in un campo di periodi molto circoscritto su periodi brevi. Benché tali dati trovino una plausibile spiegazione, e siano quindi ripetibili, è comune convinzione che altri meccanismi focali possano produrre degli spettri di riposta differenti, tali da rendere non pienamente affidabili le correlazioni stabilite tra a_g e sforzi nelle volte.
ii) Il modello stesso delle volte ha dei limiti, come vedremo, per il fatto che lo stato di sforzo nella roccia, preesistente al sisma è calcolato ma non è verificabile sperimentalmente, mentre il contributo di tiranti è solo presunto e anch'esso non verificabile sperimentalmente. Difficoltà qualitativamente analoghe si ripropongono per alcune attrezzature.
Risponde a queste due criticità la taratura dell'intera procedura, che sarà messa a punto successivamente, utilizzando la stessa rete accelerometrica, e lo stesso modello di

calcolo. Circa il primo aspetto, lo strumento accelerometrico raggiunge oggi una risoluzione di 10^{-4} 'g, capace quindi di registrare con fedeltà anche micro-sismi di intensità insufficiente a creare allarmi, ma sufficiente ad argomentare sulle caratteristiche spettrali del sisma attese al sito. Microsismi di tale intensità si presentano con frequenza annuale. Per il nostro problema possiamo ritenere che la correlazione stabilita tra il picco di accelerazione a_g e gli sforzi nelle volte potrebbe essere articolata successivamente in funzione di parametri che caratterizzano ulteriormente il sisma, come la distanza dell'epicentro, la profondità focale o la attivazione di faglie locali. Utilizzando i dati dello sciame sismico del 2009, si stabilisce una correlazione tra a_g e gli sforzi nella volta. L'elaborazione di future registrazioni di micro-sismi può affrancare la correlazione dal rischio di risultare legata ad una unica caratterizzazione dell'evento sismico.
Per quanto riguarda il secondo aspetto, i modelli di calcolo delle attrezzature strumentali in genere non presentano incertezze, trattandosi di strutture costruite con geometria e materiali noti (aggiungiamo che le costruzioni sono state tutte seguite con un quality assurance di livello molto spinto). Il modello di calcolo delle volte presenta invece varie fonti di incertezza. Per questi aspetti la rete di strumenti dovrà disporre di un numero maggiore di sensori di quelli oggi disponibili, sistemati soltanto al pavimento delle sale. Ulteriori sensori, disposti in punti delle volte, affiancheranno quelli disposti al pavimento delle sale e consentiranno di tarare il modello di calcolo in occasione delle registrazione dei micro-sismi, precedentemente menzionati.

2. Rassegna sui danni a gallerie in zona sismica

In galleria sono state registrate accelerazioni sensibilmente inferiori a quelle registrate in siti sia più prossimi che più lontani dall'epicentro. Ciò richiede un approfondimento e ci vengono incontro alcune rassegne sui danni osservati durante passati terremoti.
Dowding e Rozen (1978) hanno analizzato il comportamento di 71 gallerie, di diametro compreso tra 3 e 6 metri, realizzate in materiale roccioso, coinvolte da moti sismici, identificando un ben preciso danneggiamento in 42 casi. La rassegna stabilisce una correlazione tra il danno e la accelerazione di picco, registrata sulla superficie libera del terreno, fuori dal tunnel, ad una certa distanza. In particolare non sono riferiti danni attribuibili a sismi con accelerazione di picco, fuori dal tunnel, inferiore a 0.2 g. Danni importanti, tali da rendere necessaria la chiusura del tunnel, sono stati registrati quando la accelerazione di picco sulla superficie libera ha superato i 0.5 g, che, in Italia, corrisponderebbe al verificarsi di circostanze ancora più severe di quelle attese in zona sismica di prima categoria. La descrizione degli eventi è puramente qualitativa, ma l'indagine ha potuto stabilire un certo numero di correlazioni, in buon accordo con quanto si può ritrovare mediante i modelli di calcolo della propagazione delle scosse abbinati a modelli del comportamento sismico locale.
Una rassegna più recente e dettagliata è fornita da Sharma e Judd (1991), che hanno classificato i danni occorsi in 192 gallerie, provocati da 85 terremoti distribuiti in vari Paesi. Danni più o meno gravi sono attribuiti a 94 gallerie. Più della metà di tali eventi si riferisce a sismi con magnitudo maggiore di 7 della scala Richter, ed il 75% dei danni è avvenuto entro 50 km dall'epicentro del sisma. Nei 192 casi non si è mai stato registrato danno dove la accelerazione di picco, nella componente orizzontale, registrata sulla superficie libera del terreno, è stata inferiore a 0.2 g. Si conferma dunque quanto già riferito da Dowding e Rozen (1978), cioè che la maggior parte degli eventi per i quali è stato riportato un danno rilevante riguarda sismi con accelerazioni al suolo, nelle vicinanze ma fuori dal tunnel, maggiori di 0.4 g.
Altri risultati di rilievo riportati dai due autori citati sono i seguenti:

I) collasso totale della struttura osservato quando l'accelerazione di picco ha superato 0.5 g ÷ 0.55 g;
II) Gallerie a profondità limitata hanno sofferto più danni di gallerie a grande profondità, in particolare il 60% dei danni osservati si riferisce a casi nei quali la profondità era inferiore a 50 metri;
III) Gallerie a sezione rettangolare, scavate a cielo aperto, (Cut and cover structures) sono più vulnerabili di tunnel circolari profondi (Deep circular tunnels);
IV) Il tipo di suolo ha importanza, infatti tra i 192 casi osservati, il 79% di quelli scavati in terreni più o meno deformabili ha subito danni, mentre la percentuale dei tunnel danneggiati, tra quelli scavati in roccia, è stata molto ridotta.

Una descrizione accurata dei danni osservati in occasione dei terremoti di Turchia del 1999, e di Taiwan nello stesso anno, caratterizzati da accelerazioni di picco maggiori di 0.5 g è riportata in (Taylor *et al.*, 2005; Davis *et al.*, 2001; Scawthorn e Johnson 2000).
Gallerie a sezione rettangolare, scavate a cielo aperto, sono in genere le strutture delle stazioni. Sede di danni rilevanti è stata la Daikai Station di Kobe, interamente collassata, mentre i due tratti di linea limitrofi non hanno subito danni. La situazione della stazione di Daikai è stata oggetto di un esame dettagliato, (Huo *et al.*, 2005; Uenishi e Sakurai 2000), ma non è indicativa per le analisi in oggetto, trovandosi in condizioni di terreno del tutto diverse da quelle del Gran Sasso.
È disponibile una serie di osservazioni sulle stazioni di Atene, colpite da un sisma nel dicembre 1999: per queste è stata registrata la accelerazione massima sul terreno libero, in due siti vicini, Kede (0.30 g) e Syntagma (0.25 g). Le stazioni in esame sono quelle di Monastiraki, e di Sepolia, in fase avanzata di costruzione all'epoca del sisma, (Gazetas *et al.*, 2005). Un interesse particolare riveste la stazione di Sepolia che, secondo gli autori, ha subito picchi di accelerazione alla base di 0.18 g, e di 0.45 g alla sommità della copertura. L'inserzione nel terreno di simili strutture è sostanzialmente diversa da quella della galleria, tuttavia il contributo dei tiranti, e l'effetto di scavi di dimensioni comparabili sulla propagazione delle onde, sono aspetti comuni. Effetti prodotti da movimenti di faglia sono riportati da Suleyman Dalgýc (2002) nell'Anatolian Motorway tunnel, in occasione del sisma che ha colpito la Turchia nel 1999. Analoghi effetti sono descritti da Wang (Wang *et al.*, 2001), per il sisma di Taiwan dello stesso anno. Su 57 gallerie osservate, 49 hanno riportato seri danni. Si tratta di una indagine sistematica, che coinvolge anche l'assetto strutturale del manto di ricoprimento.
Sulla base di queste ed altre rassegne di danni è possibile avere le seguenti previ-

sioni per quanto riguarda il territorio nazionale:

I) I danni maggiori, che hanno portato in determinati casi alla chiusura del tunnel, sono associati ad accelerazioni di picco maggiori di quelle attese nelle zone a più alto rischio in Italia, in riferimento alla mappa sismica nazionale;

II) le faglie superficiali che hanno determinato danni rilevanti, come quelli occorsi alla Anatolian Motorway, hanno prodotto fenomeni sismici aventi magnitudo maggiori o al limite uguali a quelle finora registrate in territorio italiano.

Le stesse rassegne tuttavia segnalano che danni gravi possono accadere se si presentano contemporaneamente più circostanze avverse: terreni instabili, ricoprimenti ridotti, presenza di faglie, ecc...

3. Faglie, giunti e superfici di discontinuità

Per il problema in esame, le manifestazioni nei terreni superficiali dell'evento sismico, che ha origine a qualche decina di km in profondità, possono essere classificate in due categorie: i) deformazioni, anche anelastiche e permanenti, che mantengono ovunque la continuità tra zolle limitrofe e ii) scorrimenti lungo una superficie di rottura preesistente o di nuova formazione. In quest'ultimo caso, tra due punti affacciati alla superficie di discontinuità e appartenenti a zolle limitrofe si manifesta uno spostamento relativo. Le superfici lungo le quali si rende evidente lo scorrimento sono indicate come faglie.

Nella classificazione delle rocce troviamo menzionati anche giunti e discontinuità. Il giunto è una frattura naturale che rende la roccia discontinua strutturalmente. La resistenza a taglio lungo la superficie di giunto è minore di quella di entrambe le formazioni a lato e la resistenza a trazione è pressoché nulla. Sono classificati in funzione di rugosità, grado di alterazione delle pareti, apertura, persistenza, presenza d'acqua. La discontinuità è una soluzione di continuità dell'ammasso roccioso che viene detta fessura, se sottile, o zona di minore resistenza, se più ampia. In questo caso si possono avere materiali di riempimento con caratteristiche meccaniche più scadenti, come argille, sabbia o materiale finemente fratturato, ed eventuale presenza di acqua.

4. Movimento di faglia

Nell'ipotesi che un movimento di faglia interessi una sala del laboratorio, è possibile considerare almeno due scenari distinti: i) Il moto sismico ha origine da una rottura in profondità, della quale la faglia in oggetto è una propaggine superficiale: la galleria è in tal caso sull'epicentro del sisma; ii) La galleria è situata a qualche decina di km dall'epicentro: il movimento sismico non è dunque attribuito ad un rilascio di energia dalla faglia in questione, tuttavia lo scuotimento associato al rilascio a sua volta attiva uno spostamento relativo a cavallo della faglia.

Nel primo scenario lungo la faglia si accumula uno stato di sforzo in grado di attivarne un movimento. Gli effetti attesi sono quindi più importanti, ma a questo scenario è associata una probabilità inferiore, in quanto si presuppone che si verifichi l'evento catastrofico e che questo sia esattamente in corrispondenza dell'attraversamento. Il movimento di quella precisa faglia è all'origine del sisma. Nel secondo scenario, lungo la superficie di faglia non si è accumulata un'energia sufficiente ad attivare l'evento sismico e il movimento relativo a cavallo della faglia è un effetto indotto. La probabilità di questo evento è, in prima approssimazione, legata alla probabilità dell'evento sismico stesso, ossia, nel nostro modello, 2‰ all'anno.

I principali dati disponibili in letteratura si riferiscono al primo fenomeno, che ha effetti più importanti del secondo, ma probabilità sensibilmente inferiore. Due esempi presenti in letteratura coinvolgono tunnel e spostamenti di faglia attorno al metro di estensione, uno in occasione del progetto del tunnel della metropolitana di Los Angeles, ed uno in occasione del terremoto del 1999, per un tunnel a Taiwan. Tuttavia nel presente studio si prescinde da effetti delle faglie individuate nell'immediato intorno della galleria perché lo strumento installato per verificarne gli eventuali scorrimenti ne ha escluso il diretto coinvolgimento nell'evento dell'aprile 2009.

5. Modello di calcolo

L'analisi adotta l'ipotesi ricorrente nello studio degli effetti della topografia locale che, in un terreno avente piani di stratificazione orizzontali, omogenei, con assi di riferimento x ed y, essendo z l'asse verticale, di estensione infinita nel semispazio z minore di zero, le onde sismiche tendono a propagarsi nella direzione verticale, come onde piane, cioè identiche nel moto in tutti i punti di ogni piano x, y. L'ipotesi è legata a congetture di carattere teorico, ed è obbligata: l'indagine ANAS sulle rocce del Gran Sasso è molto dettagliata ma non consente di uscire dall'ipotesi di stratigrafie omogenee nei piani orizzontali. Un qualunque modello numerico conferma in tali casi l'ipotesi adottata. Essendo la dimensione longitudinale delle sale prevalente rispetto alle dimensioni trasversali, la eccitazione più severa è quella che prevede un'onda con moto nel piano trasversale, che assumiamo disposto lungo la direzione dell'asse di riferimento x.

Lo studio ha richiesto la definizione geometrica delle tre gallerie, Sala A, B e C, e la caratterizzazione meccanica delle rocce attorno. Per i materiali, composti prevalentemente da rocce calcaree, si è fatto riferimento ai risultati dei sondaggi effettuati in modo sistematico da ANAS durante lo scavo della galleria autostradale. I sondaggi hanno anche permesso di identificare il sistema di faglie che interessa la galleria, una delle quali in prossimità delle sale dei laboratori, (Fig. 1 e 2). Le Sale hanno circa 22 m di altezza, diametro attorno a 30 m, e sono collocate a oltre 1400 m di profondità rispetto alla superficie. Per la modellazione delle sale dei laboratori in Figura 2, si è fatto riferimento alla Sala C mostrata in Figura 3, avente le dimensioni trasversali maggiori. Si è trascurata la presenza della faglia presente in Figura 2, perché la stazione interferometria disponibile (Amoruso e Crescentini 1999) mostra che nessuna dislocazione ha avuto luogo per questa faglia.

Per quanto concerne l'input sismico, come si mostrerà nella sezione seguente, si dispone di registrazioni effettuate direttamente in galleria, durante l'evento principale del 6 aprile 2009, e durante le scosse precedenti e susseguenti.

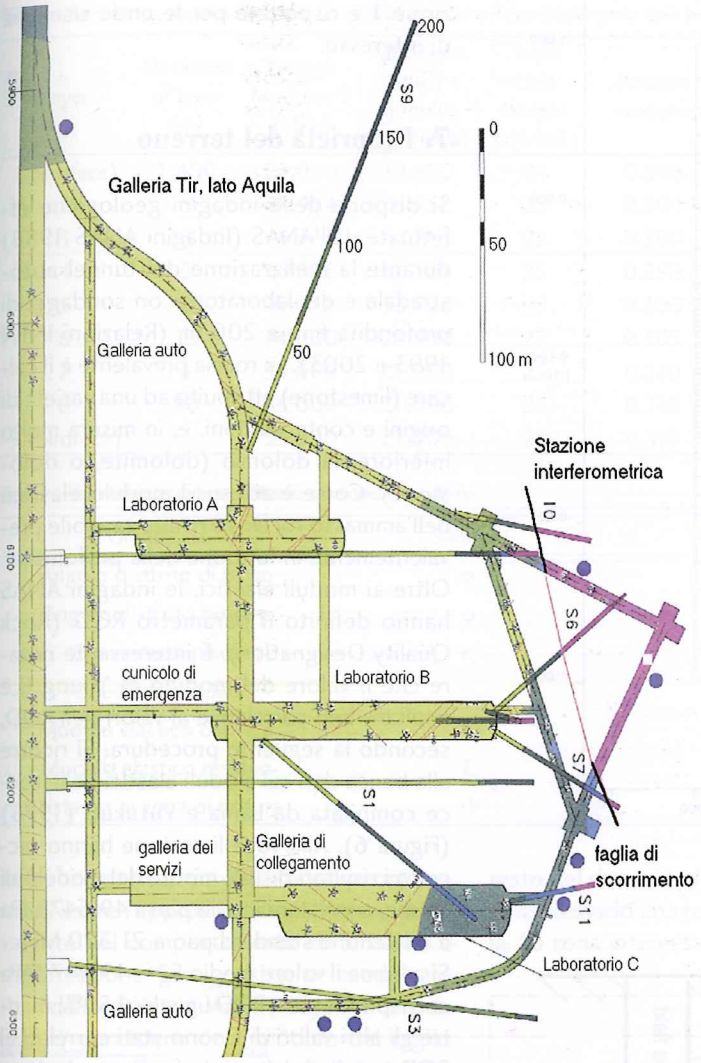


Fig. 2 – Pianta dei LNGS.

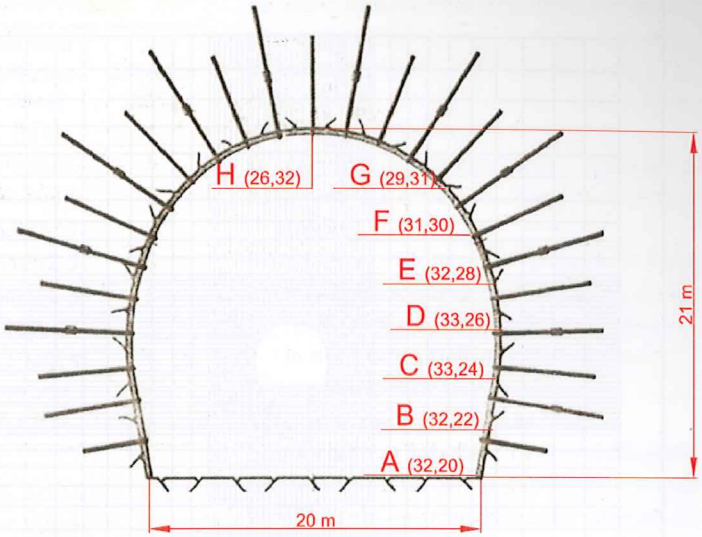


Fig. 3 – Sezione tipo della Sala C dei LNGS.

6. Elaborazione dell'accelerogramma registrato in galleria

L'analisi si articola in due fasi successive:

I) un'analisi monodimensionale, mediante il programma di calcolo EERAM, che fa riferimento allo stesso algoritmo del programma di calcolo Shake91 (Shake91 User's Manual, 1992) per dedurre il moto al bedrock, che è stabilito nei calcoli a profondità nota,

II) un'analisi bidimensionale, mediante il programma di calcolo FLAC 6.0 della Itasca Consulting Group (Flac User's manual, 2002).

La prima analisi ignora la presenza delle gallerie. Il terreno è assunto dotato di piani di stratificazione orizzontali, omogenei nel piano orizzontale x, y, di estensione infinita nel semispazio z minore di zero. Il terreno ha le proprietà meccaniche desunte dalle indagini ANAS (1988) effettuate in occasione della costruzione della galleria autostradale. A meno della presenza della galleria, la mesh nella sua estensione verticale è la stessa di quella rappresentata in Figura 4, che si riferisce alla seconda analisi. Il bedrock è assunto noto e alla profondità di 125 m al di sotto del piano orizzontale delle Sale. Nel seguito si fornisce una validazione della scelta di tale profondità.

La seconda analisi, bidimensionale, include la presenza della galleria, e la griglia di calcolo è mostrata in Figura 4. Per quanto riguarda la definizione delle condizioni al contorno del modello si fa riferimento alla schematizzazione presentata in Figura 5.

Nella prima analisi il moto durante il terremoto è assegnato al livello del piano pavimento della galleria, dove effettivamente è stato registrato l'accelerogramma di riferimento. Si deduce dunque il moto al bedrock in grado di produrre al piano pavimento l'accelerogramma assegnato. Tale procedimento è detto "deconvoluzione", secondo la procedura adottata in Shake, alla quale si rimanda, (Gazetas *et al.*, 2005).

L'analisi bidimensionale assegna al bedrock il moto dedotto mediante la prima analisi. La validazione della procedura è ottenuta dal confronto tra l'accelerogramma registrato dalla rete accelerometrica, assunto come riferimento, e quello ottenuto analisi mediante analisi bidimensionale al pavimento della sala.

La mesh dell'analisi bidimensionale (Fig. 4) è suddivisa in blocchi: misura complessivamente 200 m in altezza (asse y) e 200 m in larghezza (asse x). La zona centrale, caratterizzata dalla presenza della galleria, è caratterizzata da una griglia di calcolo più fitta, che si dirada progressivamente man mano che ci si avvicina ai bordi esterni, nelle otto aree periferiche del modello.

Gli elementi con la dimensione maggiore sono pertanto quelli che si trovano nei vertici del dominio, quadrati di lato pari a 10 m. Ad eccezione di questi quattro elementi, la mesh è in grado di propagare nel dominio le onde sismiche senza che si presentino disturbi numerici. Infatti, come mostrato da Kuhlemeyer e Lysmer (1973), per ottenere una rappresentazione accurata della trasmissione di un'onda attraverso un modello, la dimensione Δl dell'elemento spaziale ("constant stress") deve essere minore di un fattore compreso tra un decimo ed un ottavo della lunghezza d'onda associata alla componente di frequenza massima dell'onda da propagare:

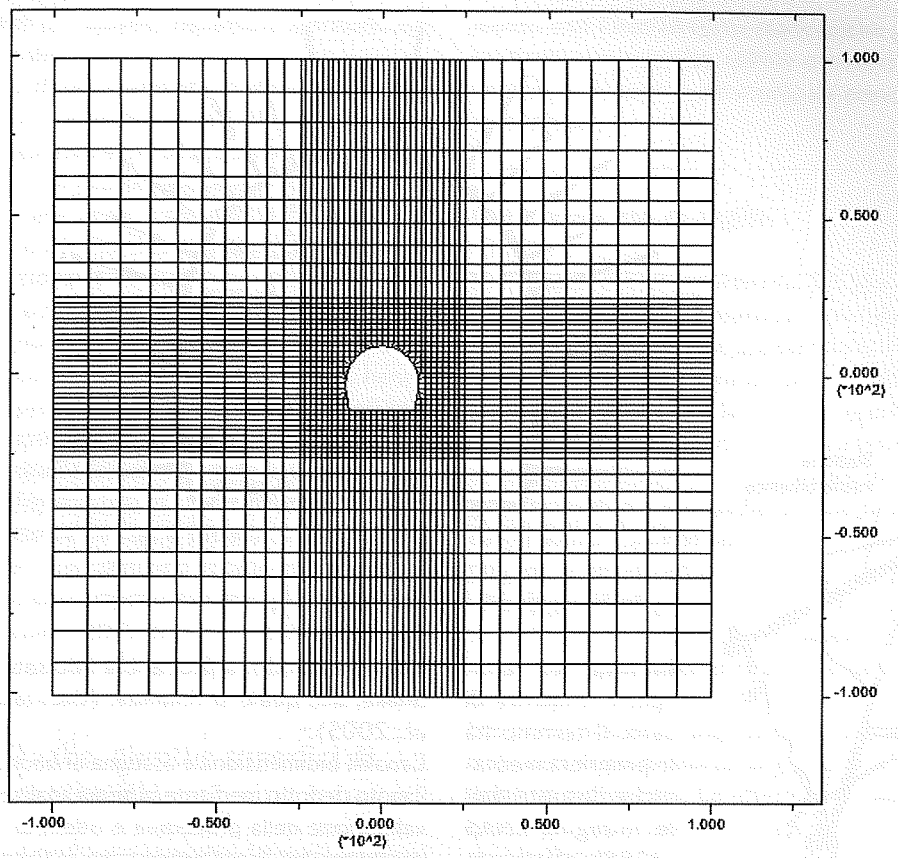


Fig. 4 – Rappresentazione della griglia di calcolo adottata nell'analisi bidimensionale.

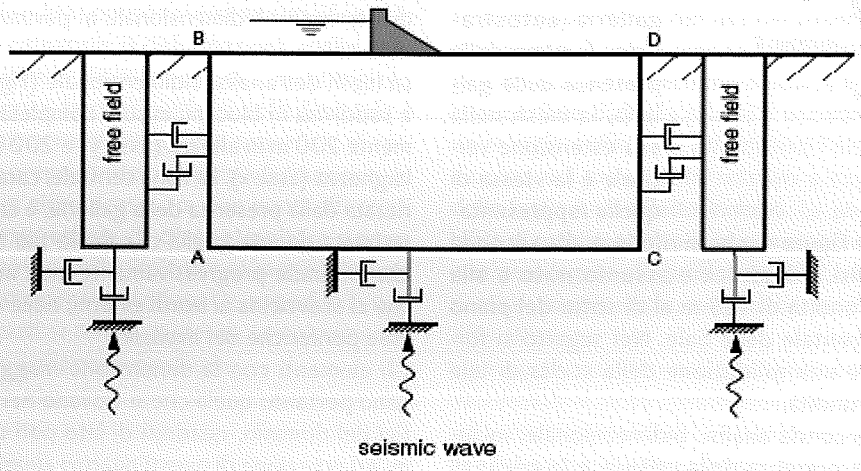


Fig. 5 – Condizioni al contorno in presenza di stratigrafie orizzontali omogenee nel piano. Il programma impone lo stesso moto al bedrock del modello bidimensionale che include la galleria, e ad una mesh monodimensionale ai bordi laterali del modello. La differenza nel moto di punti affacciati appartenenti alle due mesh è elaborata per stabilire le condizioni al contorno.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \qquad \text{[Eq. 1]}$$

Nella presente applicazione si fa riferimento alla velocità di propagazione delle onde di taglio (V_S), poiché, a parità di frequenza, la lunghezza d'onda delle onde di compressione è due o tre volte maggiore e pertanto il limite della dimensione dell'elemento è determinato dalle onde di taglio, piuttosto che da quelle di compressione.

Nella Tabella 1 e nella sezione seguente vengono riportati i valori dei parametri geologici e meccanici che caratterizzano la roccia del Gran Sasso nella zona interessata dalla presenza dei laboratori sotterranei. È agevole verificare che l'Equazione 1 è rispettata per le onde sismiche di interesse.

7. Proprietà del terreno

Si dispone delle indagini geologiche effettuate dall'ANAS (Indagini ANAS 1988) durante la realizzazione del tunnel autostradale e dei laboratori, con sondaggi di profondità fino a 200 m, (Relazioni INFN 1993 e 2003). La roccia prevalente è il calcare (limestone) attribuito ad una varietà di origini e conformazioni, e, in misura molto inferiore, la dolomia (dolomite, o dolostone). Come è atteso, il modulo elastico dell'ammasso roccioso risulta variabile prevalentemente in funzione della profondità. Oltre ai moduli elastici, le indagini ANAS hanno definito il parametro RQD (Rock Quality Designation). È interessante notare che il valore del modulo di Young E è risultato ben correlabile ai valori dell'RQD, secondo la seguente procedura. Si ricorre alla banca dati sui moduli elastici delle rocce compilata da Lama e Vutukuri (1978) (Figura 6). Alla voce limestone hanno raccolto i risultati di 169 misure del modulo di Young, con valore medio pari a 49,647 MPa e deviazione standard pari a 21,320 MPa. Si assuma il valore medio E_m = 49,647 MPa corrispondente a RQD uguale al 50%, mentre gli altri valori di E sono stati correlati al RQD tramite la seguente funzione:

$$E = RQD\,\frac{2\sigma_E}{50} + (E_m - 2\sigma_E) \qquad \text{[Eq. 2]}$$

da cui si ottengono le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} RQD = 0\% & E = (E_m - 2\sigma_E) \\ RQD = 25\% & E = (E_m - \sigma_E) \\ RQD = 50\% & E = E_m \\ RQD = 75\% & E = (E_m + \sigma_E) \\ RQD = 100\% & E = (E_m + 2\sigma_E) \end{cases} \qquad \text{[Eq. 3]}$$

Il profilo stratigrafico ottenuto mediante la precedente correlazione risulta in buon accordo con i dati riportati nel documento "Laboratorio Gran Sasso – Parte A.1 Studi e ricerche di base. Relazione generale" (Febbraio 2003). Oltre al modulo di elasticità, nella Tabella 1 sono riportati anche altri parametri meccanici dedotti dagli studi geologici.

Tab. 1 – Parametri geologici e meccanici dei materiali rocciosi nella zona interessata dalla presenza dei LNGS.

Layer	Thickness of layer [m]	Young's Modulus E [MPa]	Maximum Shear modulus G_{max} [MPa]	Total Unit Weight [kN/m3]	Poisson modulus	Vertical effective stress [kPa]	Cohesion [MPa]
1 (surface)	1,400	28,000	10,800	24	0.296	16,800	5
2	5	28,994	11,151	25	0.300	33,662.5	5
3	5	46,143	17,747	25	0.300	33,787.5	5
4	5	69,125	26,621	25	0.298	33,912.5	5
5	15	87,672	33,720	25	0.300	34,162.5	5
6	10	74,000	28,400	25	0.303	34,475	5
7	5	55,000	21,000	25	0.310	34,662.5	5
8	80	55,000	21,000	25	0.310	35,725	5
9 (bedrock)		55,000	21,000	25	0.310	36,725	5

Tab. 2 – Valori delle grandezze utilizzati nel modello di calcolo.

Grandezza	Simbolo	Valore
Angolo d'attrito di picco	φ_p	40°
Angolo d'attrito residuo	φ_r	36°
Coesione di picco	c_p	5 MPa
Coesione residua	c_r	0.5 MPa
Modulo elastico di picco	E_p	25,000 MPa
Modulo elastico residuo	E_r	12,500 MPa
Distanza in zona di rottura	Φ	0.2%

Le buone prestazioni della roccia permettono di usare l'approssimazione lineare equivalente del comportamento di tensione e deformazione. Essa consiste nel modificare il modello di Kelvin-Voigt (Meyers e Chawla 1999) considerando il modulo del taglio equivalente, G, a partire dal modulo secante G_{sec} come schematizzato in Figura 6.

Per conoscere la variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento in funzione della deformazione tangenziale si fa riferimento a curve basate sulla litologia del sito. Nel caso di roccia risultano generalmente valide le curve di Seed e Idriss (1970), implementate nei programmi EERAM e FLAC 6.0 (Shake91 User's Manual, 1992; Flac User's Manual, 2002) e riportate in Figura 8.

La mesh illustrata in Figura 4 non è in grado di descrivere adeguatamente i tiranti, richiedendo dimensioni dagli elementi più ridotte. Nell'uso del programma FLAC si considera la zona interessata dalla loro presenza come una zona di "roccia armata", cioè a comportamento migliorato tramite un opportuno incremento della coesione e della resistenza. L'incremento è di 0.1 MPa per la coesione e di 1 MPa per la resistenza a trazione, mentre facendo riferimento nel resto del dominio al tension cut-off, ovvero considerando una resistenza a trazione nulla. La zona interessata dai tiranti è formata da una corona spessa circa 10 metri intorno alla sezione del tunnel. I valori considerati sono stati determinati tramite il metodo delle "curve caratteristiche", che si basa sulle seguenti ipotesi:

I) campo delle pressioni di tipo idrostatico;
II) ammasso roccioso omogeneo e isotropo;
III) galleria profonda per la quale è lecito assumere valide le condizioni al contorno di un mezzo infinitamente esteso nella direzione x dell'asse della galleria;
IV) problema bidimensionale;
V) profilo della galleria circolare.

Si riportano in Tabella 2 i valori delle grandezze utilizzate, rimandando ai manuali FLAC per un approfondimento del loro significato fisico:

Nel caso in esame la pressione esterna isotropa è pari a P_0 = 33.6 MPa, dovuta alla presenza di 1400 m di roccia al di sopra della volta. Lo spostamento finale dell'apice della volta è pari a 2.5 cm, determinato tramite l'analisi statica effettuata senza aver considerato la presenza dei tiranti. La pendenza della linea caratteristica dei tiranti è data dalla rigidezza K_t degli stessi, determinata dalla seguente relazione:

$$K_T = \frac{EA_{TT}}{L_T A_{infl}} = 5.25 \frac{MN}{m^3} \quad \text{[Eq. 4]}$$

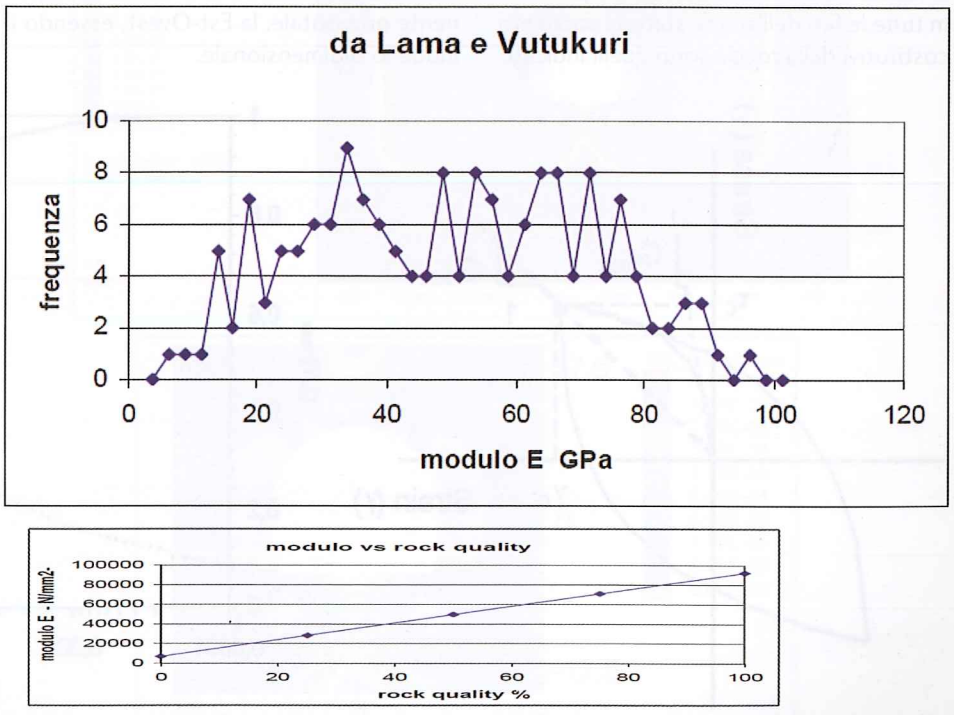


Fig. 6 – Alto: Distribuzione della frequenza dei valori di modulo elastico E nella raccolta compilata da Lama e Vutukuri (1978); Basso: modulo elastico in correlazione con RQD.

dove E_T è il modulo di Young dell'acciaio del tirante, A_T è l'area della sezione del tirante, L_T è la lunghezza del tirante e A_{infl} è l'area di influenza del singolo tirante.
L'equazione della curva caratteristica della galleria è data dalla seguente equazione:

$$P_1(u) = P_i - \frac{P_i}{u_f} u = 33.648000\, u \quad \text{[Eq. 5]}$$

mentre l'equazione della linea caratteristica del sostegno è la seguente:

$$P_2(u) = (u - 0.3u_f) K_T = 5.25u - 0.039375 \quad \text{[Eq. 6]}$$

Si determinano dunque le coordinate del punto di intersezione, il quale avrà come ascissa il valore u* = 0.0249 m e come ordinata il valore P_B = 0.0915 ≈ 0.1 MPa. L'ordinata P_B del punto d'intersezione tra le due curve rappresenta la pressione che i tiranti sono in grado di sopportare e dunque corrisponde all'incremento di coesione fornito alla roccia dalla presenza del sostegno. L'incremento di coesione fornito dai tiranti alla roccia ne fa una specie di "roccia armata", le cui caratteristiche possono essere rappresentate nel piano di Mohr, dove la retta relativa all'inviluppo di rottura trasla verticalmente del valore Δc = ĉ-c = 0.1 MPa. La presenza dei tiranti produce anche un incremento della resistenza a trazione pari a 1 MPa.
In tutte le fasi dell'analisi statica i parametri costitutivi della roccia sono quelli indicati.

Il primo passo consiste in un'analisi statica per la determinazione dello stato di sforzo iniziale nella roccia che ospiterà la galleria, considerando il terreno con il carico gravitazionale.
Il secondo passo rappresenta gli effetti dello scavo, ulteriormente frazionato nelle quattro fasi di realizzazione, con l'intento di rappresentare la perturbazione dello stato tensionale nel terreno in seguito alla realizzazione dell'opera.

8. Analisi dinamica

Analisi effettuate in anni precedenti hanno fatto riferimento agli spettri di risposta previsti dall'Eurocodice 8 (1998), nonché ad accelerogrammi compatibili con tali spettri. Nel presente caso si è fatto riferimento diretto ad una stazione accelerometrica posta nei pressi dell'interferometro presente all'interno dei laboratori sotterranei, che ha fornito l'accelerogramma della scossa sismica principale del terremoto del 6 Aprile 2009 e di tutte le scosse di assestamento. Nel modello sono state inserite sia la componente verticale che quella orizzontale secondo la direttrice Nord-Sud, che risulta essere la più severa. Non è stata inserita la seconda componente orizzontale, la Est-Ovest, essendo il modello bidimensionale.

Nella prima analisi monodimensionale il moto durante il terremoto è stato assegnato al livello del piano pavimento della galleria, dove effettivamente è stato registrato l'accelerogramma di riferimento, deducendo il moto al bedrock tramite "deconvoluzione", come descritto in precedenza. Applicando tale moto al bedrock della mesh bidimensionale di Figura 4, si ottiene al pavimento della sala un moto necessariamente differente dall'originale di riferimento. In Figura 9 sono riportati i due spettri di risposta. Si osserva che l'accelerazione di picco della registrazione è pari a 87.6 cm/s² mentre l'accelerazione di picco calcolata dal modello numerico risulta pari a 99.3 cm/s².
Nelle analisi è stato utilizzato lo smorzamento "alla Rayleigh", come generalmente si usa nelle formulazioni dinamiche di sistemi meccanici continui. In questa formulazione la espressione della matrice di smorzamento C è una combinazione lineare della matrice di inerzia M e di quella di rigidezza K:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad \text{[Eq. 7]}$$

Nell'analisi, alla frequenza di 25 Hz, lo smorzamento è pari al 5% dello smorzamento critico. Lo smorzamento di Rayleigh è dipendente dalla frequenza, ma nell'intervallo delle frequenze predominanti rimane pressoché costante. L'analisi usa il modello costitutivo in campo plastico di Mohr-Coulomb. Una considerevole parte dell'ener-

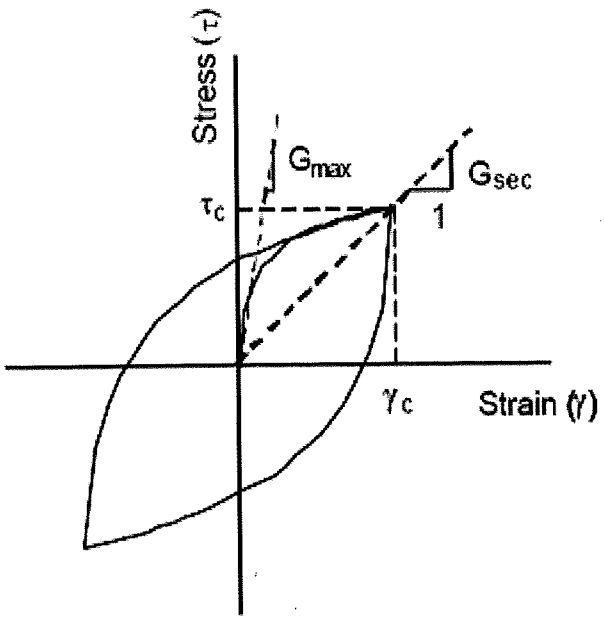


Fig. 7 – Modello di Kelvin-Voigt (Meyers e Chawla 1999) e modulo di taglio equivalente.

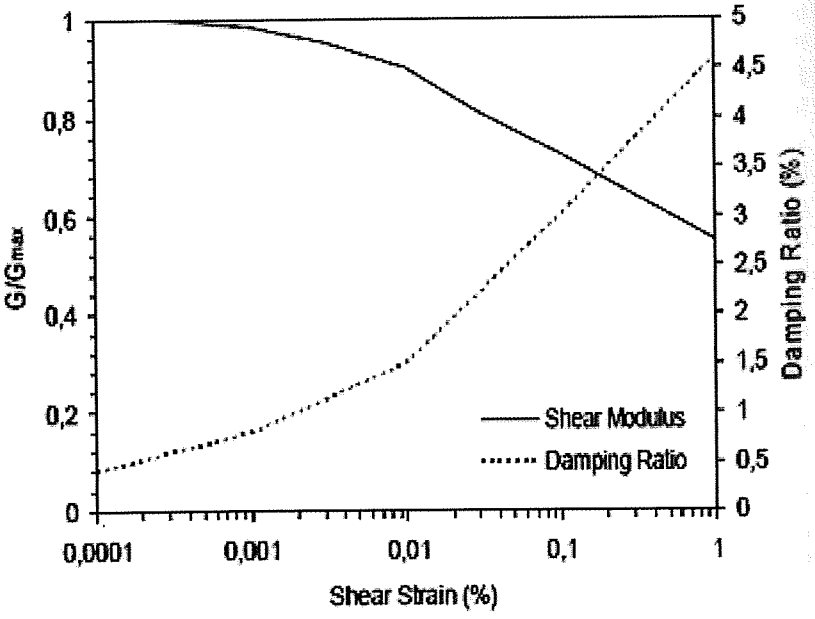


Fig. 8 – Variazione di G e del fattore di smorzamento in funzione della deformazione di taglio indotta dal sisma.

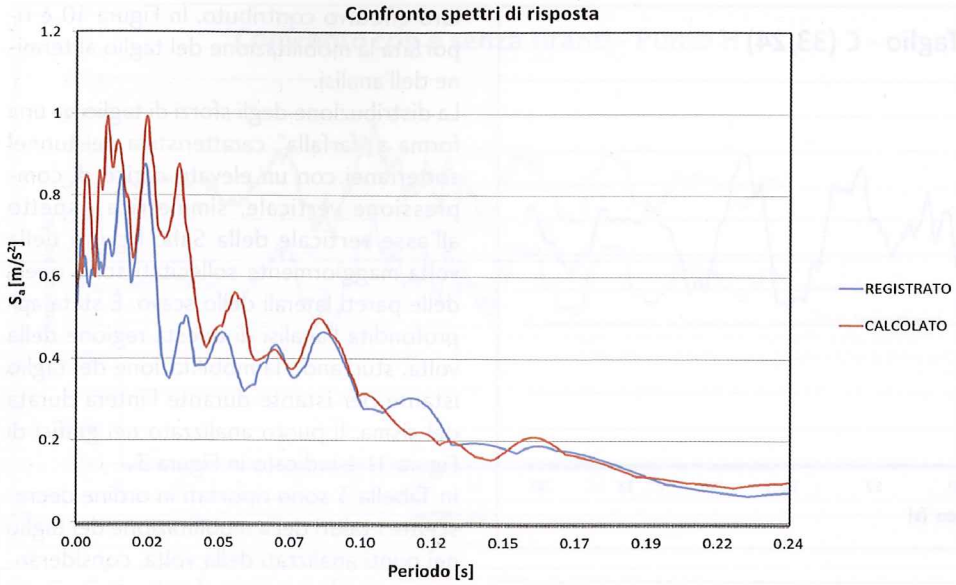


Fig. 9 – Confronto tra lo spettro di risposta della registrazione del sisma del 6 Aprile 2009 e quello della accelerazione calcolata dal modello numerico al centro del pavimento della Sala.

gia viene dissipata durante lo scorrimento plastico.

La grandezza indice di pericolo scelta è la "mobilitazione del taglio". Questo indice è definito come il rapporto tra il raggio del cerchio di Mohr che rappresenta lo stato di sforzo istantaneo della roccia e il raggio del cerchio limite di Mohr, relativo alla situazione di collasso incipiente. La difficoltà è data dalla presenza di uno stato di sforzo iniziale prodotto dal peso dei 1400 m di roccia sovrastante, con valori della componente di taglio fortemente dipendenti dal modulo di Poisson scelto, sia pure attenuati dal rilassamento del terreno. L'indice è allora stato calcolato come rapporto tra il raggio del cerchio che rappresenta lo stato di sforzo istante per istante durante il sisma ed il valore del raggio che rappresenta lo stato di sforzo massimo raggiunto durante la fase di scavo, prima del rilassamento del terreno. Si tratta, come vedremo, di valori prossimi ma inferiori all'unità, segno che in termini di sforzo il sisma non altera in modo significativo l'indice di pericolo, e non raggiunge i valori massimi raggiunti durante la costruzione. Poco significativa è anche l'escursione dell'indice, tra valore massimo e valore minimo durante il sisma.

Per compiere queste analisi sono state memorizzate le storie temporali dei valori del grado di mobilità istantaneo della roccia t e del grado di mobilità massimo t_{max} raggiunto durante l'analisi. Tali parametri sono definiti dalle seguenti relazioni:

$$\begin{cases} t = 100\dfrac{R_{eff}}{R_{max}} & [\%] \\ t_{max} = 100\dfrac{R_{eff,max}}{R_{max}} & [\%] \end{cases} \qquad \text{[Eq. 8, 9]}$$

Il valore della mobilitazione del taglio è stato calcolato escludendo dal calcolo le zone distanti dalla galleria, non interessate dall'analisi di stabilità della volta. Il dominio ristretto è formato da una zona rettangolare centrata in corrispondenza della Sala C, con i lati orizzontali di circa 140 m e quelli verticali di circa 100 m, come mostrato in Figura 10.

9. Analisi dinamiche considerando o trascurando la presenza dei tiranti

Si esegue una prima analisi dinamica senza considerare la presenza dei tiranti per poi approfondire successivamente quale sia il

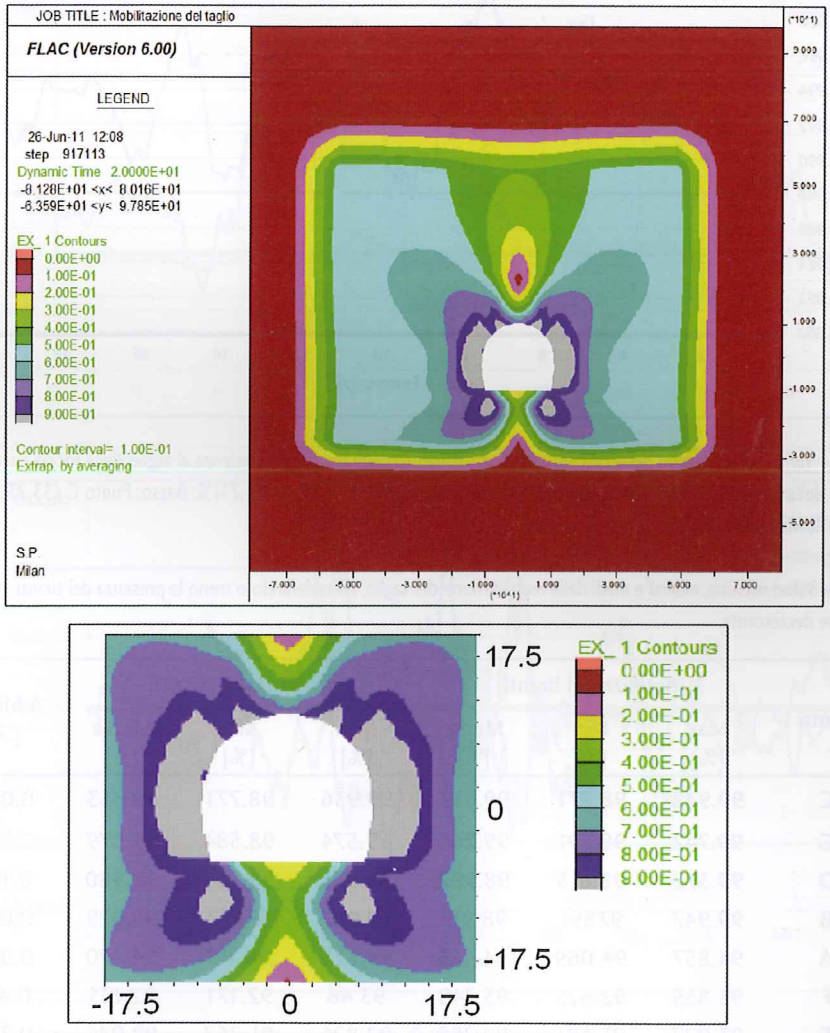
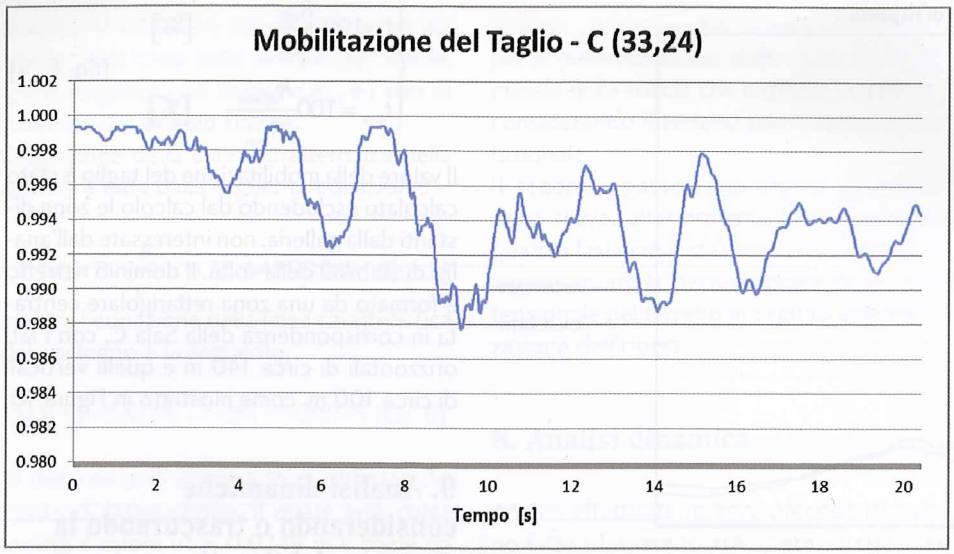


Fig. 10 – Mobilitazione massima del taglio raggiunta durante le analisi e dettaglio attorno alla galleria.



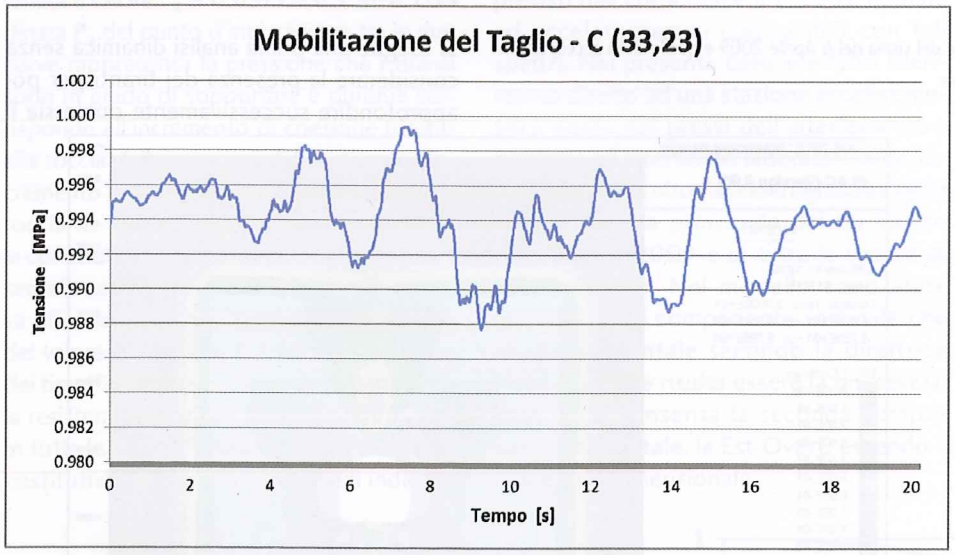


Fig. 11 – Variazioni nel tempo della percentuale di sfruttamento delle risorse di resistenza al taglio della roccia circostante la volta della Sala del punto C. Alto: Punto C (33,24) Max = 99.943%, Min = 98.711%; Basso: Punto C (33,23) Max = 99.936%, Min = 98.771%.

Tab. 3 – Valori massimi, minimi e medi della mobilitazione del taglio, considerando o meno la presenza dei tiranti, riportati in ordine decrescente.

Punto	Assenza dei tiranti			Presenza dei tiranti			Δ Media [%]
	Max [%]	Min [%]	Media [%]	Max [%]	Min [%]	Media [%]	
C	99.942	98.771	99.357	99.936	98.771	99.353	0.096
G	99.742	98.791	99.266	99.574	98.584	99.079	0.338
D	99.372	98.613	98.992	99.373	98.588	98.980	0.103
B	99.947	97.891	98.919	99.947	97.912	98.929	0.073
A	94.857	94.069	94.463	94.828	94.113	94.470	0.054
F	93.855	92.625	93.240	93.46	92.171	92.815	0.412
E	93.027	91.483	92.255	92.826	91.267	92.046	0.262
H	76.569	75.923	76.246	76.039	75.37	75.704	0.541

loro effettivo contributo. In Figura 10 è riportata la mobilitazione del taglio al termine dell'analisi.

La distribuzione degli sforzi di taglio ha una forma a "farfalla", caratteristica dei tunnel sotterranei con un elevato carico di compressione verticale, simmetrica rispetto all'asse verticale della Sala. I punti della volta maggiormente sollecitati sono quelli delle pareti laterali dello scavo. È stata approfondita l'analisi di questa regione della volta, studiando la mobilitazione del taglio istante per istante durante l'intera durata del sisma. Il punto analizzato nei grafici di Figura 11 è indicato in Figura 3.

In Tabella 3 sono riportati in ordine decrescente i valori della mobilitazione del taglio nei punti analizzati della volta, considerando o meno la presenza dei tiranti.

Dalle analisi si osserva che il contributo relativo alla presenza dei tiranti è minimo e non modifica la risposta globale delle volte. Infatti, nella Tabella 3, organizzata in ordine decrescente in funzione dello stato di sforzo, l'ordine dei punti maggiormente sollecitati non è modificato dalla presenza dei tiranti.

La variazione massima dei valori è dell'ordine di mezzo punto percentuale ed è stata peraltro riscontrata nei punti meno sollecitati. In Figura 12 sono stati sovrapposti i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche compiute prendendo in considerazione la presenza dei tiranti e senza tenerne conto, in riferimento al punto H.

In Figura 12 si riporta il grafico del punto H in sommità della volta, che risente maggiormente della presenza dei tiranti: si osserva un incremento dello 0.5% in termini di sfruttamento della capacità resistente dell'ammasso roccioso. Spostandoci verso il piede, la presenza dei tiranti non comporta sensibili variazioni dell'indice, come si evince dai valori medi della differenza tra le mobilitazioni del taglio considerando o meno i tiranti, riportati in Tabella 3.Osservando i dati di Tabella 3 sembrerebbe di poter concludere che i tiranti abbiano una marginale influenza sul comportamento globale della volta. I tiranti tuttavia hanno il compito principale di preservare localmente la volta, un compito che la griglia di calcolo realizzata per il modello numerico non è in grado di mettere in luce.

Un aspetto non chiarito e che merita maggiore approfondimento riguarda la presenza

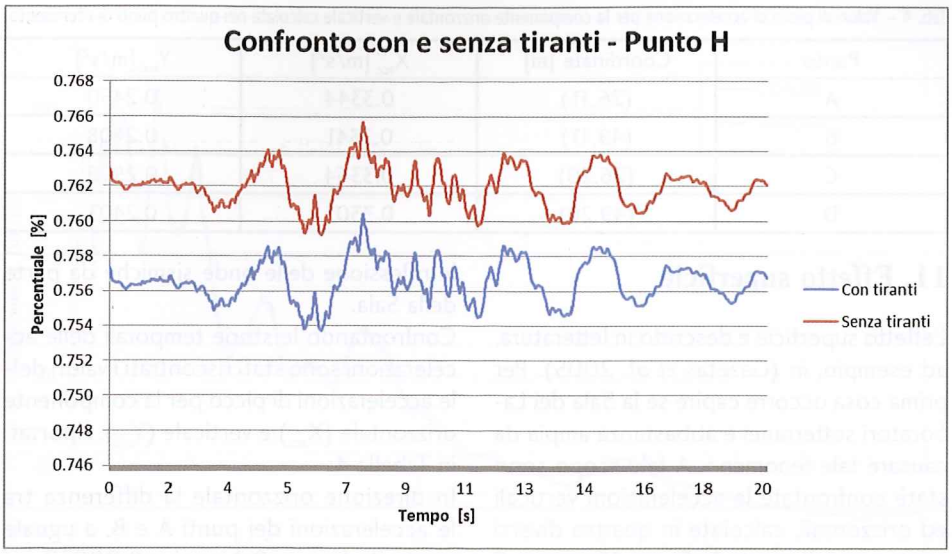


Fig. 12 – Confronto tra le mobilitazioni del taglio calcolate con e senza la presenza dei tiranti nel punto H.

di tracce di infiltrazioni d'acqua attorno alle teste di alcuni tiranti, tra i pochi accessibili al sopralluogo. L'infiltrazione è ricca di calcare e la traccia mostra il residuo accumulato. I tiranti sono cementati nella roccia. Le immagini riportate in Figura 13 suggeriscono che a causa delle elevate piezometriche, che si stima raggiungano i 600 metri, l'acqua sia riuscita ad infiltrarsi lungo il tracciato del tirante.

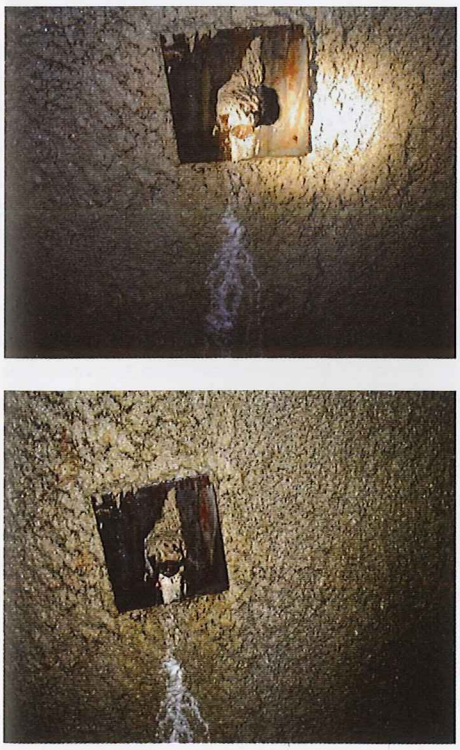


Fig. 13 – Tracce di infiltrazioni d'acqua attorno alle teste di alcuni tiranti.

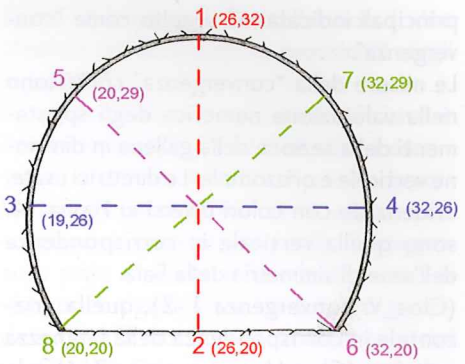
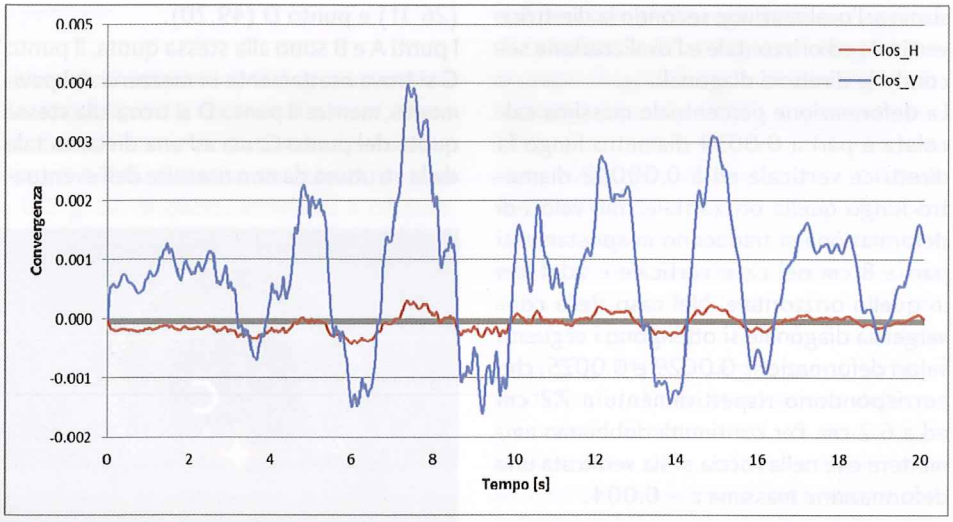


Fig. 14 – Direttrici principali per il calcolo della convergenza.

10. Deformazioni della volta

Si considera come seconda grandezza indice di pericolo la deformazione percentuale della volta secondo le quattro direttrici



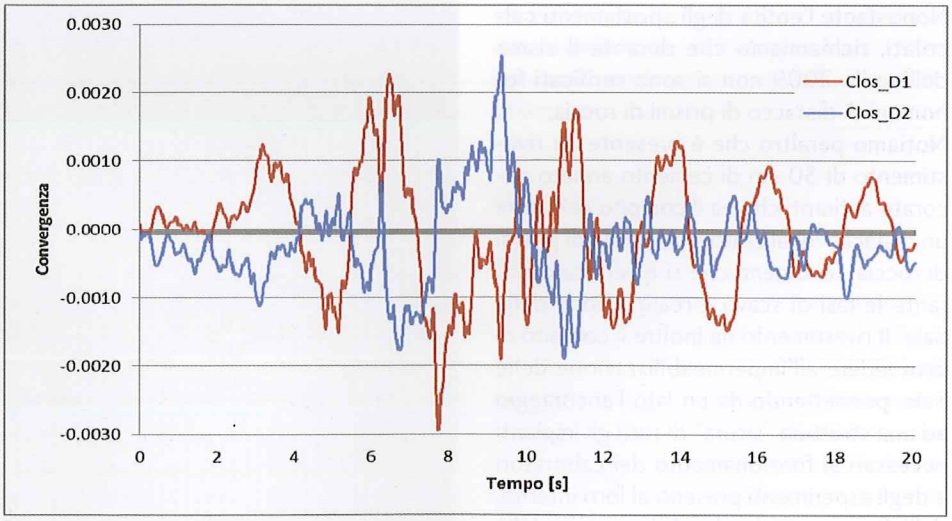


Fig. 15 – Valutazione della convergenza secondo le quattro direttrici fondamentali. Alto: convergenza verticale e orizzontale; Basso: convergenza lungo le diagonali.

principali indicata nel seguito come "convergenza".
Le misure della "convergenza" consistono nella valutazione numerica degli spostamenti della sezione della galleria in direzione verticale e orizzontale. Le direttrici usate, evidenziate con colori diversi in Figura 14, sono quella verticale in corrispondenza dell'asse di simmetria della Sala.
(Clos_V: convergenza 1-2), quella orizzontale in corrispondenza della larghezza massima (Clos_H: convergenza 3-4) e le due diagonali (Clos_D1: convergenza 5-6 e Clos_D2: convergenza 7-8). Le relazioni sono definite come rapporto tra la misura del diametro deformato e di quello iniziale.
I grafici mostrati in Figura 15 sono in grado di cogliere i due modi di deformazione principali di una galleria in seguito all'azione sismica: l'ovalizzazione secondo la direttrice verticale ed orizzontale e l'ovalizzazione secondo le direttrici diagonali.
La deformazione percentuale massima calcolata è pari a 0.0039 diametro lungo la direttrice verticale ed a 0.00042 diametro lungo quella orizzontale. Tali valori di deformazione si traducono in spostamenti pari a 8 cm nel caso verticale e ad 1 cm in quello orizzontale. Nel caso della convergenza diagonale si ottengono i seguenti valori deformazioni: 0.0029 e 0.0025, che corrispondono rispettivamente a 7.2 cm ed a 6.2 cm. Per continuità dobbiamo ammettere che nella roccia si sia verificata una deformazione massima $\varepsilon = 0.004$.

Nonostante l'entità degli spostamenti calcolati, richiamiamo che durante il sisma dell'aprile 2009 non si sono verificati fenomeni di distacco di prismi di roccia.
Notiamo peraltro che è presente un rivestimento di 30 cm di cemento armato ancorato ai tiranti che ha il compito di evitare un distacco localizzato e la caduta di prismi di roccia, fenomeno che si è verificato durante le fasi di scavo e realizzazione delle Sale. Il rivestimento ha inoltre il compito di provvedere all'impermeabilizzazione delle Sale, permettendo da un lato l'ancoraggio ad una struttura "sicura" di tutti gli impianti necessari al funzionamento dei Laboratori e degli esperimenti presenti al loro interno, dall'altro provvedendo al drenaggio delle infiltrazioni d'acqua nei Laboratori, di portata pari a 150-180 l/s.

Tab. 4 – Valori di picco di accelerazione per la componente orizzontale e verticale calcolata nei quattro punti di riferimento.

Punto	Coordinate [m]	X_{acc} [m/s^2]	Y_{acc} [m/s^2]
A	(26,11)	0.3344	0.2450
B	(49,11)	0.3341	0.2408
C	(26,20)	0.3364	0.2508
D	(49,20)	0.3303	0.2403

11. Effetto superficie

L'effetto superficie è descritto in letteratura, ad esempio, in (Gazetas *et al.* 2005). Per prima cosa occorre capire se la Sala dei Laboratori sotterranei è abbastanza ampia da causare tale fenomeno. A tale scopo sono state confrontate le accelerazioni verticali ed orizzontali, calcolate in quattro diversi punti come illustrato in Figura 16: punto C di coordinate (26,20), al livello del pavimento della Sala, punto B (49,11), punto A (26,11) e punto D (49,20).
I punti A e B sono alla stessa quota, il punto C si trova esattamente in mezzeria del pavimento, mentre il punto D si trova alla stessa quota del punto C, ma ad una distanza tale dalla struttura da non risentire dell'eventuale riflessione delle onde sismiche da parte della Sala.
Confrontando le storie temporali delle accelerazioni sono stati riscontrati i valori delle accelerazioni di picco per la componente orizzontale (X_{acc}) e verticale (Y_{acc}), riportati in Tabella 4:
In direzione orizzontale la differenza tra le accelerazioni dei punti A e B, a uguale quota, è di circa 0.1, pari a 0.00032 m/s^2, mentre la differenza tra i punti C e D è l'1.8%, pari a 0.0061 m/s^2.
In direzione verticale per i punti A e B, la differenza è del 3.7%, pari a 0.0090 m/s^2, mentre la differenza tra i punti C e D è del 4.3%, pari a 0.0105 m/s^2.
Si verifica che l'effetto superficie, cioè la riflessione delle onde sismiche causata dalla

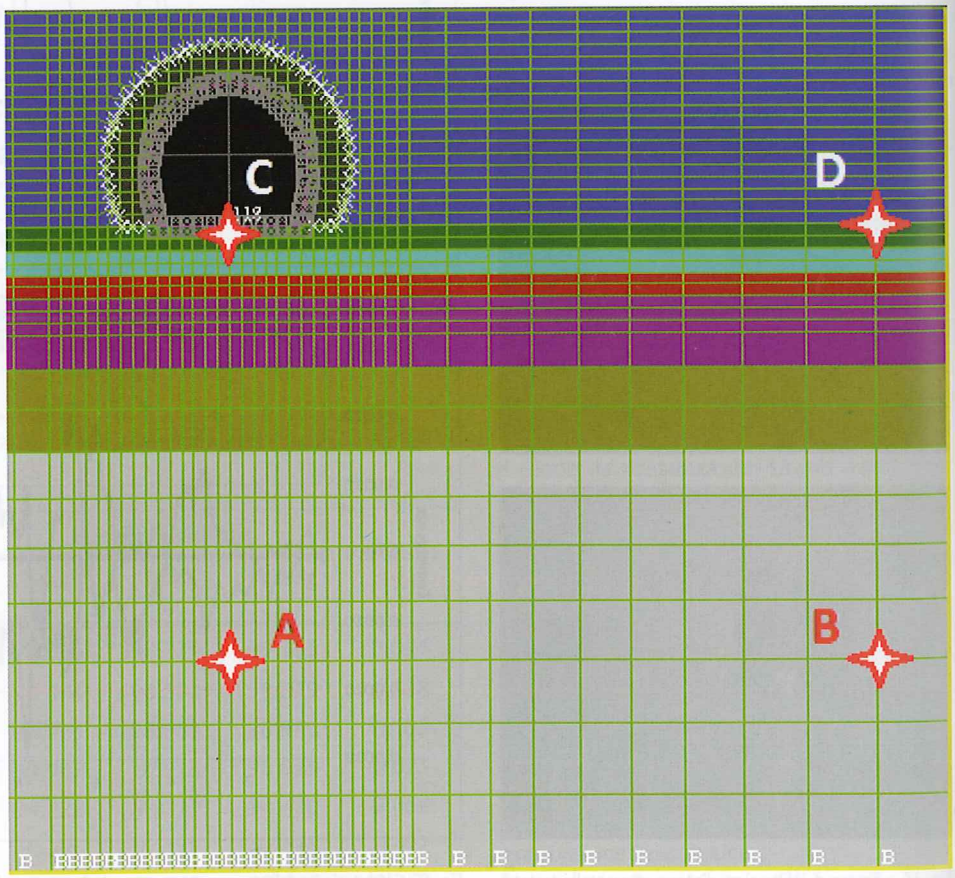


Fig. 16 – Punti utilizzati per verificare l'effetto superficie.

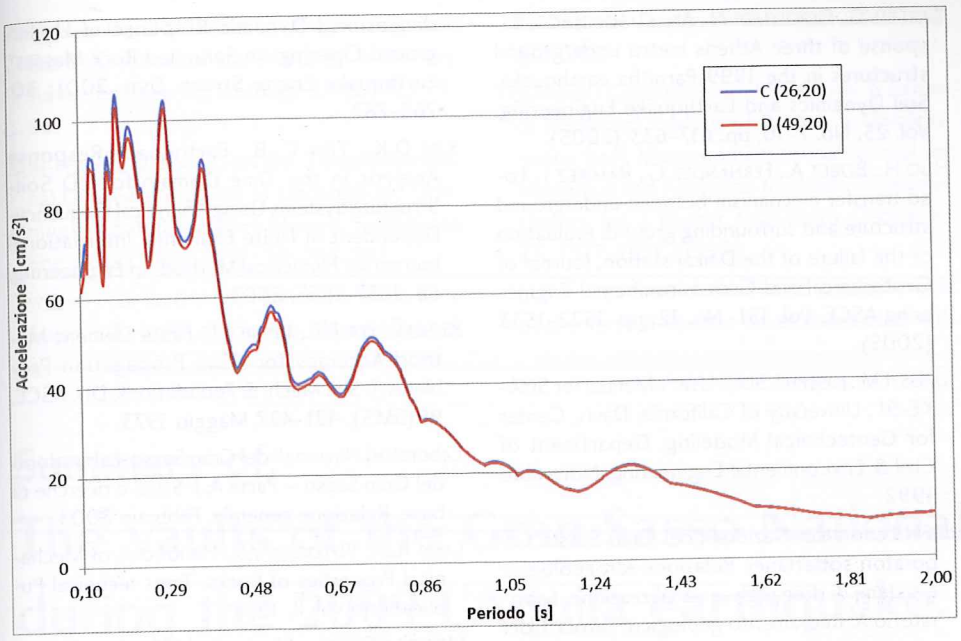


Fig. 17 – Confronto degli spettri di risposta delle accelerazioni nei punti C e D.

presenza di una caverna di dimensioni tali da avvicinarsi al comportamento di una superficie libera, viene evidenziato dal calcolo come un evento di modestissima entità.
Il fenomeno è trascurabile per le accelerazioni verticali (la differenza tra quanto succede sul pavimento della Sala e quanto nella massa di rocca, (C-D)-(A-B) vale 4.3% - 3.7% = 0.6%), e risulta assai modesto per quelle orizzontali (la differenza vale 1.8% - 0.1% = 1.7%).
Per quanto riguarda gli spettri di risposta, la differenza tra quelli dei due punti più discosti (A e B) è pari allo 0.5%: i due spettri sono in sostanza sovrapponibili.
Dal confronto degli spettri delle accelerazioni calcolate alla quota della galleria (punti C e D), mostrato in Figura 17, si osserva come quello che si riferisce al punto C alla sua base sia marginalmente più severo di quello del punto D in roccia indisturbata, soprattutto per quanto riguarda le frequenze maggiori. La differenza massima che si è riscontrata tra i due spettri è pari a 0.0398 m/s² ed in percentuale la differenza è dell'1.45%.

12. Considerazioni conclusive

In termini di sicurezza, l'osservazione saliente è rappresentata dalla registrazione in galleria del sisma M_W 6.3 di L'Aquila del 6 aprile 2009. Esso presenta picchi di accelerazione inferiori ad 0.1 g, meno severi sia di quelli che si sono verificati ad Assergi, dove si trovano i Laboratori esterni, a circa 5 km di distanza, con picchi attorno a 0.2 g, sia di quelli verificatisi a L'Aquila, dove le accelerazioni, in termini di spettro di risposta, sono state circa 10 volte più intense, con picchi fino a 0.5 g. Prendendo in considerazione tali dati è possibile osservare come il Gran Sasso "protegga" in modo efficace i Laboratori dagli eventi sismici, grazie anche alla qualità dell'ammasso roccioso. Richiamando quanto già evidenziato qualitativamente da Dowding e Rozen (1978) prima, e da Sharma e Judd (1991) successivamente, [3, 6], è possibile costatare il buon responso della galleria in oggetto, classificabile come tunnel semicircolare profondo in roccia, all'azione sismica. Rispetto alle osservazioni presenti in letteratura [3, 6], nel presente contributo, tale osservazione è descritta quantitativamente dalle registrazioni raccolte ai margini del massiccio del Gran Sasso.
Il monitoraggio dei Laboratori Nazionali del Gran Sasso, mediante microsismi o terremoti di lieve entità, tramite un collegamento alla rete della Protezione Civile, ha la finalità di approfondire questa osservazione, estendendola a sismi di differente meccanismo focale e differente severità. Per il Laboratorio appare sufficiente lo strumento di registrazione delle accelerazioni già presente istallato, mentre per la Galleria del Gran Sasso, si suggerisce l'installazione di due ulteriori accelerometri in prossimità degli ingressi della Galleria.
Lo stato di sforzo preesistente al sisma è indotto dal peso di 1400 m di calcare sovrastante la galleria. A fronte di questo, la sollecitazione prodotta dal sisma appare non superiore a qualche percentile. L'indagine sullo stato di sforzo è da questo punto di vista poco significativa. Un dato più considerevole è la misura della ovalizzazione del profilo delle Sale, calcolata da una variazione dei diametri attorno a 8 cm.
L'indagine presentata verte principalmente sul monitoraggio degli effetti sismici sulle volte di laboratori. Essa suggerisce di affidare il monitoraggio a quattro accelerometri, collocati nei punti 5, 6, 7, e 8 in Figura 14 e immessi nella rete accelerometrica della Protezione civile. Una semplice elaborazione delle registrazioni consente di calcolare la "convergenza" lungo i due diametri diagonali. Utilizzando i dati dello sciame sismico del 2009, è possibile stabilire una correlazione tra a_g e la deformazione della volta. L'elaborazione di future registrazioni di micro-sismi può affrancare tale correlazione dal rischio di risultare legata ad una singolare caratterizzazione dell'evento sismico. Ulteriori sensori, disposti ai quattro punti 5, 6, 7, e 8 della volta (Fig. 14), consentiranno di tarare il modello di calcolo, in occasione delle registrazione di micro-sismi. La misura della ovalizzazione della volta, corrispondente ad una deformazione ε della roccia pari a 0.004 è legata alla stabilità della volta, ma per essere resa esplicita richiederebbe una modellazione più dettagliata della volta non analizzabile tramite la griglia di calcolo utilizzata.

Ringraziamenti

Al teologo Padre Simone Villa, che ha condiviso l'onere dei calcoli durante la sua tesi di laurea in ingegneria, vanno il nostro affetto e riconoscenza. Tutti i dati riferenti alle Gallerie sono stati forniti dal Laboratorio Nazionale di Fisica del Gran Sasso, con la particolare assistenza dell'Ing. Roberto Tartaglia e Marco Tobia. Un ringraziamento alla società HarpaCeas, per aver messo a disposizione il programma FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, della Itasca

Inc, ed. 2004), ed aver fornito l'assistenza necessaria alla sua applicazione.

Bibliografia

Amoruso A., Crescentini L., GIGS, the Interferometric Station, The Gran Sasso Laboratory 1979-1999, Alessandro Bettini editor, 1999.

Amoruso A., Crescentini L., Coseismic and aseismic strain offsets recorded by the Gran Sasso strainmeter, in The Gran Sasso Laboratory 1979-1999, Alessandro Bettini editor, 1999.

Castellani A., Faccioli E., Costruzioni in zona sismica, Hoepli editore, seconda edizione 2009.

Cavagna B., Chiorboli M., Castellani A., Valente M., Tunnels Metropolitani in Zona Sismica, Ingegneria sismica anno XXIII, n. 1, gennaio aprile 2006.

Cavagna B., Arienti A., Chiorboli M., Castellani A., Calvetti F., Valente M. (2009). Stazione di linea metropolitana, sotto effetto sismico, Ingegneria Sismica, (pp. 35-50), 26.

Chai J.-F., Teng T.-J., Loh C.-H., Determination of first mode ground period and site-dependent design response spectrum for Taiwan High Speed Rail, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 527-536, 2004.

Chen S.-H., Egger P., Three Dimensional Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis of Reinforced Rock Masses and its Application, International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 23, 61-78, 1999.

Davis C.A., Lee V.W., Bardet J.P.; Transverse Response of Underground Cavities and Pipes to Incident SV Waves, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2001; 30: 383-410.

De Luca G., Scarpa R., Abril M., Cirella A., Seismic arrays in The Gran Sasso Laboratory, 1979-1999, Alessandro Bettini editore, 1999.

Doo Kie Kim, Chung-Bang Yun, Earthquake Response Analysis in the Time Domain for 2D Soil–Structure Systems Using Analytical Frequency-Dependent in Finite Elements, International Journal for Numerical Methods in Engineering Int. J. Numer. Meth. Engng 2003; 58: 1837-1855.

Dowding C.H., Rozen A., Damage to rock tunnels from earthquake shaking, Journal of Geotechnical Engineering Division of American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. 2, pp. 175-191 (1978).

Gan-Bin L., Kang-He X., Hai-Lin Y., Scattering of elastic wave by a partially sealed cylindrical shell embedded in poroelastic medium, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29, 1109-1126, 2005.

Gazetas G., Gerolymos N., Anastasopoulos, Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, No. 7-10, pp. 617-633 (2005).

Huo H., Bobet A., Fernandez G., Ramirez J., Load transfer mechanism between underground structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, Vol. 131, No. 12, pp. 1522-1533 (2005).

Idriss, I.M., Joseph I. Sun., User's Manual for SHAKE-91, University of California, Davis, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, Novembre 1992.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Relazione idrogeologica e sistemi di drenaggio e canalizzazione. Laboratorio A. Rilevamento geologico, Tavola 1 del maggio 2003.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Relazione idrogeologica e sistemi di drenaggio e canalizzazione. Laboratorio B. Rilevamento geologico, Tavola 2 del maggio 2003.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Relazione idrogeologica e sistemi di drenaggio e canalizzazione. Laboratorio C. Rilevamento geologico, Tavola 3 del maggio 2003.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Relazione idrogeologica e sistemi di drenaggio e canalizzazione. Galleria Tir, auto e collegamento. Rilevamento geologico, Tavola 4 del maggio 2003.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Relazione idrogeologica e sistemi di drenaggio e canalizzazione. Stazione interferometrica. Rilevamento geologico, Tavola 5 del maggio 2003.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Relazione idrogeologica e sistemi di drenaggio e canalizzazione, Volume in data maggio 2003.

INFN Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratori sotterranei. Opere civili: stato di fatto. Pianta Laboratori "C". Rilievo stato attuale, disegno A 19, del 15.11.93.

Itasca Consulting Group, inc., FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 6.0, User's manual, Minneapolis, 2002, Minnesota.

Karinski Y.S., Shershnev V.V., Yankelevsky D.Z., The Effect of an Interface Boundary Layer on the Resonance Properties of a Buried Structure, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2004; 33: 227-247.

Kattis S.E., Beskos D.E., Jin Kim A.H., Three-dimensional Dynamic Response of Underground Openings in Saturated Rock Masses", Earthquake Engng Struct. Dyn. 2001; 30: 765-782.

Kim D.K., Yun C.-B., Earthquake Response Analysis in the Time Domain for 2D Soil-Structure Systems Using Analytical Frequency-Dependent in Finite Elements, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 58, 1837-1855, 2003.

Kuhlemeyer R.L., Lysmer J., Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427, Maggio 1973.

Laboratori Nazionali del Gran Sasso, Laboratorio del Gran Sasso – Parte A.1 Studi e ricerche di base. Relazione generale, Febbraio 2003.

Lama R.D., Vutukuri V.S., Handbook of Mechanical Properties of Rocks, Trans technical Publications, vol. II, 1978.

Meyers e Chawla, Mechanical behavior of Materials, 570-580. Prentice Hall, Inc., 1999.

Punturo R., Kern H., Cirrincione R., Mazzoleni P., Pezzino A., P- and S-wave velocities and densities in silicate and calcite rocks from the Peloritani Mountains, Sicily (Italy): The effect of pressure, temperature and the direction of wave propagation, Tectonophysics 409 (2005) 55-72.

Scawthorn C., Johnson G. S., Preliminary report Kocaeli (Izmit) earthquake of 17 August 1999, Engineering Structures, 22, 727-745, 2000.

Seed H. Bolton, Idriss I.M., Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-70/10, p. 48, Dicembre 1970.

Sharma S., Judd W.R., Underground opening damage from earthquakes, Engineering geology (Amsterdam), Vol. 30, pp. 263-276 (1991).

Sheng-Hong Chen, Egger P., Three Dimensional Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis of Reinforced Rock Masses and its Application, International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 23, 61-78 (1999).

Srbulov M., A Note on Possible Influence of Seimic Wave Propagation on Tunnels, Shafts And Piles, European Earthquake Engineering, 2007.

Stirbys Anthony F., Radwanski Z. Richard, Proctor Richard J., Escandon Richard F., Los Angeles Metro Rail Project – Geologic and Geotechnical Design and Construction Constraints, Engineering Geology 51 (1999) 203-224.

SULEYMAN DALGIC, Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel of the Anatolian Motorway, Turkey Engineering Geology 67 (2002) 73-96.

SUN-HOON KIM, KWANG-JIN KIM, Three-dimensional Dynamic Response of Underground Openings in Saturated Rock Masses, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2001; 30: 765-782.

TAYLOR PETER R., IBRAHIM HISHAM H., YANG DAN, Seismic Retrofit of George Massey Tunnel, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2005; 34: 519-542.

TOSHIKAZU KAWAMOTO, OG MER AYDAN, A Review of Numerical Analysis of Tunnels in Discontinuous Rock Masses, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 23, 1377-1391 (1999).

UENISHI KOJI, SAKURAI SHUNSUKE, Characteristic of the Vertical Seismic Waves Associated with the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan Earthquake Estimated from the Failure of the Daikai Underground Station, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2000; 29: 13-821.

WANG W.L., WANG T.T., SU J.J., LIN C.H., SENG C.R., HUANG T.H., Assessment of Damage in Mountain Tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake, Tunnelling and Underground Space Technology 16 2001 133-150.

Summary of:

The vaults of the Gran Sasso National Laboratory Halls, during the 2009 L'Aquila earthquake. Design of an earthquake-monitoring system

A. CASTELLANI
Politecnico di Milano, Dipartimento Ingegneria Strutturale
G. CANETTA
CeAS, Milano
S. PACE
Libero professionista
R. GUIDOTTI
Politecnico di Milano, Dipartimento Ingegneria Strutturale

The behaviour of the main of the three underground vaulted halls of the Gran Sasso National Laboratory is analyzed, during the M_W 6.3 earthquake that struck the city of L'Aquila, Italy, on April 2009. The state of stress and strain of a transversal section of the tunnel and surrounding soil is considered, induced by: 1) gravity-induced stress, pre-existing the structure; 2) stress induced during the building of the structure (e.g. earthworks, installation of structural ties and of the inner r.c. layer); 3) stress due to rock relaxation; 4) earthquake-induced stress, taking into account the pre-existing state of strain in the rock.

The analysis, performed with a code relying on Finite Difference method, allows us to take into account, even with a relatively simple model, the time-dependent non-linear behaviour of the soil and of its interface with the r.c. structure. The soil behaviour is updated step-by-step during the seismic analysis, according to the state of strain. A particular focus is devoted to the connection between rock, r.c. layer and ties.

The study relies on a two-dimensional, plane stress analysis. It is reasonable to assume that, within the different possible directions of the seismic action, the direction in the transversal plane is the one in which the structure shows the maximum weakness, and, thus, this is the plane where the seismic acceleration acts in the numerical model.

The presented work is part of a seismic monitoring program of the Gran Sasso National Laboratory, based on an accelerometric array and on numerical models developed for single structures, aimed to assess the effects of a seismic event, in advance of evidences from inspections, which could be slow and incomplete.

At first, the paper presents a bibliographic review of the behaviour of deep tunnels, shallow tunnels and subway stations, similar in size to the studied tunnel. As far as safety is concerned, the main observation is provided by the 6 April 2009 L'Aquila earthquake, recorded in the tunnel. It is possible to notice how efficiently the Gran Sasso mountain "protects" the Laboratory from the seismic events, thanks also to the quality of its rock. Referring to the qualitative evidences in the aforementioned bibliography, the studied tunnel, classifiable as a deep, semi-circular tunnel in rock, has a good response to the seismic action.

The state of stress, pre-existing the earthquake, is induced by the weight of the 1,400 m high limestone column above the tunnel. Compared with that, the stress induced by the earthquake is considerably smaller. From this point of view, the study of the state of stress is not meaningful; a more evident element is the measure of the loss of roundness of the halls, expressed by a change in length of the diameters up to 8 cm.