

Approcci semplificati nella progettazione sismica di gallerie profonde

M. Corigliano¹, C.G. Lai², G. Barla³ ■

Sommario

L'importanza delle gallerie all'interno delle reti di viabilità e di trasporto dell'energia rende la vulnerabilità agli eventi sismici di queste strutture un tema sicuramente strategico. Il rischio associato a tali opere può infatti essere molto elevato, anche per bassi livelli di danno a causa della possibile compromissione della funzionalità della rete.

L'analisi del comportamento sismico di una galleria ubicata in prossimità di una faglia sismogenica è un problema complesso, che spesso viene trascurato in fase di progettazione sia perché le opere sotterranee sono considerate poco sensibili agli effetti dei terremoti, sia per una mancanza di riferimenti normativi specifici. Scopo di questo articolo è illustrare alcuni metodi semplificati per la stima della vulnerabilità sismica di opere sotterranee profonde, differenziando il livello di approfondimento in funzione delle diverse fasi progettuali. Nello studio preliminare viene proposto l'utilizzo delle curve di fragilità che assumono la velocità di picco del suolo (*PGV*) come parametro di scuotimento che meglio si correla al

danneggiamento. Nella fase di progetto più avanzata si rende necessaria la valutazione dell'incremento di sollecitazioni nel rivestimento per effetto dell'azione sismica. A questo scopo si propone una metodologia semplificata che prende in conto l'interazione della galleria con il terreno circostante e allo stesso tempo considera adeguatamente le caratteristiche del moto in condizioni di campo vicino. La risposta della galleria è esaminata sia in direzione trasversale sia in quella longitudinale. L'azione sismica per le analisi dinamiche è definita attraverso storie temporali sintetiche generate utilizzando come sorgente sismica un modello cinematico di faglia estesa. Esse sono impiegate per la stima delle deformazioni di taglio massime indotte dal passaggio delle onde sismiche. L'approccio proposto è stato applicato ad una galleria che fa parte del raddoppio della linea ferroviaria che collega Caserta a Foggia, che è situata in una delle regioni sismicamente più attive del territorio nazionale. I risultati ottenuti con i metodi semplificati sono mostrati essere soddisfacenti da un punto di vista ingegneristico.

1. Introduzione

Le opere sotterranee sono elementi cruciali per le reti di viabilità e componenti importanti delle reti di trasporto dell'energia. L'importanza strategica di queste strutture le rende particolarmente esposte ai rischi naturali quali i terremoti. La progettazione di gallerie in condizioni statiche ha raggiunto oggi un notevole livello di raffinatezza e ciò anche grazie all'uso di modelli numerici di calcolo che consentono la simulazione delle diverse fasi costruttive quali lo scavo, la messa in opera di strutture di sostegno e in generale la modellazione di complesse condizioni al contorno variabili nel tempo. Così non è purtroppo per la valutazione dell'incremento di sollecitazione nel rivestimento della galleria dovuto agli eventi sismici. La risposta una gal-

leria ad una eccitazione sismica è un problema complesso che richiede il coinvolgimento di diverse discipline come la dinamica delle strutture, dei terreni e delle rocce, la geologia strutturale, la sismotettonica e la sismologia applicata. Escludendo le tubazioni, finora relativamente pochi sforzi sono stati dedicati a questo argomento principalmente perché le opere sotterranee sono da sempre considerate poco sensibili agli effetti dei terremoti. Inoltre, un aspetto critico nella valutazione della risposta sismica di una galleria è costituito dalla quasi totale mancanza di norme e prescrizioni sia a livello nazionale che internazionale. Attualmente gli unici documenti che trattano specificatamente di opere in sotterraneo in condizioni sismiche sono la norma ISO 23469 "Bases for design of struc-

¹ Eucentre, Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ mirko.corigliano@eucentre.it

² Eucentre, Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ carlo.lai@eucentre.it

³ Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - ✉ giovanni.barla@polito.it

tures – Seismic actions for designing geotechnical works” del 2005 e il documento AFPS/AFTES “Earthquake design and protection of underground structures” del 2001. La ridotta vulnerabilità sismica di tali strutture rispetto alle corrispondenti opere fuori terra associata alla mancanza di una normativa specifica e alla complessità del problema, fa sì che il progettista spesso trascuri la valutazione dell’incremento di sollecitazione indotta dal sisma. Entrando nel merito del problema tecnico, è importante rilevare che la risposta sismica delle opere sotterranee è considerevolmente diversa da quella delle strutture fuori terra poiché la massa complessiva della struttura è solitamente piccola se confrontata con la massa del terreno circostante inoltre, l’effetto di confinamento garantito dal terreno fornisce un elevato smorzamento. Per le strutture sotterranee la risposta sismica è principalmente governata dal comportamento del terreno circostante e non dalle caratteristiche inerziali della struttura. Sulla base di queste considerazioni il progetto sismico delle opere in sotterraneo si focalizza quindi sulle deformazioni indotte dal terreno e sulla loro interazione con la struttura.

In relazione alla specificità della fase progettuale, la risposta sismica delle opere in sotterraneo può essere analizzata seguendo un diverso livello di approfondimento. Per esempio, in fase di progetto preliminare la vulnerabilità sismica delle gallerie può essere adeguatamente studiata per mezzo delle curve di fragilità. Nel caso in cui sia necessario stimare l’incremento di sollecitazione agente nel rivestimento causato dal sisma si dovrà invece ricorrere a metodi più raffinati. L’articolo illustra una metodologia per la valutazione della risposta sismica di gallerie profonde ubicate in prossimità di faglie sismogeniche utilizzando sia l’approccio delle curve di fragilità (Corigliano e al., 2007c), sia un metodo semplificato basato sul calcolo dell’incremento di sollecitazioni indotto nel rivestimento tenendo conto dell’interazione suolo-struttura.

La valutazione del comportamento sismico di una galleria richiede la conoscenza delle solle-

citazioni agenti sul rivestimento prima del terremoto. Per tale ragione le analisi sismiche devono sempre essere precedute da analisi statiche che simulino l’evoluzione dello stato di sforzo durante le varie fasi realizzative della galleria.

Per quanto riguarda l’incremento di sollecitazione indotto nel rivestimento dal sisma, esso è stato valutato in direzione trasversale utilizzando la soluzione analitica sviluppata da Corigliano e al. (2006). La soluzione è stata derivata per due condizioni al contorno all’interfaccia rivestimento-terreno: completo scorrimento e scorrimento impedito. La risposta sismica è analizzata in modo pseudo-statico applicando al rivestimento un campo di deformazione di taglio puro. Per quel che concerne la risposta longitudinale (lungo l’asse della galleria), essa è stata valutata utilizzando un modello numerico semplificato, in cui la galleria è assunta costituita da elementi trave connessi al terreno circostante da una serie di elementi di interfaccia di tipo visco-elastico.

Un aspetto rilevante nella valutazione del comportamento sismico di una struttura è la definizione dell’azione sismica. Nel caso delle opere sotterranee è di particolare rilevanza l’azione sismica in condizioni di campo vicino e cioè in prossimità di una faglia sismogenica. Nell’articolo viene illustrato un approccio deterministico basato sulla definizione di un evento di scenario e sulla simulazione di sismogrammi sintetici utilizzando un modello cinematico di sorgente sismica. Per i non-specialisti viene anche presentato un approccio semplificato basato sulla stima, attraverso una correlazione empirica, della deformazione a taglio massima indotta dal passaggio delle onde sismiche.

L’approccio descritto è stato applicato allo studio della risposta sismica di una galleria situata nell’Italia Meridionale. La galleria fa parte del progetto di raddoppio della linea ferroviaria che collega Caserta a Foggia, ed è situata in prossimità di una faglia sismogenica nel settore nord degli Appennini Meridionali, una delle regioni sismicamente più attive del territorio nazionale. L’analisi sismica della galleria è stata effettuata simulando la riattivazione di detta faglia.

2. La risposta sismica di opere in sotterraneo

Lo sviluppo di modelli analitici per la valutazione del danno causato da un terremoto richiede come punto di partenza la revisione del comportamento delle opere in sotterraneo durante eventi sismici passati. In questa prima

parte dell’articolo vengono elencati i principali fattori che controllano la risposta sismica delle opere in sotterraneo e che maggiormente influenzano il loro danneggiamento. Tradizionalmente le opere in sotterraneo sono considerate meno vulnerabili rispetto alle corrispondenti opere fuori terra. I motivi princi-

pali di questa minore vulnerabilità sono legati a diversi aspetti quali (Barton 1984; Ates e al, 1995):

- le opere fuori terra risentono dell'effetto della superficie libera;
- la minore tendenza delle opere in sotterraneo ad essere eccitate alla loro frequenza di risonanza;
- le onde superficiali (onde di Love e di Rayleigh) sono praticamente assenti oltre certe profondità (una lunghezza d'onda);
- le dimensioni dello scavo sono piccole rispetto alla lunghezza d'onda predominante del moto del terreno;
- le caratteristiche del terreno migliorano al crescere della profondità.

Tuttavia si sono verificati diversi casi nei quali opere sotterranee tra cui gallerie sono state fortemente danneggiate a causa dei terremoti. Alcuni recenti esempi comprendono il terremoto di Kobe (Giappone) nel 1995, il terremoto di Chi-Chi (Taiwan) nel 1999 e il terremoto di Niigata (Giappone) nel 2004. Anche in Italia durante il terremoto dell'Irpinia nel 1980 alcune gallerie sono state gravemente danneggiate.

Le cause di danneggiamento delle opere sotterranee per effetto di un terremoto possono essere suddivise in tre categorie (Dowding e Rozen, 1978):

- danneggiamento dovuto allo scuotimento;
- danneggiamento dovuto allo spostamento di faglia (dislocazione tettonica);
- danneggiamento conseguente ad un fenomeno di instabilità che si verifica nel terreno (ad es. liquefazione, frane, ecc.).

Poiché l'interesse di questo articolo è posto alla risposta di opere sotterranee profonde, non vengono considerati i fenomeni di instabilità superficiale del terreno (liquefazione e frane). Infine la dislocazione tettonica può essere considerata solo indirettamente associata all'azione sismica ed il danno conseguente è concentrato in una zona relativamente ristretta che può essere identificata da studi geologici e sismologici.

La risposta della galleria per effetto dello scuotimento causato da un evento sismico è influenzata da diverse variabili, le più importanti delle quali comprendono (Dowding e Rozen, 1978; St. John e Zahrah, 1987; Sharma e Judd, 1991; Wang e al., 2001):

- la forma delle gallerie, dimensione e profondità della struttura;
- le caratteristiche del terreno e/o dell'am-

- masso roccioso circostante;
- le caratteristiche meccaniche della struttura e del suo rivestimento;
- l'intensità dell'evento sismico.

Diversi autori hanno raccolto informazioni relative al danneggiamento di gallerie dovuto a eventi sismici. La banca dati più completa e recente è quella raccolta da Power e al. (1998) nella quale vengono considerati solo dati di danno dovuti eventi ben documentati (in termini di magnitudo, posizione e danneggiamento della galleria) provenienti da 10 terremoti, compreso il terremoto di Kobe (Giappone) del 1995, per un totale di 204 casi. Recentemente questa banca dati è stata aggiornata (Corigliano, 2007) includendo le informazioni relative ai recenti terremoti di Chi-Chi (Taiwan) 1999 e Niigata (Giappone) 2004. Il danneggiamento dovuto allo scuotimento si verifica per le opere in sotterraneo nel caso:

- di eventi di elevata intensità;
- in opere realizzate in prossimità di una sorgente sismica (distanza <math><15 \div 25 \text{ km}</math>);
- in zone in cui l'ammasso roccioso è caratterizzato da scadenti proprietà meccaniche;
- in presenza di gallerie non rivestite o con rivestimento in muratura;
- in corrispondenza di zone dove si ha una forte variazione delle caratteristiche meccaniche o stratigrafiche dei terreni e/o nel rivestimento.

Un'attenta analisi dei danni subiti dalle opere sotterranee durante questi eventi sismici mostra che molte delle gallerie danneggiate erano situate in prossimità di una faglia. La vicinanza alla sorgente sismica costituisce un elevato fattore di rischio e richiede una attenta definizione dell'input sismico per le analisi. Inoltre è necessario rimarcare che per infrastrutture importanti quali le gallerie ferroviarie ed autostradali anche un danneggiamento limitato può compromettere la funzionalità di una intera rete con un grande impatto nella fase di emergenza post-sismica. Infine, l'effetto di danneggiamento sul rivestimento può anche essere non immediato. Infatti la formazione di uno stato fessurativo può causare infiltrazione di acqua verso la galleria con asportazione del contenuto di materiale fine dalla matrice di terreno circostante la galleria, e successivo incremento dello stato di sforzo nel rivestimento. Per questo motivo anche un moderato livello di danno può mettere fuori servizio la galleria nella fase post-sismica.

3. Stima della vulnerabilità sismica mediante l'utilizzo delle curve di fragilità

Uno strumento utile nella valutazione della vulnerabilità sismica delle opere in sotterraneo in fase di progettazione preliminare è rappresentata dalle curve di fragilità. La vulnerabilità sismica di una struttura può essere definita come la suscettibilità della struttura stessa ad essere danneggiata da uno scuotimento sismico del suolo avente una prefissata intensità. La curva di fragilità rappresenta una relazione tra l'intensità dell'evento sismico e la vulnerabilità della struttura. La definizione di detta curva richiede pertanto una classificazione del danno, ed una quantificazione dell'intensità dello scuotimento sismico. Le curve di fragilità possono consentire al progettista di decidere, in fase preliminare, se il problema in esame richiede analisi più raffinate. Questo è un aspetto rilevante nelle applicazioni ingegneristiche considerando la complessità associata a questo tipo di analisi in termini di parametri di input richiesti e sforzo computazionale.

Le curve di fragilità possono essere suddivise in quattro categorie sulla base dei dati che vengono utilizzati per la loro determinazione:

- curve di fragilità empiriche;
- curve di fragilità basate sull'esperienza;
- curve di fragilità analitiche;
- curve di fragilità ibride.

in cui i parametri delle diverse curve sono ottenuti rispettivamente da rilievi post-sismici, da opinione di esperti del settore, da simulazioni numeriche o da una combinazione dei casi precedenti. Nel seguito vengono derivate curve di fragilità di tipo empirico, cioè basate

su dati di danneggiamento ricavati durante rilievi post-sismici. Le curve di fragilità correlano il danno all'intensità dell'azione sismica, dunque l'interpretazione delle informazioni riguardanti il danneggiamento richiedono la definizione di una scala di danno e la scelta di un parametro di scuotimento, entrambi gli aspetti sono discussi nei paragrafi successivi.

3.1 Scala di danno

Dal censimento dei danni prodotti nelle opere sotterranee da terremoti passati, si rileva una grande variabilità di informazioni in termini di dati geometrici, parametri dell'ammasso roccioso, parametri sismologici del terremoto, parametri di scuotimento, tipo di danno, tipo di rivestimento ed altri ancora. Di conseguenza è fondamentale definire in modo univoco una scala di danneggiamento. Le scale di danno pubblicate in letteratura possono essere suddivise in due gruppi: il primo è strettamente legato al danno strutturale, mentre il secondo è legato alla funzionalità della struttura dopo l'evento sismico. La scala di danno utilizzata in questo articolo è definita in accordo a quanto proposto da Huang e al. (1999), in cui vengono considerati sia i danni strutturali che la funzionalità post-sismica. Tale scala è stata completata con alcune considerazioni proposte da ALA (2001) per quanto riguarda il danno strutturale, mentre per la funzionalità dell'opera sono stati contemplati i criteri definiti da RTRI (2001). La scala di danno utilizzata, riportata nella Tabella 1, considera quattro livelli (assente, lieve, moderato e severo) raggruppati in tre categorie A, B e C in cui la categoria A include l'assenza di danno e il danno lieve. La scala di danno utilizzata è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 - Criteri di danneggiamento delle gallerie (modificata da Huang e al., 1999)

Livello di danno	Stato limite	Descrizione del danno*	Funzionalità
Assente	A	Nessun danno riscontrabile da una ispezione visiva.	L'immediata interruzione dell'utilizzo non è necessaria
Lieve	A	Danno lieve riscontrabile da una ispezione visiva, fessurazione del rivestimento in calcestruzzo, apertura locale di giunti e ostruzione della cavità, aperture di fessure ($w < 3 \text{ mm}$, $l < 5 \text{ m}$).	
	Controllo del danno	Fessurazione e danneggiamento ($w > 3 \text{ mm}$, $l > 5 \text{ m}$) del rivestimento, crollo di parte del rivestimento o della roccia in sezioni non rivestite, schiacciamento del rivestimento in calcestruzzo, fessurazione della pavimentazione, deformazione dei piedritti, deformazione delle barre di rinforzo, danneggiamento dell'impianto di ventilazione o di illuminazione.	Interruzione dell'utilizzo solo per 2 o 3 giorni
Moderato	B		
	Prevenzione del collasso		
Severo	C	Collasso della volta o dei piedritti, collasso del portale di accesso, frane indotte dal collasso della galleria, scorrimento del rivestimento, sollevamento della pavimentazione e/o dell'arco rovescio, allagamento della galleria.	Interruzione dell'utilizzo per un lungo periodo di tempo

*w = ampiezza delle fessure, l = lunghezza delle fessure

3.2 Scelta del parametro di scuotimento

La scelta del parametro per quantificare l'intensità dello scuotimento del terreno ha una forte influenza sull'affidabilità delle analisi di vulnerabilità. Un parametro spesso utilizzato nelle curve di fragilità esistenti è l'accelerazione di picco al suolo (*PGA*). Tuttavia si è visto che la *PGA* non mostra una buona correlazione con il danneggiamento indotto ad una struttura, in particolare per le opere in sotterraneo e ciò può essere ricondotto ai seguenti aspetti:

- di norma le gallerie profonde subiscono danni per effetto di un evento sismico quando sono ubicate in prossimità di una sorgente sismogenica. Il moto sismico in condizioni di campo vicino e di direttività diretta è caratterizzato da un segnale di lungo periodo, a banda stretta e di elevata intensità. Tali caratteristiche sono particolarmente evidenti nei velocigrammi. Infatti la velocità di picco al suolo (*PGV*) è notevolmente più elevata rispetto a quella di un segnale registrato in condizioni ordinarie, cioè in zone dove gli effetti di direttività sono trascurabili.
- la risposta sismica delle opere in sotterraneo è governata dal campo di deformazione imposto, che può essere correlato alla *PGV* attraverso la seguente relazione:

$$PGS = \frac{PGV}{C_a} \quad (1)$$

dove *PGS* è la massima deformazione del terreno e C_a rappresenta la velocità di propagazione apparente dell'onda considerata.

Inoltre occorre sottolineare che la correlazione tra danno, energia cinetica dissipata nei processi di fessurazione e degrado sono funzione diretta della velocità di moto, indipendentemente da considerazioni riguardanti specificatamente le opere sotterranee.

Per queste ragioni si ritiene che il parametro che meglio quantifica lo scuotimento del terreno per la valutazione della vulnerabilità sismica delle opere in sotterraneo è il picco di velocità del suolo (*PGV*). Poiché non è possibile avere una misura diretta della *PGV* alla profondità della galleria, la *PGV* può essere stimata utilizzando una legge di attenuazione appositamente calibrata sulla base di dati registrati in condizione di campo vicino. Tra le differenti leggi di attenuazione proposte in

letteratura, si è utilizzata la relazione di Bray e Rodriguez-Marek (2004) perché basata su un numero elevato di registrazioni in prossimità di faglie sismogenetiche che hanno prodotto effetti di direttività in avanti:

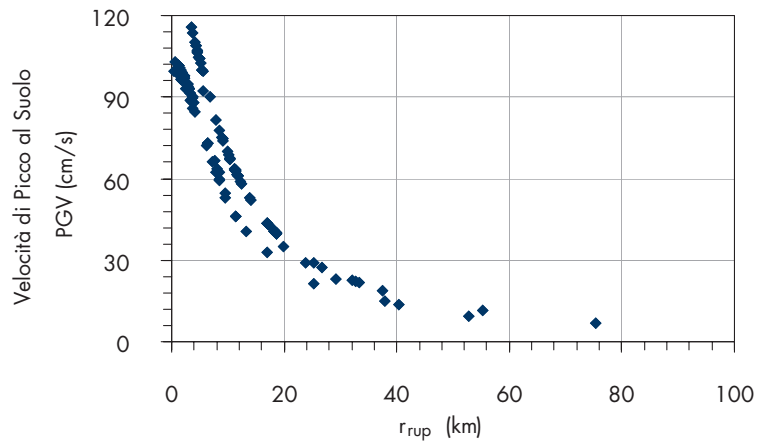
$$\ln(PGV) = 4.51 + 0.34 \cdot M_W - 0.57 \cdot \ln(R^2 + 7^2) \quad (2)$$

dove *PGV* è misurata in cm/s, M_W è la magnitudo momento ed *R* è la distanza dalla rottura (r_{rup}) misurata in km. Al fine di valutare la *PGV* attraverso la legge di attenuazione è dunque necessario conoscere la magnitudo momento (M_W) del terremoto e la distanza del sito dal piano della faglia. La necessità di utilizzare la distanza del sito dal punto di rottura; quest'ultimo aspetto pone un problema importante, in quanto molte banche dati che riportano danni a gallerie indotti da eventi sismici (ad es. Dowding e Rozen, 1978; Owen e Scholl, 1981; Sharma e Judd, 1991) contemplano la distanza epicentrale o ipocentrale, la quale può essere molto diversa da quella tra il sito e il piano della faglia. La valutazione della distanza dal piano della faglia richiede la conoscenza della geometria della faglia (ad es. dimensioni, azimuth, angolo di immersione, posizione dell'ipocentro) e la posizione relativa della galleria danneggiata. La conoscenza di questi dati è in genere difficoltosa, ed essi sono noti solo per i terremoti più recenti. Nel seguito la distanza del sito di ubicazione della galleria dal piano di faglia è stata calcolata per gallerie danneggiate durante i terremoti di Kern County (USA) nel 1952, Loma Prieta (USA) nel 1989, Northridge (USA) nel 1994, Kobe (Giappone) nel 1995, Chi Chi (Taiwan) nel 1999 e Niigata (Giappone) nel 2004, per un totale di 121 casi. La Figura 1 riporta per i casi esaminati la corrispondenza tra *PGV* e r_{rup} . Si invita il lettore interessato a maggiori dettagli sulla stima della *PGV* e del corrispondente livello di danno per i casi esaminati a consultare la tesi di dottorato di Corigliano (2007).

3.3 Curve di fragilità esistenti

In letteratura sono disponibili curve di fragilità ricavate specificatamente per opere sotterranee. La maggior parte degli autori considerano due opzioni per il terreno: roccia e depositi alluvionali, che vengono associati rispettivamente a gallerie profonde e gallerie superficiali a sezione scatolare.

Fig. 1
Corrispondenza tra PGV e r_{rup}
per i casi esaminati.



Il documento ATC13 (ATC, 1985) considera una matrice di probabilità del danneggiamento usando come parametro di scuotimento la scala macrosismica di intensità Mercalli Modificata (MMS). Tale matrice è stata convertita nella distribuzione di probabilità cumulativa usando la procedura descritta dal documento ASCE (1985) secondo quanto riportato da ALA (2001). Le curve di fragilità ATC13 sono state ottenute sulla base del giudizio di persone esperte del settore. Le curve di fragilità definite da HAZUS (NIBS, 2004) considerano sia la vulnerabilità conseguente allo scuotimento sismico, sia quella legata a fenomeni di instabilità nel terreno (ad es. frane e scorrimenti di faglia). Nel primo caso viene utilizzato come parametro per la stima dello scuotimento l'accelerazione di picco del suolo (PGA), mentre nel secondo lo sposta-

mento permanente del terreno. Le curve di fragilità HAZUS sono di tipo ibrido in quanto si basano sia sul giudizio di persone esperte che su informazioni derivanti da rilievi post-sismici presenti nelle banche dati raccolte da Dowding e Rozen (1978) e Owen e Scholl (1981). L'American Lifelines Alliance (ALA, 2001) fornisce curve di fragilità empiriche per gallerie profonde in roccia e per sezioni scatolari in terreni superficiali, considerando diverse opzioni per la qualità della realizzazione (da cattive a medie e buone). Le curve di fragilità sono basate sulla banca dati creata da Power e al. (1998). Il valore mediano dell'accelerazione di picco del suolo (PGA), ed in alcuni casi lo scarto quadratico medio log-normale (β) delle curve di fragilità proposte da ATC13, HAZUS e ALA (2001), sono mostrati in Tabella 2.

Tabella 2 - Curve di fragilità esistenti – PGA mediana e scarto quadratico medio log-normale (β)

Tipo di galleria e condizioni dell'ammasso roccioso		Danno	Stati
		Danno Minore o lieve (β)	Danno Moderato (β)
ALA 2001	roccia: condizioni costruttive da cattive a medie*	0.35 g (0.4)	0.55 g (0.4)
	roccia: buone condizioni costruttive	0.61 g (0.4)	0.82 g (0.4)
	terreno: condizioni costruttive da cattive a medie**	0.3 g (0.4)	0.45 g (0.4)
	terreno: buone condizioni costruttive	0.5 g (0.4)	0.7 g (0.4)
HAZUS 99	condizioni costruttive da cattive a medie (Terreni alluvionali)	0.50 g (0.4)	0.70 g (0.6)
	buone condizioni costruttive (roccia)	0.60 g (0.4)	0.80 g (0.6)
ATC-13	Terreni alluvionali	0.44 ÷ 0.44 g	0.74÷0.84 g
	Roccia	0.45 g	0.94 g

*PGA per danneggiamento severo = 1.1g ($\beta = 0.5$) ** PGA per danneggiamento severo = 0.95g ($\beta = 0.5$)

3.4 Definizione di curve di fragilità empiriche

In termini probabilistici, una curva di fragilità è una relazione matematica che lega la probabilità di raggiungere o superare un determinato livello di danno prodotto da un prefissato livello di scuotimento sismico. Di seguito vengono illustrate curve di fragilità empiriche basate sulla banca dati descritta nel paragrafo precedente che utilizzano come parametro di scuotimento, il picco di velocità del suolo (PGV). Le curve assumono una distribuzione statistica di tipo log-normale. Ogni curva di fragilità è caratterizzata dal valore mediano della PGV (x_{50}) e dallo scarto quadratico medio (β) del logaritmo della grandezza. La relazione funzionale della distribuzione di probabilità è data dalla seguente espressione:

$$P[X > x] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln x - \ln x_{50}}{\beta} \right) \quad (3)$$

dove Φ è la distribuzione cumulativa log-normale. Una rappresentazione grafica dell'equazione (3) per le classi di danno A e B descritte nel paragrafo 3.1 è riportata in Figura 2, mentre la Tabella 3 riassume i parametri della distribuzione. Le curve di fragilità non sono state derivate per la classe di danno severo (C) a cui corrisponde generalmente il collasso della struttura. Nei casi esaminati il danno severo (C) si è spesso verificato in corrispondenza del portale di imbocco della galleria, tale tipologia di danneggiamento può essere attribuibile a fenomeni di

instabilità del pendio che solo in parte sono correlati all'intensità dello scuotimento e dunque non completamente correlabili alla PGV.

Dai risultati dell'analisi si osserva una elevata dispersione per la classe di danno A (da assente a lieve) la quale è caratterizzata da un elevato valore del parametro β . Al contrario, per la classe di danno B la dispersione è più contenuta e l'intervallo di valori della PGV rispetto al quale può verificarsi un danno moderato è compresa tra 40 e 115 cm/s. Tuttavia in questo intervallo vengono registrati diversi casi in cui non si è verificato danno alle opere in sotterraneo. Questo è dovuto a diverse ragioni. In primo luogo il valore della PGV stimato con la legge di attenuazione di Bray e Rodriguez-Marek (2004) rappresenta la componente normale alla faglia che corrisponde alla direzione in cui sono maggiori gli effetti di direttività dovuti al campo vicino. Se un sito della banca dati risulta esente da effetti di direttività, il valore della PGV risulta notevolmente inferiore. Un'altra ragione è legata al fatto che la vulnerabilità sismica delle gallerie profonde è fortemente influenzata dal tipo di rivestimento e dalle caratteristiche del terreno circostante e la banca dati considerata in questo studio è da questo punto di vista piuttosto eterogenea.

Tuttavia è inoltre da sottolineare che la stima della PGV è stata fatta con la sola legge di attenuazione di Bray e Rodriguez-Marek (2004) e dunque non vengono tenute in conto le caratteristiche di attenuazione regionali dei

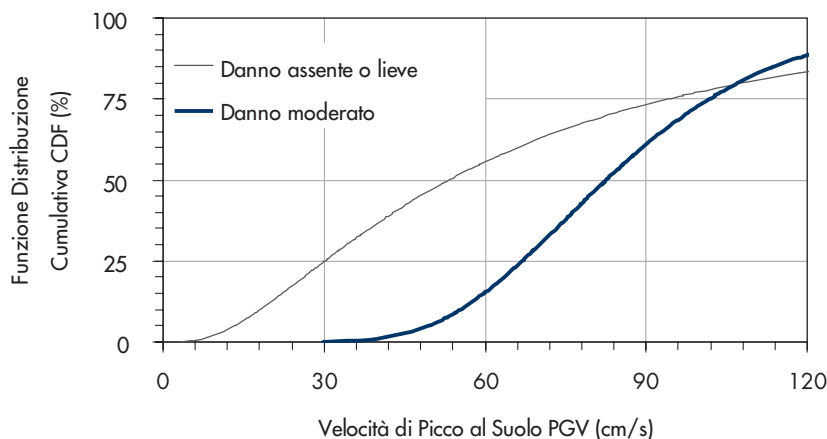


Fig. 2
Curve di fragilità per gallerie profonde per la classe di danno A (danno assente o lieve) e B (danno moderato) (Corigliano e al., 2007c).

Tabella 3 - Parametri per la definizione delle curve di fragilità per gallerie

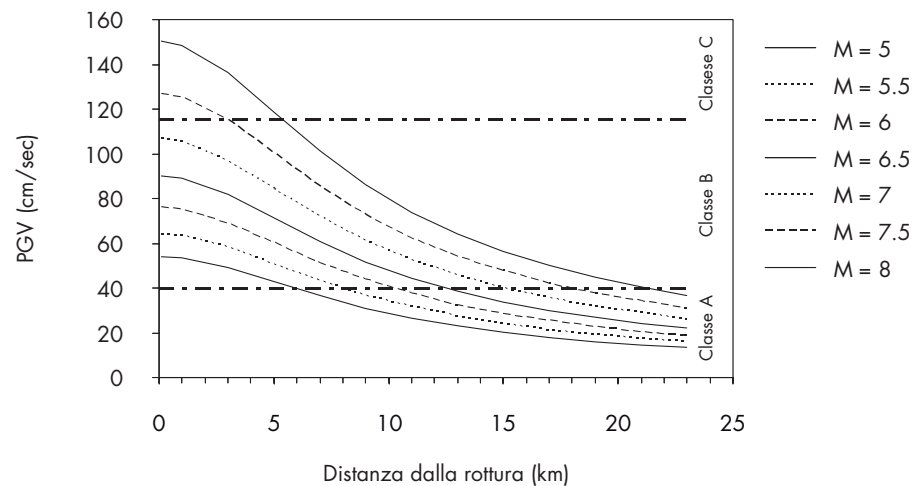
	Mediana	Scarto quadratico medio lognormale
Classe A - Danno assente o lieve	53.2 cm/s	0.84
Classe B - Danno moderato	85.5 cm/s	0.31

luoghi dove le gallerie sono state danneggiate. In relazione a queste considerazioni è da sottolineare che il limite inferiore per l'intervallo di valori della classe di danno B (40 cm/s) può essere considerato un valore al di sotto del quale difficilmente si verifica un danneggiamento. Al contrario, anche al di sotto del limite superiore della classe di danno B (115 cm/s) può verificarsi un danno severo. Una relazione tra danno e PGV è stata proposta da Dowding e Rozen (1978) la quale prevede per un prefissato livello di danno un intervallo di valori della PGV compresi tra 20 e 90 cm/s. Questi intervalli di velocità sono stati stimati con riferimento ad una banca dati ridotta (e dunque contenente più incertezze), una legge di attenuazione non

specificatamente ricavata da registrazioni in condizioni di campo vicino e non considerando la distanza del sito dal punto di rottura. Per questi motivi gli intervalli di velocità proposti da Dowding e Rozen (1978) sono da ritenersi meno affidabili dei risultati ottenuti in questo studio.

Combinando le informazioni derivanti dalla stima del parametro PGV attraverso la legge di attenuazione di Bray e Rodriguez-Marek (2004) con il livello di danno per le diverse classi ricavato in questo studio, è possibile ottenere un stima approssimativa del danno atteso per la galleria considerata, a partire da un evento di scenario definito in termini di magnitudo (M_W) e distanza dalla rottura come illustrato nella Figura 3.

Fig. 3
Confronto tra la PGV stimata con la legge di attenuazione di Bray e Rodriguez-Marek (2004) e il livello di danno atteso (Corigliano e al., 2007c).



4. Modellazione semplificata della risposta sismica di gallerie profonde

La risposta sismica delle opere sotterranee è controllata dal campo di deformazione indotto dalla propagazione delle onde sismiche e dall'interazione dell'ammasso roccioso con la struttura. Per la stima dell'incremento di sforzo nel rivestimento prodotto da un terremoto possono essere utilizzati due approcci; il primo prevede l'analisi in condizioni di campo libero (analisi "free-field") in cui si trascura la presenza della struttura, mentre nel secondo si tiene debitamente in conto l'effetto dell'interazione dinamica suolo-struttura.

Il campo di deformazione indotto nel terreno a causa di un terremoto è piuttosto complesso a causa del processo di rottura che genera il movimento della faglia e dei fenomeni di diffrazione, riflessione e rifrazione delle onde sismiche con gli strati superficiali e profondi della crosta terrestre. Ai fini ingegneristici per

opere sotterranee soggette a scuotimento sismico è sufficiente considerare i seguenti modi di deformazione, ritenuti più importanti (Owen e Scholl, 1981):

- compressione/estensione;
- flessione longitudinale;
- ovalizzazione della sezione trasversale.

Diversi sono i metodi di analisi che possono essere utilizzati; essi si distinguono per il livello di raffinatezza e per i dati richiesti dalla caratterizzazione geologico-geotecnica, e possono essere generalmente raggruppati nelle tre categorie:

1. metodi pseudo-statici;
2. metodi dinamici semplificati;
3. metodi dinamici rigorosi.

Il lettore interessato può trovare una dettagliata descrizione dei metodi di calcolo utilizzati per l'analisi sismica delle gallerie nei

lavori di Wang (1993), Hashash e al. (2001) e Corigliano (2007).

In questo studio l'attenzione è riposta sui metodi semplificati. L'obiettivo è quello di fornire un metodo semplificato per la stima dell'incremento di sollecitazione nel rivestimento di una galleria prodotto da un terremoto tenendo adeguatamente conto delle caratteristiche del moto sismico in prossimità della sorgente e del fenomeno dell'interazione suolo-struttura. Data la complessità del problema è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative tra cui si citano la separazione della generazione dell'input sismico dallo studio dell'interazione suolo-struttura, il disaccoppiamento della risposta trasversale da quella longitudinale, l'uso di leggi costitutive semplici (ad es. mezzo continuo elastico o viscoelastico).

4.1 Risposta della sezione trasversale

In direzione trasversale il modo di deformazione più critico è l'ovalizzazione della sezione. In letteratura esistono due soluzioni analitiche largamente utilizzate nella pratica ingegneristica per il calcolo dell'incremento di sollecitazioni nel rivestimento per effetto di un evento sismico: quella di Wang (1993) e quella di Penzien (2000). Entrambe le soluzioni contemplano due diverse ipotesi di scorrimento all'interfaccia tra il rivestimento e l'ammasso roccioso: completo scorrimento e scorrimento impedito. Esse forniscono risultati identici per la condizione di completo scorrimento, ma la soluzione proposta da Penzien (2000) sottostima lo sforzo assiale per la condizione di scorrimento impedito. Hashash e al. (2005) hanno dimostrato, studiando il

problema con un codice di calcolo numerico, che la soluzione di Wang (1993) è quella che conduce a risultati più corretti. Recentemente Bobet (2003) ha sviluppato una soluzione analitica che prende in conto anche l'effetto della pressione interstiziale.

Nel seguito viene riportata una soluzione analitica in forma chiusa ricavata in modo indipendente dalle soluzioni precedenti e che conferma le conclusioni ottenute per via numerica da Hashash e al. (2005). La soluzione proposta considera una galleria circolare soggetta ad una condizione di deformazione piana. L'ammasso roccioso, avente estensione infinita, è considerato come mezzo elastico omogeneo ed isotropo, mentre il rivestimento della galleria è assimilato ad un guscio cilindrico anch'esso soggetto a condizioni di deformazione piana (Fig. 4). Le relazioni per la stima degli spostamenti e dello stato di sforzo nell'ammasso roccioso e nel rivestimento sono state ottenute seguendo lo stesso approccio utilizzato da Einstein e Schwartz (1979), in cui tuttavia l'ipotesi che le sollecitazioni indotte nel rivestimento siano causate dagli effetti di scavo è stata sostituita con un carico esterno imposto che simula l'effetto del terremoto. Di seguito vengono riportate le espressioni finali per la valutazione dell'incremento di sforzo causato dalla sollecitazione sismica, mentre per i dettagli della derivazione si rimanda il lettore interessato al lavoro di Corigliano (2007).

L'effetto dell'azione sismica può essere simulato considerando la risposta di una sezione trasversale soggetta ad un campo di defor-

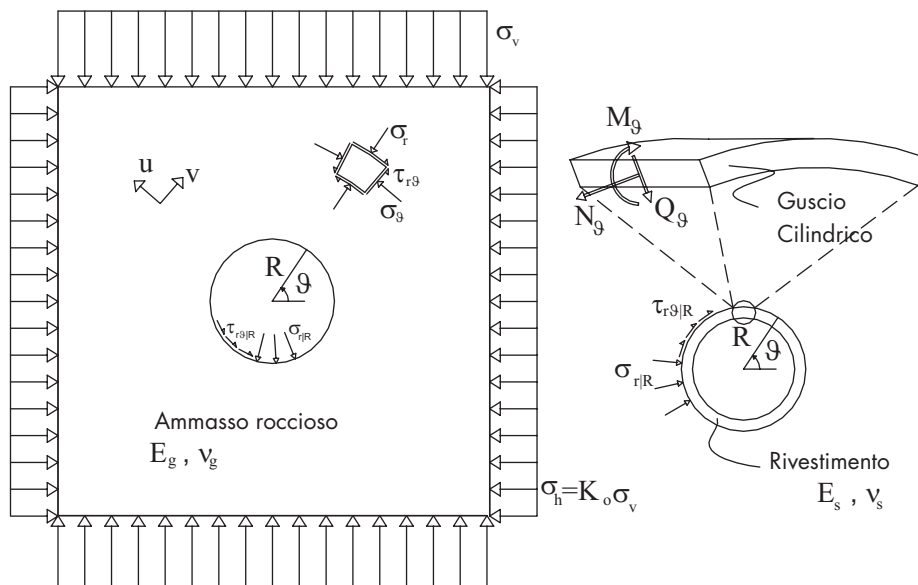


Fig. 4
Modello continuo
dell'ammasso roccioso e del
guscio cilindrico di rivestimento

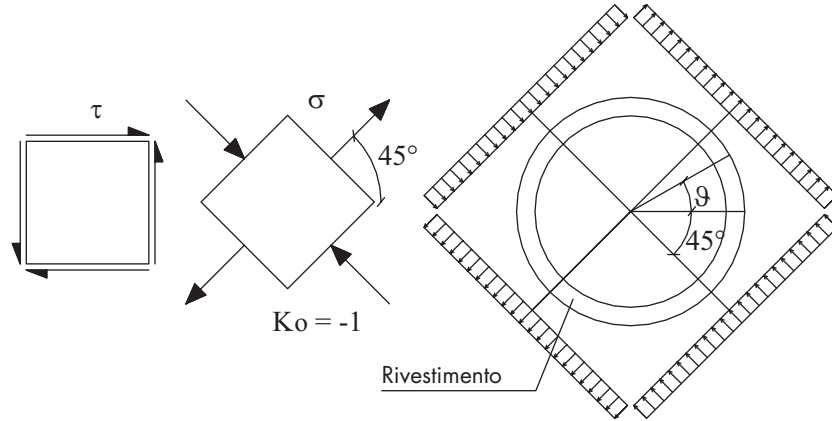
mazione uniforme di taglio puro applicato in condizioni pseudo-statiche. Questo è possibile per due ragioni (Penzien, 2000):

- le dimensioni tipiche di una galleria sono piccole se confrontate con la lunghezza d'onda predominante del moto sismico che produce l'ovalizzazione della sezione;
- gli effetti inerziali, sia nel rivestimento che

nell'ammasso roccioso, prodotti dall'interazione dinamica terreno-struttura sono modesti.

Un campo di deformazione uniforme associato ad una condizione di taglio puro può essere ottenuto applicando al mezzo indefinito uno stato di sforzo corrispondente ad un coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a -1, come illustrato in Figura 5.

Fig. 5
Stato di tensione corrispondente ad una condizione di taglio puro (Corigliano e al., 2006)



Conoscendo la deformazione di taglio massima indotta durante l'evento sismico, il valore dello sforzo da imporre ai bordi del modello può essere valutato con la teoria dell'elasticità:

$$\sigma = \tau = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \gamma_{ff \max} \quad (4)$$

dove $\gamma_{ff \max}$ è la deformazione massima di taglio (in modulo) valutata in condizioni di campo libero mentre E_g ed ν_g sono i parametri elastici dell'ammasso roccioso.

Le sollecitazioni nel rivestimento sono definite sia per condizioni di scorrimento impedito ("no slip") sia per il caso di scorrimento libero ("full slip"). Nel caso di scorrimento impedito lo sforzo circonfrenziale e il momento flettente

valgono rispettivamente (Corigliano, 2007):

$$N_{\vartheta} = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \gamma_{ff \max} R \left(1 - \frac{\delta}{3}\right) \cos \left[2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right)\right] \quad (5)$$

$$M_{\vartheta} = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \gamma_{ff \max} \frac{R^2}{2} \left(1 + \frac{\delta}{3} + \varepsilon\right) \cos \left[2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right)\right] \quad (6)$$

mentre per il caso di scorrimento libero essi valgono rispettivamente:

$$N_{\vartheta} = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \gamma_{ff \max} R (1 - 2\eta) \cos \left[2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right)\right] \quad (7)$$

$$M_{\vartheta} = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \gamma_{ff \max} R^2 (1 - 2\eta) \cos \left[2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right)\right] \quad (8)$$

dove le costanti δ , η e ε valgono:

$$\varepsilon = \frac{\left\{2C^*(1-\nu_g)[1+C^*(1-\nu_g)] - 6C^*/F^* [C^*(1-\nu_g)+4]\right\}}{C^*(1-\nu_g)[4\nu_g - 4 - C^*(1-\nu_g)] + 3C^*/F^* \left\{\begin{matrix} 4\nu_g + C^*(1-\nu_g) \dots \\ -6(1-\nu_g)[2+C^*(1-\nu_g)] \end{matrix}\right\} + (1-2\nu_g)C^*(1-\nu_g)} \quad (9)$$

$$\delta = \frac{C^*(1-\nu_g) - 2 - [4\nu_g + C^*(1-\nu_g)]\varepsilon}{2 + C^*(1-\nu_g)} \quad (10)$$

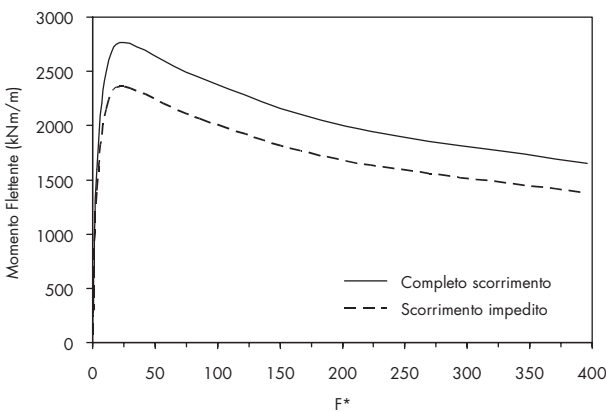
$$\eta = \frac{[F^*(1-\nu_g) + \delta(\frac{1}{2} - \nu_g)]}{[2F^*(1-\nu_g) + \delta(5 - 6\nu_g)]} \quad (11)$$

Infine i rapporti di compressibilità C^* e flessibilità F^* sono definiti dalle seguenti relazioni:

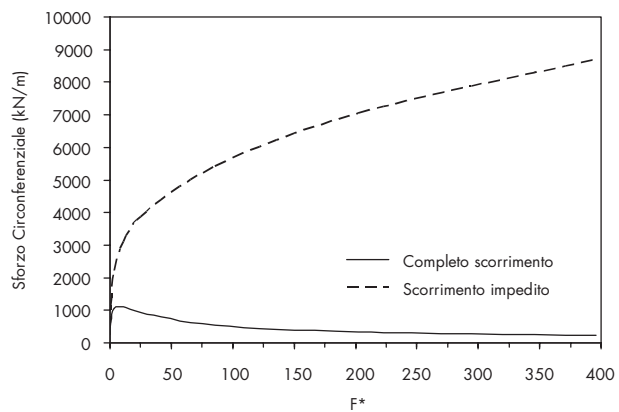
$$C^* = \frac{E_g R (1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu_g^2)} \quad F^* = \frac{E_g R^3 (1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu_g^2)} \quad (12)$$

dove R è il raggio della galleria, A_s e I_s sono rispettivamente l'area e il momento d'inerzia per unità di lunghezza del rivestimento, mentre E_s e ν_s sono modulo di Young e il coefficiente di Poisson del rivestimento. I parametri C^* e F^* rappresentano una misura delle rigidità relative dell'ammasso roccioso rispetto al rivestimento per effetto di un carico simmetrico e antisimmetrico rispettivamente (Einstein e Schwartz, 1979).

Le soluzioni analitiche sopra riportate hanno il vantaggio di evidenziare le grandezze che governano la risposta della struttura in condizioni sismiche; essa dipende dal rapporto di rigidità F^* , dalle condizioni di contatto all'interfaccia tra rivestimento e ammasso roccioso e dalla deformazione di taglio massima valutata in condizioni di campo libero. La Figura 6 illustra gli effetti in termini di momento flettente e sforzo circonferenziale per entrambe le condizioni di contatto al variare del parametro F^* . Dalla Figura 6 si rileva che la condizione di scorrimento libero rappresenta una condizione lievemente più critica per il momento flettente nel rivestimento, mentre quella di scorrimento impedito fornisce una situazione significativamente più gravosa per lo sforzo circonferenziale. Tenendo presente che lo scorrimento relativo tra rivestimento e ammasso roccioso può verificarsi nel caso di gallerie realizzate in terreni teneri o in caso di eventi di forte intensità, è lecito assumere che le condizioni di contatto reali possono generalmente essere considerate intermedie tra quelle di scorrimento libero e impedito (Hashash e al., 2001).



a)



b)

Fig. 6 - Effetto delle condizioni di contatto all'interfaccia rivestimento-ammasso roccioso al variare del rapporto di flessibilità F^* sull'incremento delle sollecitazioni nel rivestimento in condizioni sismiche: a) momento flettente; b) sforzo circonferenziale (Corigliano e al., 2006).

4.2 Risposta in direzione longitudinale

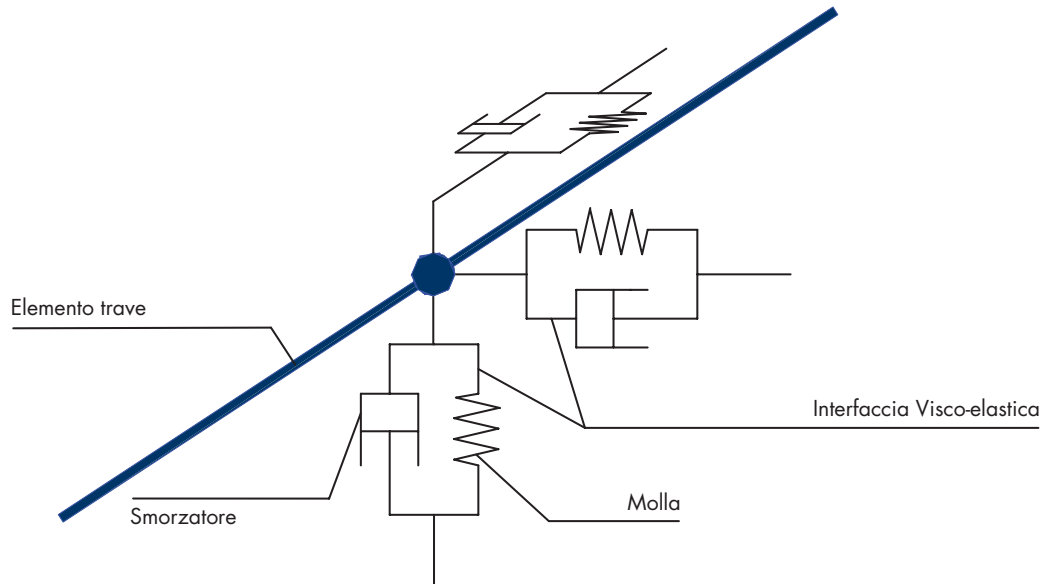
La risposta in direzione longitudinale comporta per la galleria delle deformazioni assiali e flessionali. Un aspetto importante nella valutazione della risposta longitudinale di una galleria è legata alla definizione dell'input sismico che deve tenere conto, in relazione alla lunghezza della struttura, della variabilità spaziale del moto.

Nell'approccio proposto, la galleria è analizzata utilizzando un modello numerico semplificato che prende in conto l'interazione dinamica suolo-struttura. La galleria è suddivisa in un numero finito di elementi trave spaziali con massa concentrata ai nodi (Fig. 7), connessi al terreno circostante da una serie di molle e smorzatori in parallelo (modello di Kelvin-Voigt) i quali rappresentano gli effetti della

deformabilità del terreno e della dissipazione di energia (intrinseca e di radiazione).

La risposta del sistema dinamico che descrive l'interazione tra la galleria e l'ammasso roccioso

Fig. 7
Elemento trave spaziale
connesso al terreno
attraverso un elemento
d'interfaccia
visco-elastico alla Kelvin-
Voigt (Corigliano e al.,
2006).



è descritta dal seguente sistema di equazioni:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{F\} \quad (13)$$

che esplicitando i termini delle matrici diviene:

$$\begin{bmatrix} [M_{ss}] & [0] \\ [0] & [0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_{ss}] & [C_{sg}] \\ [C_{gs}] & [C_{gg}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \dots \quad (14)$$

$$\begin{bmatrix} [K_{ss}] & [K_{sg}] \\ [K_{gs}] & [K_{gg}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [0] \\ r_g \end{Bmatrix}$$

in cui sono stati separati i gradi di libertà della struttura "u_s" da quelli del terreno "u_g". Le matrici [M], [C] e [K] rappresentano rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema costituito dagli elementi trave (individuati dal pedice "s") e di interfaccia (individuati dal pedice "g") e r_g è il vettore delle reazioni vincolari. Noti gli spostamenti e le velocità del terreno, il sistema di equazioni (14) può essere ridotto alla sola parte superiore:

$$\begin{aligned} [M_{ss}] \{\ddot{u}_s\} + [C_{ss}] \{\dot{u}_s\} + [K_{ss}] \{u_s\} = \dots \\ -[C_{sg}] \{\dot{u}_g\} - [K_{sg}] \{u_g\} = \{f\} \end{aligned} \quad (15)$$

dove {ü_s}, {u̇_s}, e {u_s}, sono rispettivamente i vettori accelerazione, velocità e spostamento nodali degli elementi trave, le matrici [M_{ss}], [C_{ss}] e [K_{ss}] rappresentano le matrici di massa, smorzamento e rigidezza degli elementi strutturali, le matrici [C_{sg}] e [K_{sg}] rappresentano i termini misti delle matrici di smorzamento e rigidezza, mentre {f} è il termine forzante nell'intervallo di tempo di interesse. Esso dipende dagli spostamenti e dalle velocità del terreno all'interfaccia valutati in condizioni di campo libero (Corigliano, 2007). L'equazione (15) rappresenta un sistema di N_s equazioni differenziali lineari del secondo ordine dove N_s è il numero dei gradi di libertà degli elementi strutturali. Il modello sviluppato adotta per la struttura uno smorzamento "alla Rayleigh". I parametri di smorzamento e rigidezza delle interfacce presenti nelle matrici [C_{sg}] [K_{sg}] sono definiti secondo le indicazioni proposte in letteratura (St. John e Zahrah, 1987; Makris e Gazetas, 1991, 1992).

Il sistema di equazioni (15) deve essere risolto numericamente, per esempio utilizzando un algoritmo di integrazione passo-passo attraverso il metodo proposto da Newmark.

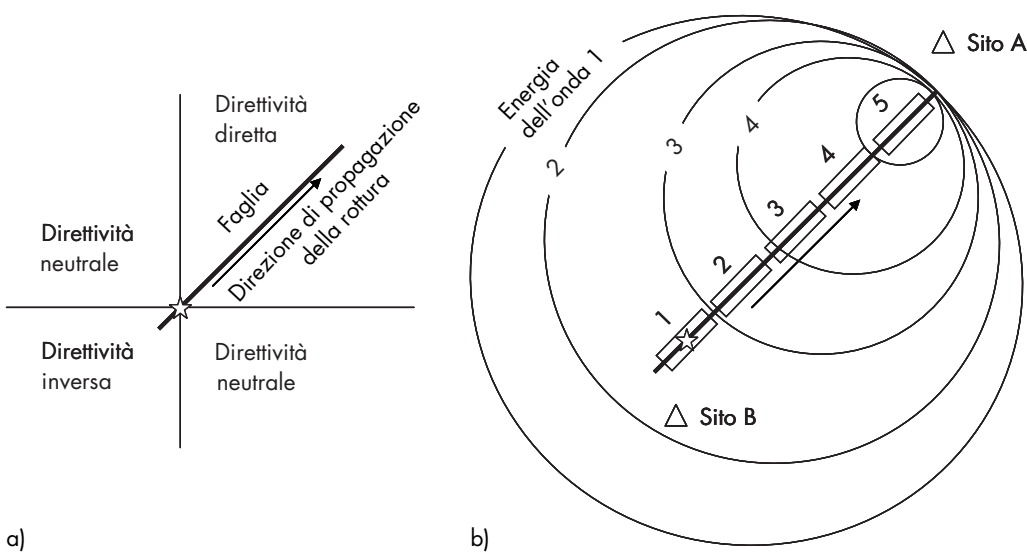
5. Definizione dell'input sismico in condizioni di campo vicino

La verifica sismica di una struttura richiede come base di partenza la valutazione della pericolosità sismica. Questa può essere condotta per via probabilistica o deterministica. Nel caso di strutture fuori terra l'input sismico può essere rappresentato da spettri di risposta in accelerazione o spostamento (probabilistici o deterministici). Per contro per le opere in sotterraneo, una corretta simulazione della risposta sismica della struttura richiede l'integrazione nel dominio del tempo delle equazioni del moto (analisi dinamica completa). A questo scopo è necessario disporre di storie temporali di accelerazione o spostamento che possono essere ottenute ricorrendo a sismogrammi artificiali, storie temporali sintetiche generate utilizzando opportuni modelli sismologici, oppure storie temporali registrate in terremoti passati. Anche se la crescente diffusione di stazioni accelerometriche digitali ha incrementato il numero disponibile di accelerogrammi registrati in condizioni di campo vicino rendendo possibile l'utilizzo di accelerogrammi reali nelle analisi della risposta sismica di strutture ubicate in prossimità di faglie sismogeniche, in alcune situazioni questo non è possibile. Nel caso delle opere sotterranee per esempio, è necessario tener conto del notevole sviluppo nella direzione

longitudinale che comporta la necessità di disporre di registrazioni lungo tutta la lunghezza della struttura, nonché della quota di approfondimento della galleria la quale richiede la conoscenza del moto in profondità. Per tali motivi in questo studio si è deciso di utilizzare storie temporali sintetiche generate mediante un codice di calcolo che simula la sorgente sismica attraverso un modello cinematico di faglia estesa (Hisada e Bielak, 2003).

In particolare, l'approccio utilizzato per il calcolo dei sismogrammi sintetici è di tipo deterministico e ha il vantaggio di definire in modo semplice l'evento di scenario critico per lo scuotimento al sito di interesse. Lo studio è stato condotto attingendo alla banca dati delle sorgenti sismogeniche italiane (DISS v. 3.0.3, 2006) che raccoglie l'elenco delle faglie attive ad oggi censite sul territorio nazionale. Nei capitoli successivi si mostrerà l'applicazione del codice di calcolo di Hisada e Bielak (2003) per la definizione dell'input sismico in prossimità di una galleria ubicata sulla linea ferroviaria Caserta-Foggia situata in prossimità di una faglia sismogenica.

L'analisi dei danni subiti dalle opere sotterranee a seguito dei terremoti ha evidenziato che nella maggior parte dei casi tali danni si sono verificati in corrispondenza di opere ubicate in prossimità della sorgente sismica. Le caratteristiche del moto in prossimità della faglia sismogenica



(campo vicino) possono essere significativamente differenti da quelle che si registrano nel cosiddetto "campo lontano", essendo fortemente influenzate dal meccanismo di rottura,

dalla direzione di propagazione della rottura rispetto al punto di osservazione (effetti di direttività mostrati in Fig. 8), e dal possibile spostamento permanente del suolo conseguente alla

dislocazione tettonica ("fling step"). Nel campo vicino il moto del suolo è caratterizzato da un segnale coerente, di lungo periodo, durata ridotta e picchi di elevata intensità. Tali aspetti del moto sono particolarmente evidenti nelle storie temporali di velocità e spostamento piuttosto che quelle in accelerazione. A riprova di questo, la velocità di picco al suolo (PGV) in prossimità della sorgente è considerevolmente maggiore rispetto alla PGV registrata in campo lontano e ciò influenza in modo rilevante la risposta sismica delle strutture (Bray e Rodriguez-Marek, 2004).

5.1 Simulazione di serie temporali sintetiche: approccio di Hisada e Bielak (2003)

Le storie temporali sintetiche sono generate attraverso complessi modelli matematici che descrivono il processo di rottura conseguente all'attivazione di una faglia sismogenica e il fenomeno di propagazione delle onde sismiche. L'utilizzo di questi modelli richiede una dettagliata descrizione dei parametri geometrici e sismologici della sorgente nonché delle caratteristiche meccaniche della crosta terrestre anche a grandi profondità. Questi modelli hanno il vantaggio di riprodurre alcune peculiarità delle caratteristiche del moto in condizioni di campo vicino. Inoltre è possibile definire le storie temporali in qualunque posizione sotto la superficie libera, aspetto che è particolarmente rilevante per le opere in sotterraneo. Il codice di calcolo sviluppato da Hisada e Bielak (2003) utilizzato per la simulazione di storie temporali sintetiche consente di analizzare gli effetti della direttività della rottura di faglia nella valutazione del moto del suolo in condizioni di campo vicino. Questo metodo è basato sulla valutazione delle componenti statica e dinamica delle funzioni di Green per un semispazio visco-elastico stratificato orizzontalmente. In particolare, il codice trae vantaggio nell'espressione analitica delle soluzioni asintotiche degli integrali delle funzioni di Green grazie al metodo dei coefficienti generalizzati di riflessione e trasmissione, ed alla rappresentazione della sorgente sismica mediante un modello cinematico di faglia estesa.

5.2 Deformazioni di taglio indotte nel suolo dalla propagazione di onde sismiche

Come già sottolineato in precedenza la risposta sismica delle opere sotterranee dipende dal campo di deformazioni imposto; dunque risulta di interesse stimare la defor-

mazione massima indotta nel terreno dal passaggio di onde sismiche.

St. John e Zahrah (1987) basandosi sulla teoria della propagazione delle onde in un mezzo elastico omogeneo e isotropo, hanno sviluppato una procedura analitica per la stima delle deformazioni in condizioni di campo libero ("free-field") causate da un'onda monocromatica che investe la galleria con un prefissato angolo di incidenza. Si assume che la struttura non opponga alcuna resistenza al moto imposto dal terreno e cioè che sia infinitamente flessibile. La procedura proposta da St. John e Zahrah (1987) può essere utilizzata per determinare l'angolo d'incidenza che produce la massima deformazione di taglio. Tale angolo può essere utilizzato in fase di progetto per tener conto delle incertezze associate al problema in esame. La procedura proposta da St. John e Zahrah (1987) consente di valutare le deformazioni assiali, tangenziali e la curvatura dovute alle onde longitudinali, trasversali e di Rayleigh. La deformazione di taglio indotta dalle onde longitudinali (γ_P) e trasversali (γ_S) è data dalle seguenti espressioni:

$$\gamma_P = \frac{V_P}{C_P} \sin \phi \cos \phi \quad (16)$$

$$\gamma_S = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \phi \quad (17)$$

i cui valori di picco (PGS) possono essere calcolati mediante l'equazione (1), in cui V_P e V_S rappresentano la velocità delle particelle di terreno dovute alle onde P ed S rispettivamente, C_P e C_S rappresentano la velocità di propagazione delle onde P ed S rispettivamente, ϕ è l'angolo di propagazione dell'onda armonica.

Un metodo più raffinato per la stima del campo di deformazione di taglio massima indotta in prossimità della faglia è ottenibile differenziando in forma discreta (alle differenze finite) le storie temporali di spostamento $v(y, z)$ e $w(y, z)$ calcolate in quattro punti intorno alla sezione trasversale della galleria (vedi Fig. 9) con il codice di calcolo di Hisada e Bielak (2003). Indicando con "x" la direzione dell'asse della galleria, la deformazione di taglio γ_{yz} può essere valutata tramite (Corigliano e al., 2006):

in cui la derivata parziale è stata valutata

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \cong \frac{1}{2\Delta z} [v(y_0, z_0 + \Delta z) - v(y_0, z_0 - \Delta z)] + \frac{1}{2\Delta y} [w(y_0 + \Delta y, z_0) - w(y_0 - \Delta y, z_0)] \quad (18)$$

usando lo schema alle differenze finite centrali del secondo ordine, in cui v e w sono gli spostamenti del terreno in direzione y e z , Δy

e Δz l'intervallo di discretizzazione tra due punti considerati in direzione y e z . L'approccio precedente consente di ottenere

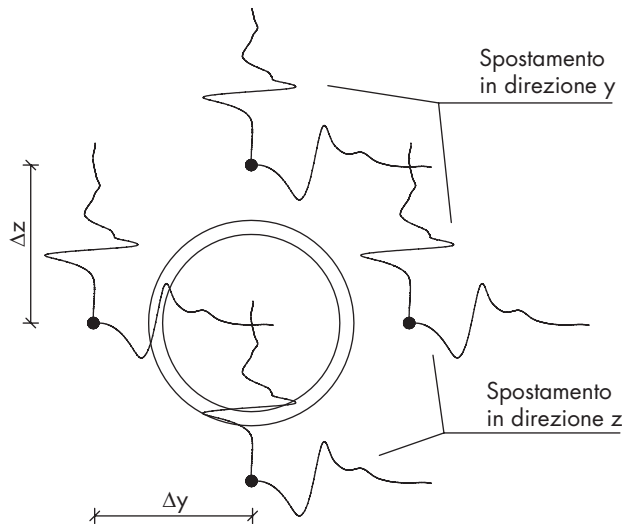


Fig. 9
Storie temporali della deformazione di taglio in condizioni di campo libero alla profondità della galleria in 4 punti notevoli.

una stima accurata della deformazione di taglio massimo (PGS), ed è stato usato con successo per lo studio del caso reale presentato di seguito. Tuttavia, esso non si presta agevolmente alle applicazioni della pratica professionale a causa dello sforzo computazionale che richiede la simulazione di sismogrammi sintetici, sia in termini di tempo che di quantità dei dati di ingresso. Tale approccio è stato però utilizzato per l'istruzione di una rete neurale artificiale con l'obiettivo di mettere a punto una correlazione empirica tra i parametri PGV e PGS. A tal fine sono state eseguite una serie di

analisi parametriche in cui sono stati fatti variare alcuni parametri sismologici come la magnitudo, l'angolo di immersione, l'angolo di scorrimento, la profondità e l'azimut del punto di osservazione, per un totale di 384 casi. La Figura 10 riporta una schematizzazione dei punti di osservazione, le cui storie temporali di spostamento ottenute con il codice di calcolo di Hisada e Bielak (2003) sono state utilizzate per l'istruzione della rete neurale. La Figura 11 riporta i risultati delle prime analisi in cui vengono confrontati i risultati ottenuti con il codice di calcolo di Hisada e Bielak (2003) e

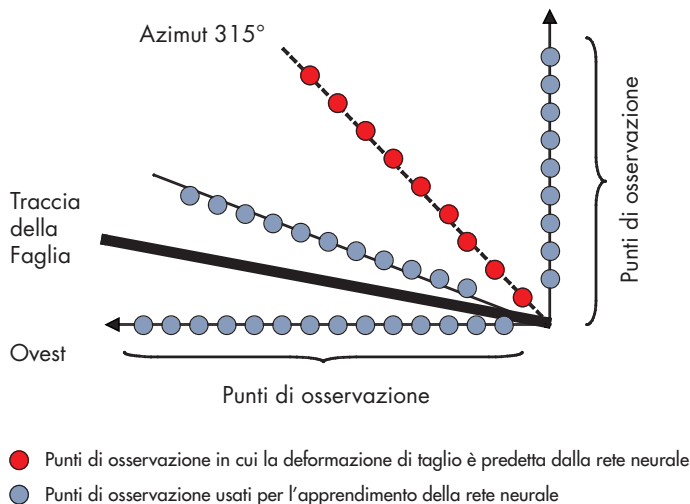
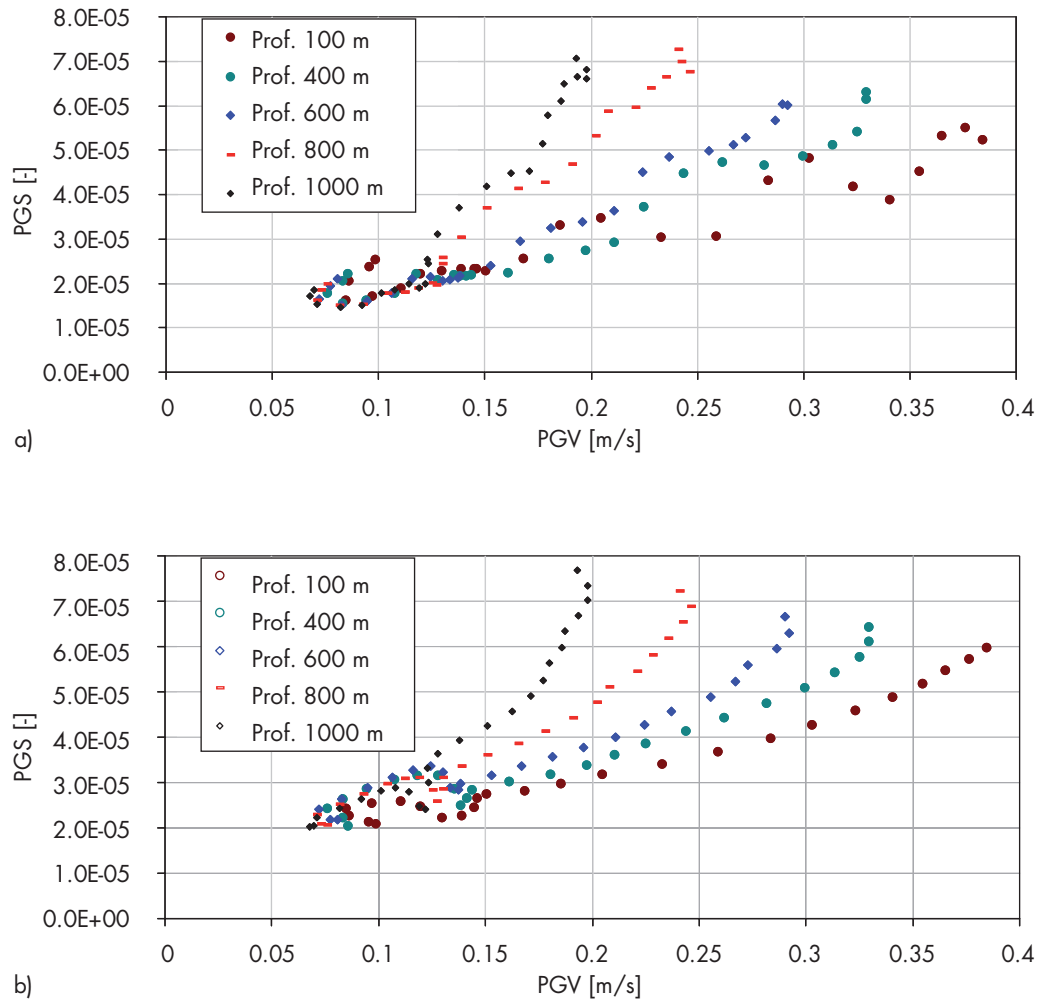


Fig. 10
Punti di osservazione per l'istruzione della rete neurale utilizzata per la definizione del picco della deformazione a taglio (PGS) indotta dal passaggio delle onde sismiche.

quelli ottenuti dalle simulazioni con la rete neurale per un azimut di 315° a diverse profondità; la figura evidenzia una buona capacità di predizione della PGS da parte della rete neurale. Il lettore interessato può far riferimento al lavoro di Ornithammarath (2007) e Ornithammarath e al. (2008) per approfondire i dettagli relativi alla

implementazione della rete neurale. L'obiettivo di uno studio di questo tipo è quello di fornire al progettista un metodo semplificato che consenta una stima accurata della deformazione massima di taglio in condizioni di campo vicino ad una certa profondità, superando le incertezze associate all'uso di formule semplificate.

Fig. 11
Correlazione tra PGV e PGS a diverse profondità per un azimut di 315°: a) simulazione con il codice di Hisada e Bielak (2003); b) predizione dei risultati con la rete neurale.



6. L'applicazione ad un caso reale: la galleria Serro-Montefalco

La nuova linea ferroviaria Caserta-Foggia fa parte del raddoppio della linea storica, la quale rappresenta uno dei più importanti attraversamenti degli Appennini Meridionali. La nuova linea progettata negli anni ottanta comprende 17 gallerie. Essa è stata realizzata nel tratto tra Caserta e Apice (una piccola città vicino Benevento) nei primi anni 90, mentre la parte restante è solo in fase di progetto preliminare. Il tracciato ferroviario prevede in corrispondenza del valico di Ariano Irpino, nel tratto non ancora realizzato, la costruzione

della galleria "Serro Montefalco" oggetto del presente studio. La galleria, lunga circa 11,7 km e con una copertura massima di 225 m, rappresenta una delle opere più impegnative dell'intera linea a causa delle complessità delle formazioni rocciose attraversate (vedi Fig. 12), che comprendono argille scagliose varicolori, marne e calcari marnosi, argille e marne con calcari intercalati (Barla e al., 1986). L'area è caratterizzata da elevata sismicità, concentrata in una ristretta fascia orientata in direzione NW-SE e ampia approssimativamente 30 ÷ 50 km che segue l'asse della catena montuosa (Improta e al., 2000). In particolare

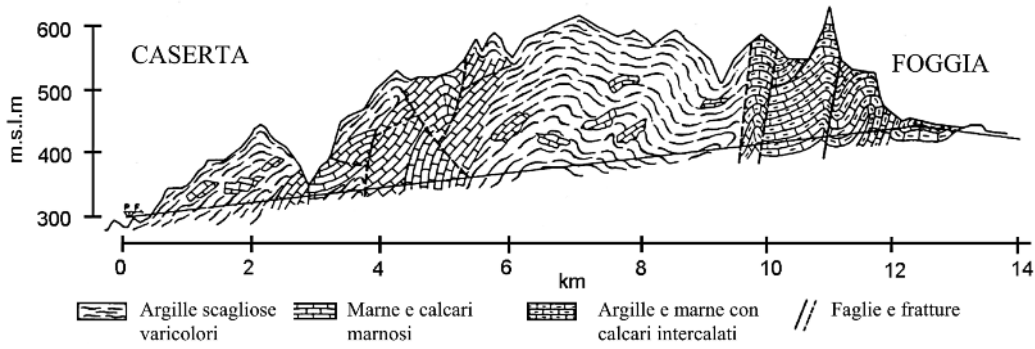


Fig. 12
 Profilo geologico lungo la galleria Serro Montefalco sulla linea ferroviaria Caserta-Foggia (Barla e al., 1986).

la parte più a nord degli Appennini Meridionali, la zona del Sannio, è tra le aree sismicamente più attive in Italia ed è stata colpita negli ultimi cinque secoli da cinque forti terremoti (1456, 1688, 1702, 1735 e 1805) con $I_{MCS} > X$ che hanno causato notevoli danni. Il lungo periodo di quiescenza dal 1805 rende l'area particolarmente esposta al rischio sismico.

6.1 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata definita attraverso la

generazione di storie temporali sintetiche utilizzando l'approccio di Hisada e Bielak (2003) basato su un modello cinematico di faglia estesa. La scelta del terremoto di scenario è stata compiuta seguendo un approccio deterministico che ha comportato l'individuazione e la caratterizzazione da un punto di vista sismologico delle sorgenti sismiche potenzialmente in grado di produrre uno scuotimento significativo nel sito in esame. Il terremoto di scenario è stato individuato sulla base della combina-

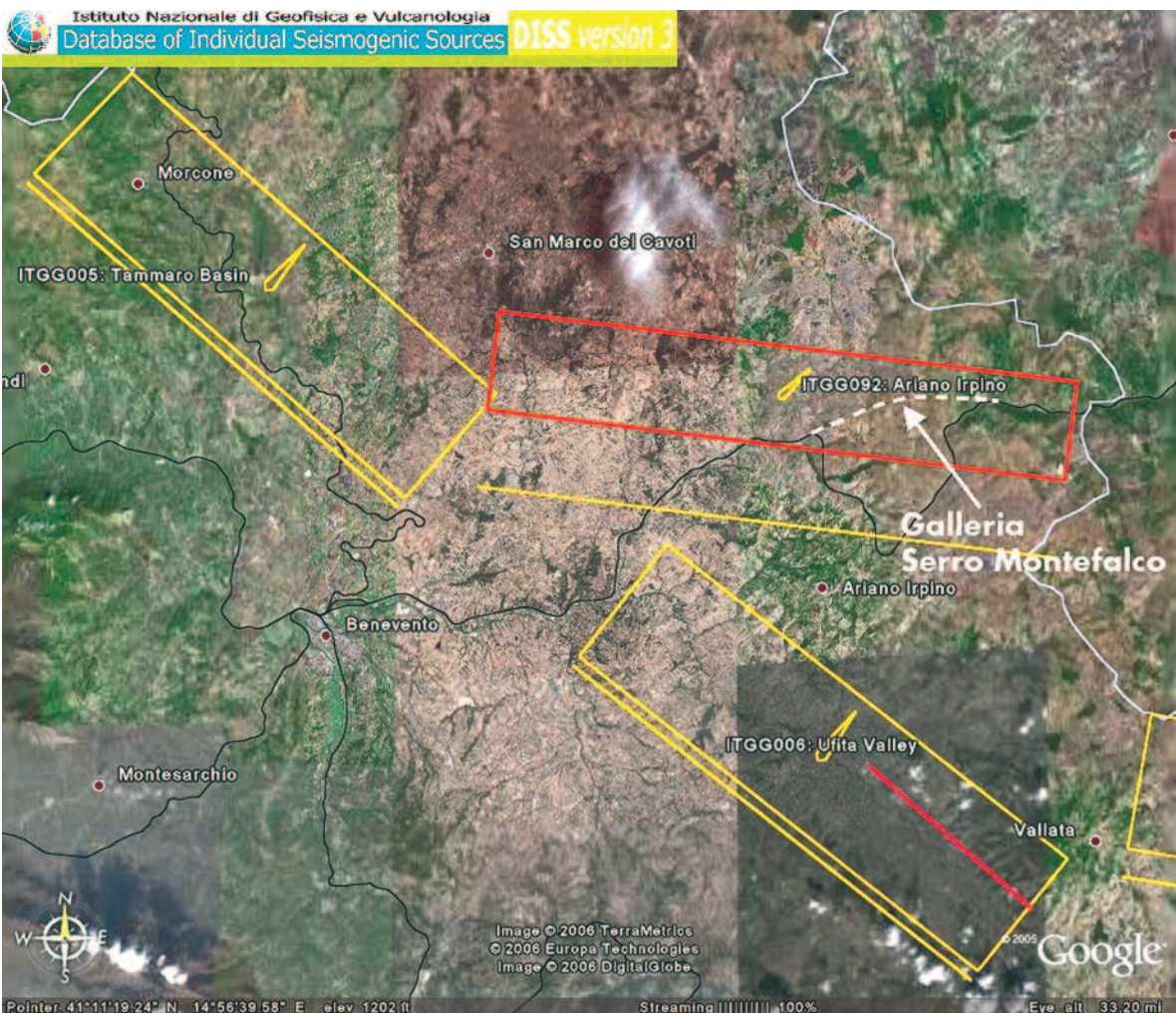


Fig. 13
 Galleria Serro Montefalco (linea tratteggiata) lungo la linea Caserta-Foggia. In sovrapposizione sono state riportate le faglie attive (banca dati DISS 3.0.3) afferenti alla regione attraversata dalla linea ferroviaria.

zione magnitudo-distanza epicentrale più sfavorevole.

Al caso studio di seguito analizzato, relativo ad una galleria ubicata sulla linea ferroviaria Caserta-Foggia, afferiscono tre sorgenti sismogeniche rilevanti: Ariano Irpino, Valle Ufita e Bacino Tammaro, codificate rispettivamente nella banca dati delle sorgenti sismogeniche italiane (DISS, 2006) con i simboli ITGG092, ITGG006 e ITGG005 (vedi Fig. 13). La riattivazione della faglia di Ariano Irpino è stata identificata come sorgente dello scenario critico in quanto è la più vicina alla galleria esaminata oltre ad essere caratterizzata da una magnitudo attesa M_W di 6.9, valore massimo tra le magnitudo potenziali massime delle tre faglie afferenti all'area in esame.

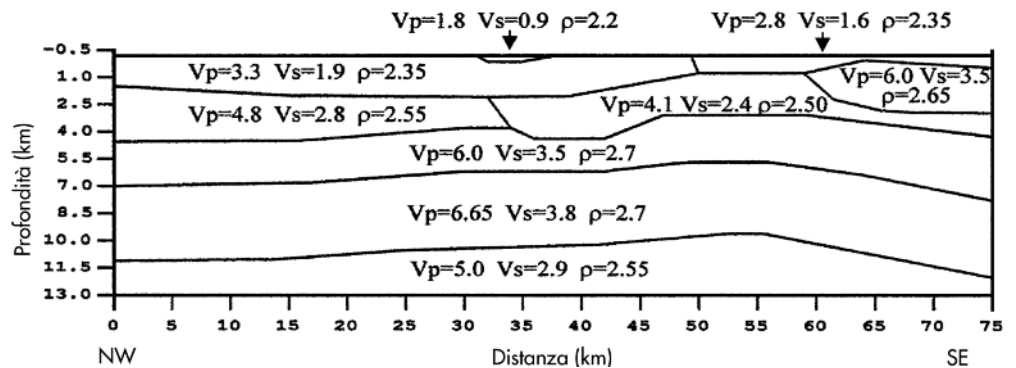
6.1.1 Profilo di velocità crostale e modello di sorgente

L'utilizzo del codice di calcolo di Hisada e

Bielak (2003) richiede la definizione del profilo di velocità crostale e il modello della sorgente sismica. La struttura geologica dell'area del Sannio è complessa e caratterizzata da rilevanti eterogeneità laterali nei 4 km di crosta più superficiale. Diversi autori hanno proposto modelli di velocità crostali per gli Appennini Meridionali, in particolare dopo il terremoto dell'Irpinia del 1980. Improta e al. (2000) forniscono un'interpretazione dei dati crostali di sismica a rifrazione acquisiti nella parte più a nord della fascia Appenninica Meridionale. I dati acquisiti lungo uno stendimento di 75 km parallelo alla fascia Appenninica, sono stati usati per determinare un dettagliato modello bidimensionale di velocità delle onde P della parte superficiale della crosta terrestre (vedi Fig. 14).

L'interpretazione del modello di velocità è basato su registrazioni della velocità sonica eseguite in pozzi petroliferi in prossimità dello

Fig. 14
 Profilo bidimensionale di velocità crostali P ed S proposto lungo uno stendimento di 75 km parallelo alla fascia Appenninica (NW-SE) da Improta e al. (2000) all'altezza della città di Benevento.



stendimento sismico, misure gravimetriche e simulazioni alle differenze finite. Il profilo stratigrafico che caratterizza la parte Nord Ovest dello stendimento sismico, è stato adottato come modello generalizzato per l'area del Sannio in quanto ricavato sulla base di una notevole quantità di misure in sito (pozzi stratigrafici, misure di velocità in sito, ecc.); poiché questo modello non è abbastanza dettagliato nella parte più superficiale (in quanto sono definiti solo due strati nei primi 5 km di profondità), è stato modificato in modo tale da raccordarsi a un modello roccioso generico, secondo la formula proposta da Cotton e al. (2006) basato sulla velocità media pesata delle onde trasversali nei 30 metri più superficiali V_{S30} . Nel caso in esame è stata utilizzata una V_{S30} di 600 m/s che ha con-

sentito di raccordare gradualmente il profilo di V_S in superficie con quello in profondità. Il profilo delle onde trasversali (onde S) adottato per la simulazione numerica è illustrato in Figura 15. Poiché la faglia raggiunge la profondità di 25 km e il modello crostale adottato da Improta e al. (2000) è definito solo fino a 13 km di profondità, il profilo è stato esteso in accordo ad un modello meno dettagliato proposto da altri autori (Chiarabba e Amato, 1997).

La faglia di Ariano Irpino (ITGG092) è stata la sorgente del terremoto del 5 Dicembre 1456, uno degli eventi tellurici più importanti della storia sismica italiana. Le caratteristiche sismologiche principali di questa sorgente e i parametri adottati nella simulazione numerica sono riportati nella Tabella 4.

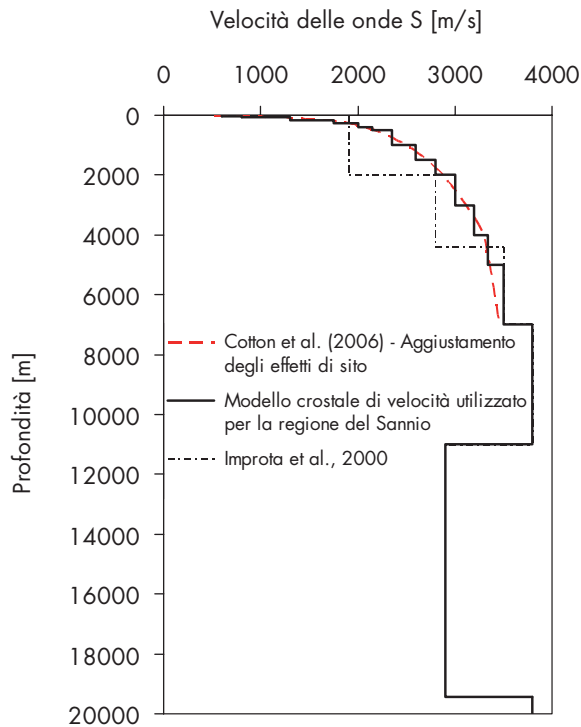


Fig. 15
 Profilo delle onde di taglio (onde S) adottato nelle simulazioni numeriche (Corigliano e al., 2007a).

Tabella 4 - Caratteristiche sismologiche della faglia di Ariano Irpino (ITGG092) (da DISS V3.0.3)

Momento sismico	$2.54 \cdot 10^{19}$ Nm	Azimut	277°
Magnitudo momento	6.9	Ang. immers.	70°
Prof. minima	11 km	Ang. scorrim.	230°
Prof. massima	25 km	Lunghezza	30.0 km
Prof. ipocentrale	22.7 km	Larghezza	14.9 km
Tempo scorrimento	1.8 s	Scorrimento	2.0 m

6.2 Analisi della risposta trasversale

La valutazione dell'incremento di sollecitazione indotto dal sisma richiede la conoscenza dello stato tensionale presente nel rivestimento prima dell'evento sismico. Per questo motivo sono state condotte sia analisi statiche, sia sismiche. È da notare che i parametri meccanici usati per le analisi statiche e dinamiche sono diversi a causa del differente livello di deformazione indotta. I parametri dell'ammasso roccioso in condizioni statiche sono stati valutati sulla base dei metodi classici della meccanica delle rocce, mentre per le analisi dinamiche sono stati usati i parametri di deformabilità a bassi livelli di deformazione.

6.2.1 Analisi statica

Il principale obiettivo delle analisi statiche è quello di ripristinare lo stato di sforzo nel rivestimento prodotto dalle fasi costruttive e di scavo. Le analisi numeriche di inizializzazione statica degli sforzi della galleria "Serro Montefalco" sono state eseguite assumendo condi-

zioni di deformazioni piane, utilizzando il codice di calcolo alle differenze finite *FLAC2D* (Itasca, 2005). Per tener conto delle condizioni tensio-deformative tridimensionali in prossimità del fronte di scavo è stato usato il metodo del rilascio tensionale (Panet, 1995), in cui viene progressivamente ridotto lo stato tensionale ("forze di scavo") presente sul contorno della galleria prima della realizzazione dello scavo. I parametri geotecnici dell'ammasso roccioso lungo la galleria sono stati valutati sulla base della classificazione geomeccanica e delle leggi di scala delle proprietà della roccia intatta, ricavate da prove di laboratorio. Per i materiali non-lapidei (argille varicolori) si è fatto riferimento ai risultati di prove di laboratorio (prove triassiali *CIU* e *CID*, prove di taglio diretto e prove edometriche) eseguite su campioni indisturbati ottenuti in fori di sondaggio e ad alcune prove in sito quali le prove dilatometriche (Barla e al., 1986). I parametri di resistenza e deformabilità dei materiali non-lapidei usati nell'analisi sono riportati in Tabella 5.

Tabella 5 - Parametri di resistenza e deformabilità delle argille scagliose varicolori (Barla e al., 1986)

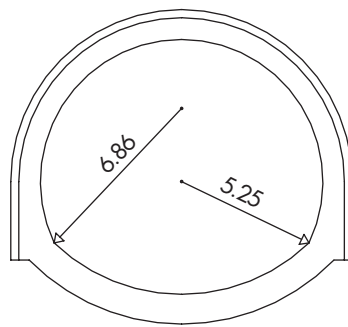
Coesione	50 kPa
Angolo di resistenza al taglio	22°
Modulo di Young	200 MPa
Coefficiente di Poisson	0.45

Le analisi numeriche sono state eseguite con riferimento ad uno stato tensionale nell'ammasso roccioso dato da uno sforzo verticale efficace $\sigma'_v = 2.14$ MPa (corrispondente ad una profondità di circa 100 m) e un coeffi-

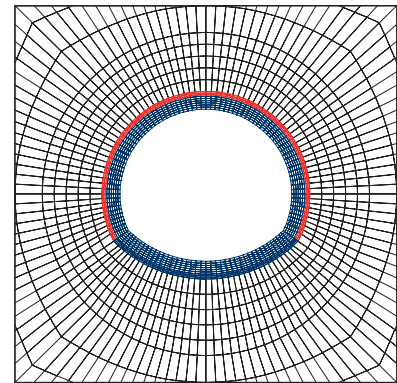
ciente $K_o = 0.8$, dove K_o è il rapporto tra la tensione orizzontale efficace σ'_h e la tensione verticale efficace σ'_v . L'ammasso roccioso è stato modellato con una legge costitutiva elastica perfettamente plastica utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb e una legge di flusso non associata (dilatanza nulla).

La sezione trasversale adottata per la galleria è illustrata in Figura 16a, mentre nella Tabella 6 sono riportate le principali caratteristiche geometriche e meccaniche del rivestimento definitivo.

Fig. 16
a) Sezione trasversale della galleria Serro Montefalco; b) discretizzazione della geometria assunta per il modello numerico alle differenze finite (Corigliano e al., 2007a).



a)



b)

Tabella 6 - Parametri meccanici del rivestimento definitivo della galleria Serro Montefalco

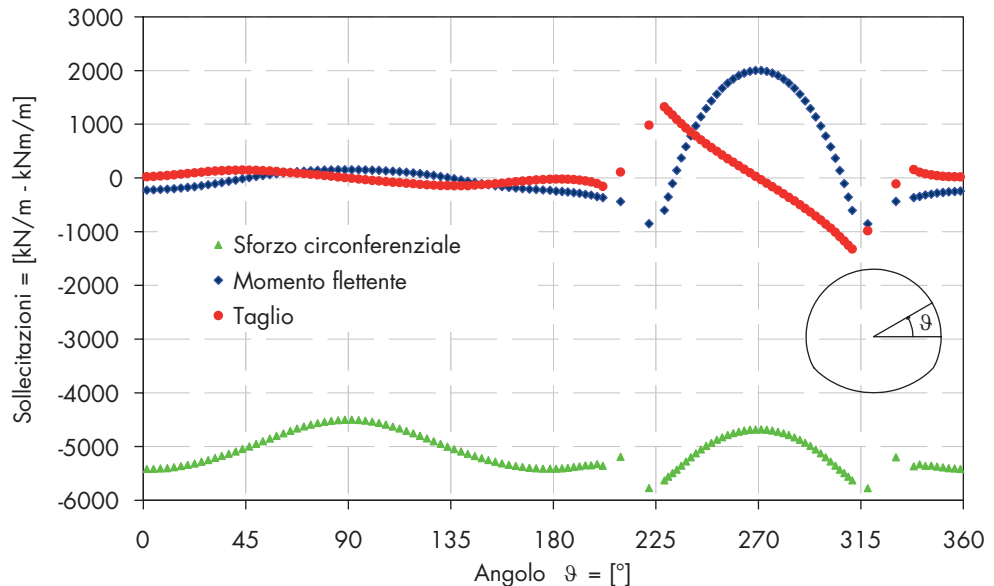
Modulo di Young	30000 MPa
Coefficiente di Poisson	0.2
Peso per unità di volume	25 kN/m ³
Spessore in corona	80 cm
Spessore in arco rovescio	110 cm

Le fasi costruttive sono state simulate attra-

verso le seguenti fasi di calcolo (Corigliano e al., 2007a):

- simulazione dello stato di sforzo in sito;
- scavo a piena sezione fino alla riduzione del 50% delle forze di scavo;
- installazione del rivestimento di prima fase (1 centina HEB 200/m e 30 cm di calcestruzzo proiettato) e dell'arco rovescio;
- riduzione delle forze di scavo fino al 75%;

Fig. 17
Sollecitazioni nel rivestimento definitivo al termine delle fasi costruttive della galleria Serro Montefalco (Corigliano e al., 2007a).



- installazione del rivestimento definitivo ai piedritti e in calotta;
- degradazione dei parametri del rivestimento di prima fase.

Il rivestimento di prima fase è stato modellato utilizzando elementi piani assumendo un modulo di deformabilità equivalente come proposto da Oreste (1999). I risultati ottenuti espressi in termini di sollecitazioni nel rivestimento sono illustrati nelle Figure 17 e 18.

Dalla Figura 17 è possibile rilevare che le sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo al termine della costruzione sono governate

dagli incrementi di sforzo indotti dalle varie fasi costruttive, le quali prevedono la messa in opera dell'arco rovescio e del rivestimento di prima fase in prossimità del fronte di scavo e la successiva chiusura della calotta. Tale successione comporta elevati effetti flessionali in corrispondenza dell'arco rovescio, ove lo stato di sforzo è prossimo alla capacità portante della sezione (vedi Fig. 18b). Di conseguenza, nell'esempio qui considerato è possibile che l'arco rovescio possa subire danni significativi se viene aggiunto un incremento di sforzo dovuto agli effetti sismici.

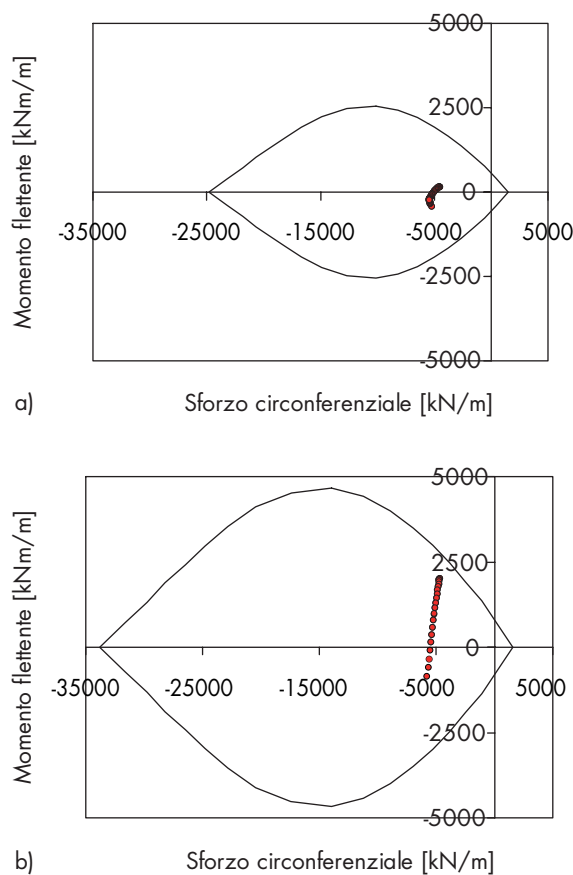


Fig. 18
 Diagramma di interazione della galleria Serro Montefalco: a) corona sezione 80x100; b) arco rovescio sezione 110x100 (Corigliano e al., 2007a).

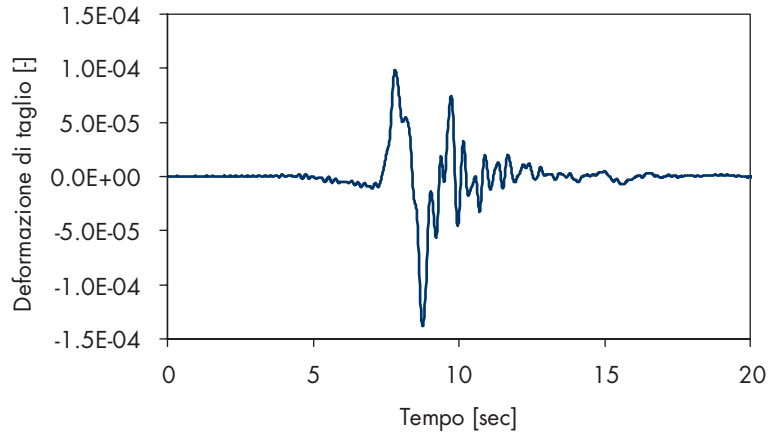
6.2.2 Analisi sismica

La verifica sismica in direzione trasversale è stata eseguita applicando la soluzione analitica descritta nei precedenti paragrafi, considerando una galleria con rivestimento circolare di spessore 0.80 m e diametro equivalente di 5.85 m. L'azione sismica è stata applicata in modo pseudo-statico imponendo un campo di deformazione uniforme, simulando una condizione di taglio puro (vedi Fig. 5). La storia temporale che descrive l'evoluzione nel tempo della deformazione a taglio riportata in Figura 19 è stata ottenuta mediante il codice

di calcolo di Hisada e Bielak (2003) congiuntamente all'uso dell'equazione (18). Il valore della deformazione di taglio massima ottenuta in condizioni di campo libero è risultata pari a $\gamma_{ff\ max} = 1.39 \cdot 10^{-4}$.

La validazione di questa soluzione pseudo-statica è stata eseguita confrontando i risultati con quelli ottenuti da analisi dinamiche avanzate illustrate in dettaglio nei lavori di Scandella (2007) e Corigliano e al. (2007); tali analisi avanzate, in particolare, sono state condotte con il metodo di riduzione dei domini (Bielak e al., 2003), combinando il

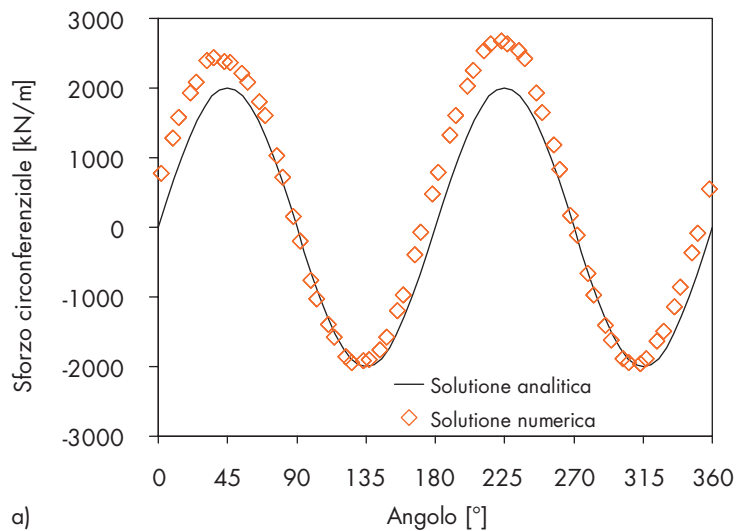
Fig. 19
Storia temporale della deformazione di taglio in condizioni di campo libero alla profondità della galleria per la sezione trasversale esaminata della galleria Serro Montefalco (Corigliano e al., 2007a).



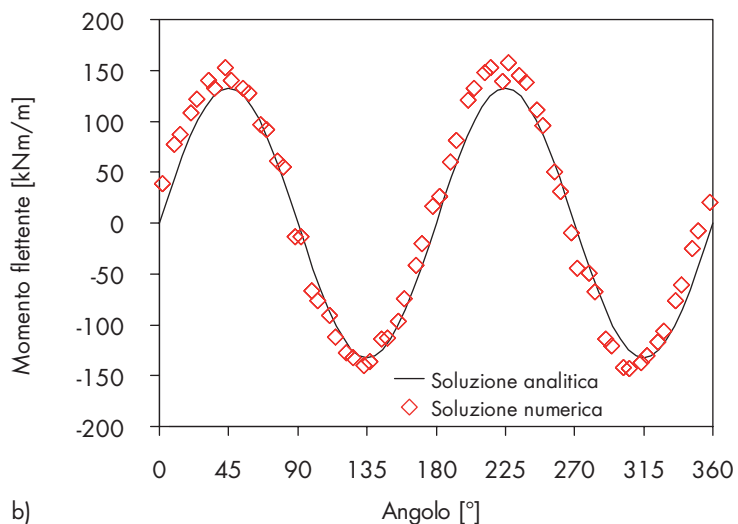
codice di calcolo basato sul modello cinematico di faglia estesa di Hisada e Bielak (2003) con un codice numerico agli elementi spettrali (Faccioli e al., 1997). La Figura 20 mostra il confronto tra i risultati in termini di sforzo circonferenziale (a) e di momento flettente (b) ottenuti con l'analisi numerica avanzata e la soluzione analitica pseudo-statica; l'accordo

è ritenuto soddisfacente, specie per quanto riguarda il momento flettente. Il buon accordo tra le due soluzioni conferma che in condizioni di campo vicino l'interazione dinamica suolo-struttura non è rilevante, essendo la lunghezza d'onda dell'eccitazione sismica di gran lunga maggiore delle dimensioni trasversali della galleria.

Fig. 20
Confronto tra la soluzione numerica avanzata e quella analitica per la sezione trasversale esaminata della galleria Serro Montefalco: a) Sforzo circonferenziale; b) Momento flettente (Corigliano e al., 2007a).



a)



b)

Sommando alle sollecitazioni statiche l'incremento dinamico dovuto al sisma, la capacità portante del rivestimento non viene superata pur risultando molto vicina al dominio di interazione in Figura 21. Tali risultati confermano che una galleria dotata di un rivestimento

adeguatamente armato è in grado di resistere ad un evento sismico di elevata magnitudo senza compromettere la sua funzionalità; è in ogni caso evidente come sia necessario tenere adeguatamente in conto l'effetto di incremento di sollecitazione dovuto ad un evento sismico.

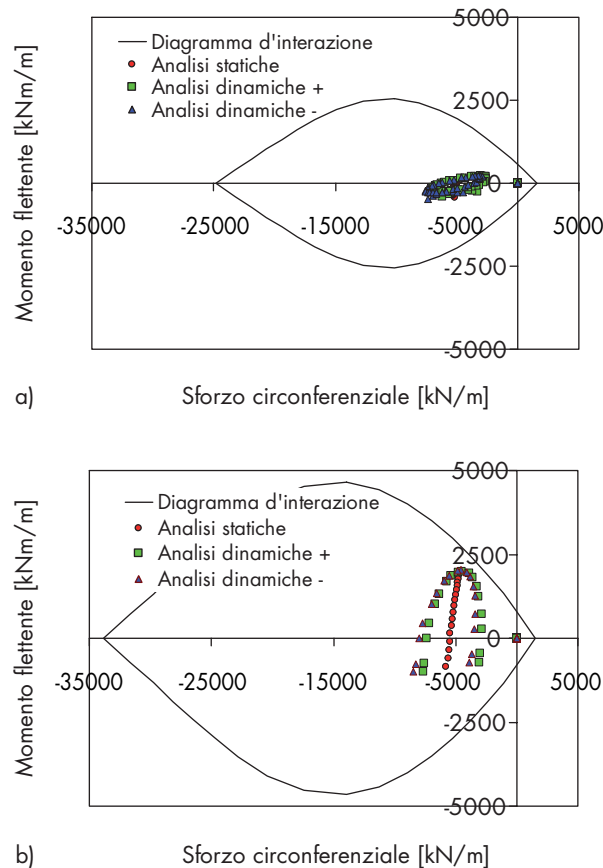


Fig. 21
Diagramma di interazione della sezione trasversale della galleria Serro Montefalco in cui è sommato il contributo statico e la sollecitazione dinamica: a) corona; b) arco rovescio (Corigliano e al., 2007a).

6.3 Analisi della risposta longitudinale

Nel caso di gallerie con rivestimento in calcestruzzo armato, è pratica costruttiva disporre un'armatura di ripartizione in direzione longitudinale che tuttavia generalmente non deriva da un'analisi delle sollecitazioni. L'analisi dello stato di sforzo è stato eseguita sia tenendo conto dell'interazione suolo-struttura, sia in condizioni di campo libero, cioè in assenza della struttura.

6.3.1 Analisi di interazione terreno-struttura

Per l'analisi di interazione terreno-struttura in cui è utilizzato il modello dinamico semplificato descritto nei precedenti paragrafi, l'input sismico è introdotto ai nodi di interfaccia per mezzo di storie temporali di velocità e spostamento generate in condizioni di campo libero. Le storie temporali sintetiche sono state generate usando il più volte citato codice di calcolo di Hisada e Bielak (2003).

I valori dei coefficienti di smorzamento e rigi-

dezza degli elementi di interfaccia sono stati valutati sulla base della formulazione proposta da Makris e Gazetas (1991, 1992). Essi sono in generale dipendenti dalla frequenza; tuttavia, essendo in condizioni di campo vicino, il segnale sismico è caratterizzato da una banda di frequenza ristretta, e il calcolo dei coefficienti di smorzamento e rigidezza è stato eseguito con riferimento al valore di frequenza corrispondente al picco dello spettro di Fourier in ampiezza del velocigramma. Lo smorzamento della struttura rispetto a quello dell'ammasso roccioso circostante modellato dagli smorzatori di interfaccia è in generale trascurabile e non è stato considerato nel caso in esame.

In relazione al profilo di Figura 12, è stata modellata una galleria di lunghezza pari a circa 9.000 m, con elementi di interfaccia disposti ogni 50 m. Tale lunghezza ricade all'interno dell'intervallo compreso tra 1/5 e 1/10 della lunghezza d'onda minima del segnale propagato, il quale ha una frequenza massima

di 5 Hz. I valori delle sollecitazioni massime agenti sul rivestimento (e cioè momento flettente M_y e M_z , taglio F_y e F_z , sforzo assiale F_x) sono

riportate in valore assoluto nella Tabella 7. Dall'analisi dei risultati di Tabella 7 emerge che la componente flessionale delle sollecita-

Tabella 7 - Sollecitazioni massime agenti nella galleria Serro-Montefalco in direzione long. (Corigliano e al, 2007b)

F_x	30768.4 kN	M_x	0.0 kNm
F_y	19.4 kN	M_y	592.3 kNm
F_z	21.6 kN	M_z	601.6 kNm

x è la direzione dell'asse della galleria

zioni (e cioè taglio e momento) è piccola, mentre la componente assiale (vedi Fig. 22) sollecita significativamente la galleria. In particolare, lo sforzo di trazione indotto lungo la direzione assiale della galleria (F_x) può provocare nel rivestimento effetti parassiti, quali l'incremento dello stato fessurativo unitamente ad infiltrazioni di acqua.

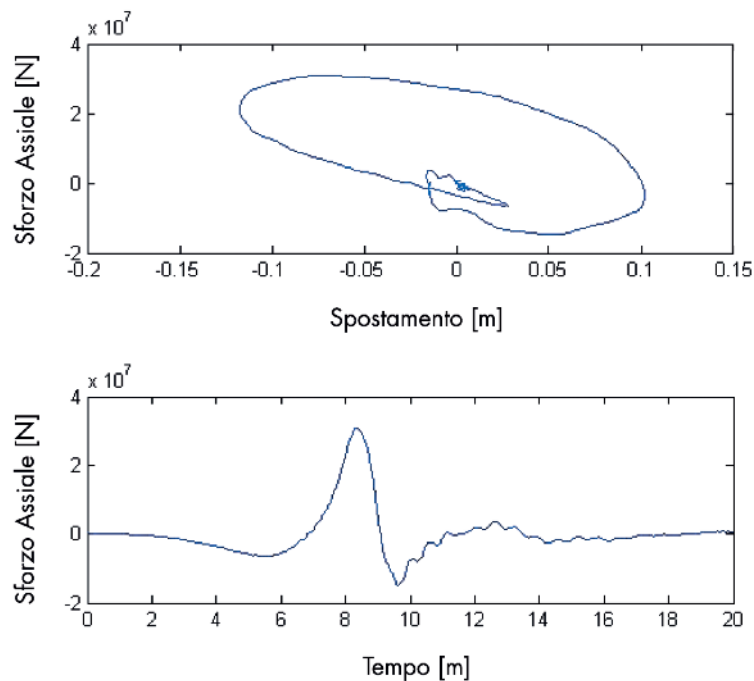
Gli elevati valori di sforzo normale, che possono essere alternativamente di trazione e di compressione, richiedono un incremento dell'armatura longitudinale nel rivestimento. Con riferimento all'armatura longitudinale che viene utilizzata correntemente (1 ϕ 16/30 cm in estradosso e intradosso), per il caso in esame sarebbe necessario incrementare significativamente tale armatura portandola a 1 ϕ 22/20 cm. Le elevate sollecitazioni di sforzo assiale

ottenute sono in parte sovrastimate a causa dei limiti del modello utilizzato, che considera:

- la galleria come un elemento continuo;
- una perfetta aderenza tra il rivestimento e l'ammasso roccioso.

La prima ipotesi non tiene conto della presenza dei giunti costruttivi tra i diversi conci che costituiscono la galleria. La seconda non tiene conto che, in presenza di sforzi elevati, la resistenza di attrito tra le due superfici può essere superata, provocando lo scorrimento tra ammasso roccioso e rivestimento. Entrambe queste considerazioni conducono a prevedere una riduzione degli sforzi di trazione agenti sul rivestimento stesso. Le sollecitazioni ricavate con un approccio di questo tipo possono tuttavia essere considerate un limite superiore delle sollecitazioni agenti sul rivestimento.

Fig. 22
Sforzo assiale nell'elemento più sollecitato della galleria Serro Montefalco (Corigliano e al, 2007b).



6.3.2 *Analisi in condizioni di campo libero*
Le sollecitazioni assiali, che rappresentano lo sforzo prevalente per una galleria sog-

getta ad azioni sismiche, sono state confrontate con quelle valutate in condizione di campo libero, senza tenere in conto dell'in-

terazione dinamica suolo-struttura.

La stima delle sollecitazioni in condizione di campo libero prevede la valutazione delle deformazioni del suolo in assenza della struttura. Utilizzando l'approccio proposto da St. John e Zahrah (1987) descritto nel paragrafo 5.2, è possibile valutare le deformazioni longitudinali, normali, di taglio e la curvatura dovute a diversi tipi di onde (P, S e Rayleigh). Applicando la teoria delle travi e combinando la deformazione longitudinale e la curvatura in condizioni di campo libero dovute ad un'onda di taglio S, è possibile calcolare la deformazione assiale totale (ε^{ab}) mediante la seguente formula (Power e al., 1996):

$$\varepsilon^{ab} = \frac{PGV_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi + R \frac{PGA_s}{C_s^2} \cos^3 \phi \quad (19)$$

L'equazione (19), che tiene conto sia della componente assiale che di quella flessionale, consente un'interpretazione dei risultati derivanti dal calcolo di interazione suolo-struttura. La componente assiale (primo termine a secondo membro) è direttamente proporzionale alla velocità di picco delle particelle del terreno (PGV_s) ed è inversamente proporzionale alla velocità di propagazione delle onde di taglio (C_s). Per contro, la componente flessionale (secondo termine a secondo membro) è direttamente proporzionale all'accelerazione di picco delle particelle (PGA_s), al raggio della galleria (R) ed è inversamente proporzionale al quadrato della velocità di propagazione delle onde di taglio (C_s). Entrambe le componenti sono funzione dell'angolo di inclinazione dell'onda incidente ϕ rispetto all'asse della struttura. L'equazione (19) mette bene in evidenza come la componente flessionale sia trascurabile rispetto a quella assiale in quanto inversamente proporzionale al quadrato della velocità di propagazione. Tale considerazione trova conferma dai risultati delle analisi di interazione.

Lo sforzo assiale in condizione di campo libero (N_{ff}) può essere valutato noto l'andamento dello spostamento assiale lungo la galleria, previa valutazione della deformazione assiale:

$$N_{ff} = E_{cls} A_{cls} \frac{\partial u}{\partial x} \quad (20)$$

dove E_{cls} è il modulo di Young del calcestruzzo e A_{cls} è l'area della sezione trasversale. La deformazione assiale è stata valutata numericamente utilizzando il metodo delle differenze finite, noti gli spostamenti lungo l'asse della galleria. Dalla Figura 23a si può notare che in termini di sforzo normale l'interazione suolo-struttura non modifica sostanzialmente l'andamento dello sforzo normale. Il valore di sforzo assiale in condizione di campo libero ottenuto dall'equazione (20) è superiore di circa il 10% rispetto al valore che si ottiene considerando gli effetti dell'interazione. Essi sono peraltro più importanti in termini di spostamento come mostrato dalla Figura 23b.

Dal confronto tra il velocigramma valutato in condizione di campo libero e l'andamento nel tempo dello sforzo assiale si è notata una certa similitudine. Si rileva che scalando opportunamente il velocigramma è possibile ottenere una buona corrispondenza con lo sforzo assiale ottenuto dalle analisi di interazione (vedi Fig. 24). Lo sforzo assiale in condizione di campo libero calcolato a partire dalla storia temporale di velocità può essere ottenuto con la seguente espressione:

$$N_{ff} = V_{ff}(t) \rho_s C_s A_{cls} \quad (21)$$

dove $V_{ff}(t)$ è la velocità del suolo in un punto valutata in condizioni di campo libero, ρ_s è la densità del mezzo, C_s la velocità di propagazione delle onde di taglio e A_{cls} l'area della sezione trasversale della galleria. Lo sforzo assiale massimo valutato considerando il valore della PGV nell'equazione (21) è di 29910 kN. Per il caso in esame i parametri utilizzati nell'Equazione (21) sono riassunti nella Tabella 8.

L'equazione (21) è potenzialmente utile poiché ha il vantaggio di contemplare parametri che possono essere valutati in modo semplice. In particolare, il massimo valore della velocità di picco al suolo (PGV) può essere valutato tramite una legge di attenuazione. La possibilità di impiego anche per condizioni più generali di quella analizzata in questo lavoro va comunque verificata sulla base di ulteriori simulazioni numeriche. Dal confronto di Figura 24, che riporta l'andamento con il tempo dello sforzo normale valutato tenendo conto dell'interazione suolo-struttura e tramite l'equazione (21), si nota un buon accordo tra i due approcci.

Fig. 23
Confronto tra l'analisi di interazione suolo-struttura e quella di campo libero in corrispondenza dell'elemento più sollecitato della galleria Serro Montefalco a) Sforzo assiale; b) Spostamento assiale (Corigliano e al, 2007b).

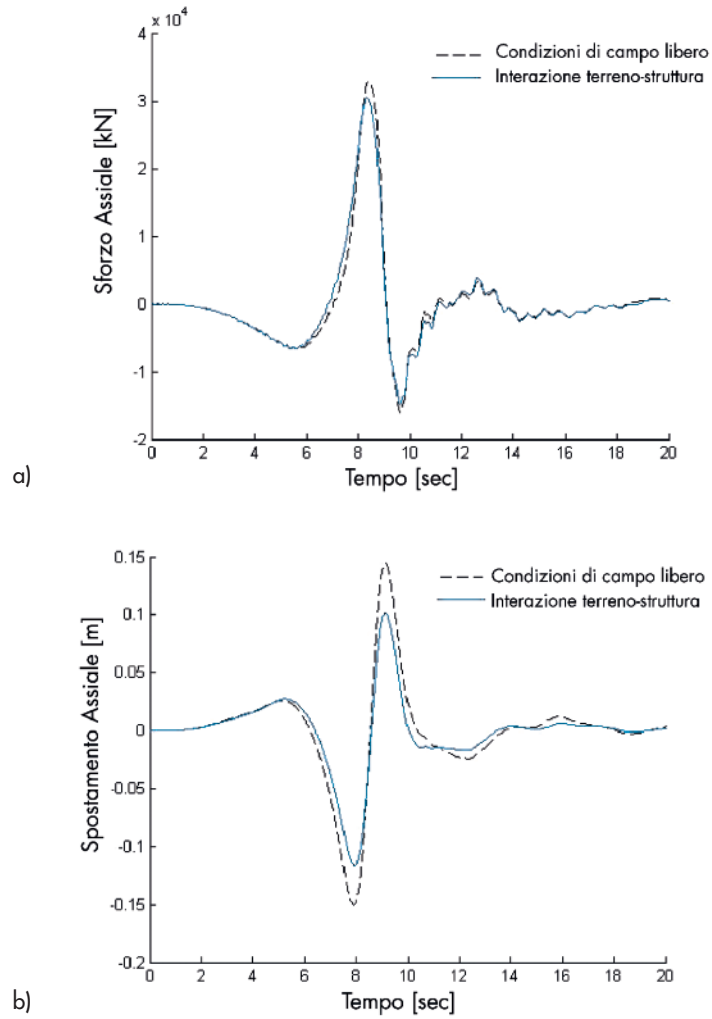
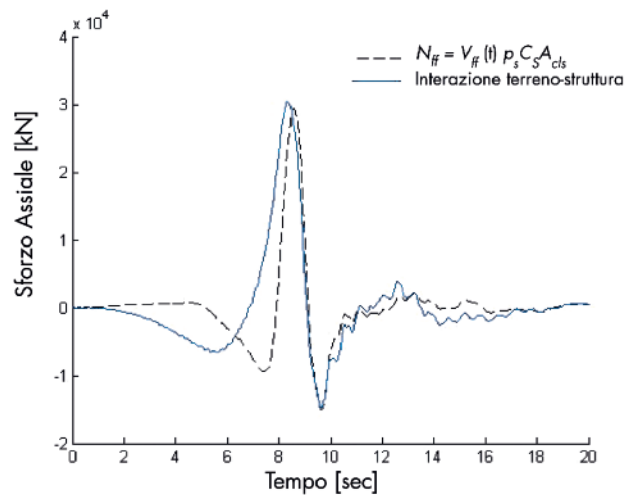


Tabella 8 - Parametri meccanici utilizzati per la valutazione dello sforzo assiale in condizioni di campo libero tramite l'Equazione (21).

A_{cls} (m^2)	C_S (m/s)	ρ_s (kg/m^3)	PGV (m/s)
27.4	1300	2100	0.4

Fig. 24
Sforzo normale nell'elemento più sollecitato della galleria Serro Montefalco: confronto tra la formula semplificata e il calcolo d'interazione terreno-struttura (Corigliano e al, 2007b).



7. Considerazioni conclusive

L'articolo ha illustrato un approccio ingegneristico semplificato per lo studio della vulnerabilità sismica di gallerie profonde. Tale approccio considera un livello di approfondimento e raffinatezza crescente in funzione dell'avanzamento della fase progettuale (preliminare, definitiva, ecc.).

Da un punto di vista progettuale le implicazioni derivanti da questo studio sono molteplici. Nello studio preliminare viene proposto l'utilizzo di curve di fragilità empiriche che considerano come parametro di scuotimento la velocità di picco al suolo (*PGV*), che meglio si correla al danneggiamento. Viene inoltre proposta una correlazione tra il livello di danno atteso e la *PGV* basata su dati di danneggiamento osservati a seguito di eventi sismici passati. In entrambi i casi è possibile stimare il danno atteso sulla base di semplici informazioni quali il terremoto di scenario in termini di magnitudo e distanza.

Per una fase di progettazione più avanzata è proposto un metodo semplificato per la stima dell'incremento di sollecitazione nel rivestimento dovuto agli effetti sismici considerando la risposta della galleria sia in direzione trasversale che longitudinale. Tale approccio è stato applicato allo studio della risposta sismica di una galleria nell'Appennino Meridionale ubicata in prossimità di una importante faglia sismogenica attiva.

In direzione trasversale è sviluppata una soluzione analitica che consente di valutare l'incremento di sollecitazioni dovuto all'applicazione di un campo di deformazione uniforme di taglio puro indotta dal sisma tenendo opportunamente in conto l'interazione suolo-struttura. Le sollecitazioni ottenute con il metodo pseudo-statico sono state confrontate con quelle calcolate con analisi dinamiche avanzate ottenendo risultati soddisfacenti.

Ringraziamenti

La ricerca presentata in questo articolo è stata condotta con il supporto finanziario del progetto "Reluis - Linea di ricerca n° 6.2 - Geotecnica sismica - Costruzioni in sotterraneo, Gallerie e caverne in roccia", finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile (progetto esecutivo 2005-2008) e dal Ministero dell'Università e della Ricerca (MiUR) attraverso il progetto FIRB No. RBIN047WCL (Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico di Grandi Sistemi Infrastrutturali). Gli autori desiderano esprimere un sincero ringraziamento per il

In direzione longitudinale la risposta della galleria è stata studiata attraverso un modello dinamico semplificato in cui la galleria è stata suddivisa in elementi travi spaziali connessi all'ammasso roccioso circostante da elementi di interfaccia viscoelastici. Dall'analisi risulta che le sollecitazioni flessionali sono in generale trascurabili rispetto all'incremento di sforzo assiale. Quest'ultimo può essere valutato con buona approssimazione in condizione di campo libero, noto l'andamento degli spostamenti assiali lungo l'asse della galleria. I risultati ottenuti in direzione longitudinale con l'approccio proposto possono essere considerati un limite superiore delle sollecitazioni agenti nel rivestimento.

Sia dall'analisi della risposta in direzione trasversale che in quella longitudinale emerge che la valutazione dell'incremento di sollecitazioni nel rivestimento della galleria per effetto di un sisma può essere ottenuta per via semplificata valutando correttamente le deformazioni indotte nel terreno in condizioni di campo libero.

Particolare attenzione è dedicata alla definizione dell'input sismico e delle deformazioni indotte in condizioni di campo vicino e alla messa a punto di una procedura semplificata per la sua valutazione da parte di tecnici non specialisti. In particolare sono stati presentati i primi risultati di uno studio basato sull'uso delle reti neurali artificiali che ha come obiettivo la costruzione di una correlazione empirica tra i parametri di scuotimento del suolo, i parametri sismologici di un terremoto di scenario rappresentato dalla attivazione di una faglia sismogenica ubicata in prossimità del sito di studio e la deformazione massima indotta nel terreno. Quest'ultimo parametro è cruciale per valutare l'incremento di sollecitazione sul rivestimento della galleria dovuto agli effetti dell'azione sismica.

supporto ricevuto. Gli autori desiderano inoltre ringraziare l'ing. A. Perino per il supporto nell'organizzazione della banca dati sul danneggiamento delle gallerie, e l'ing. T. Ornthamarath per l'aiuto fornito nella organizzazione delle analisi parametriche riguardanti il calcolo delle deformazioni nel terreno e la stima delle stesse attraverso il metodo delle reti neurali artificiali. Si ringraziano infine il Prof. V. Pane (Università degli Studi di Perugia) ed un anonimo revisore per gli utili suggerimenti che hanno consentito di migliorare il contenuto dell'articolo.

Bibliografia

- Abrahamson N. (1998). "Seismological Aspects of Near-Fault Ground Motions. 5th Caltrans Seismic Research Workshop", Sacramento, California, June.
- AFPS/AFES (2001). "Earthquake design and protection of underground structures".
- American Lifelines Alliance (2001). "Seismic fragility formulations for water systems Part 1" – Guideline, ASCE-FEMA.
- Applied Technology Council (1985). "Earthquake damage evaluation data for California", Report ATC-13, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Ates Y., Bruneau D., Ridgway W.R., (1995). "An evaluation of Potential Effects of Seismic Events on a Used Fuel Disposal Fault". AECL TR-623 86p, AECL.
- Barla G., Caruso G., Rondini G. (1986). "La problematica delle gallerie nel raddoppio della linea ferroviaria Caserta-Foggia". *Congresso internazionale su grandi opere sotterranee*, Firenze, Italy.
- Bielak J., Loukakis K., Hisada Y., Yoshimura C. (2003). "Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions Part I: Theory". *BSSA*, 93 (2), 817-824.
- Bobet A. (2003). "Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18 377-393.
- Bray J.D., Rodriguez-Marek A. (2004). "Characterization of forward-directivity ground motions in the near fault-region", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 24, 815-828.
- Chiarabba C., Amato A. (1997). "Upper-crustal structure of the Benevento area: fault heterogeneities and potential for large earthquakes", *Geophys. J. Int.*, 130, 229-239.
- Corigliano M., Scandella L., Barla G., Lai C.G., Paolucci R. (2007a). "Seismic analysis of deep tunnels in rock: a case study in southern Ital", *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Paper 1616.
- Corigliano M., Lai C.G., Barla G. (2006). "Seismic response of rock tunnels in near-fault conditions", *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, September 3-8, Geneva, Switzerland, Paper 998.
- Corigliano M., Scandella L., Barla G., Lai C.G., Paolucci R. (2007b). "Aspetti Progettuali nell'Analisi Sismica di Gallerie Profonde". *ANIDIS XII Convegno Nazionale, L'ingegneria sismica in Italia*, Pisa 10-14 Giugno.
- Corigliano M. (2007). "Seismic response of deep tunnels in near-fault conditions". *PhD dissertation, Politecnico di Torino*, Italy pp. 222.
- Corigliano M., Lai C.G., Barla G. (2007c). "Seismic vulnerability of rock tunnels using fragility curves", *XIX International Society of Rock Mechanics Congress*, 9-13 July 2007, Lisbon, Portugal.
- Cotton F., Scherbaum F., Bommer J.J., Bungum H., (2006). "Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: Application to Central Europe and rock sites", *Journal of Seismology*, 10, 137-156.
- DISS v. 3.0.3 (2006). "Database of Individual Seismogenic Sources: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas". <http://www.ingv.it/DISS/>.
- Dowding C.H., Rozen A. (1978). "Damage to rock tunnels from earthquake shaking". *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 104 (2 Feb): p. 175-191.
- Einstein H.H., Schwartz C.W. (1979). "Simplified analysis for tunnel support", *Journal of the geotechnical engineering division*, 105 499-518.
- Faccioli E., Maggio F., Paolucci R., Quarteroni, A. (1997). "2D and 3D elastic wave propagation by a pseudo-spectral domain decomposition method", *J. of Seismology*, 1, 237-251.
- Faccioli E., Vanini M., Paolucci R., Stupazzini M. (2005). "Comment on Domain reduction method for three-dimensional earthquake modelling in localized regions", Part I: Theory by J. Bielak, K. Loukakis, Y. Hisada, C. Yoshimura, and Part II: Verification and applications by C. Yoshimura, J. Bielak, Y. Hisada, A. Fernández, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 95 (2), 763-769.
- Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B., Yao J.I.C. (2001). "Seismic design and analysis of underground structures" *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16 247-293.
- Hashash Y.M.A., Park D., Yao J.I.C. (2005). "Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20, 435-441.
- Hisada Y., Bielak J. (2003). "A theoretical method for computing near fault ground motion in a layered half-spaces considering static offset due to surface faulting, with a physical interpretation of fling step and rupture directivity", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93 (3), 1154-1168.
- Huang T.H., Ho T.Y., Chang C.T., Yao X.L., Chang Q.D., Lee H.C. (1999). "Quick investigation and assessment on tunnel structures after earthquake, and the relevant reinforced methods" (in Chinese). *Report for the Public Construction Commission*, Taipei, Taiwan.
- Improta L., Iannaccone G., Capuano P., Zollo A., Scandone P. (2000). "Inferences on the upper crustal structure of Southern Apennines (Italy) from seismic refraction investigations and subsurface data", *Tectonophysics*, 317, 273-297.
- ISO 23469 (2005). "Bases for design of structures – Seismic actions for designing geotechnical works".
- Itasca (2005). "FLAC: User's Guide", Minneapolis.
- Makris N., Gazetas G. (1991). "Dynamic pile-soil-pile interaction. Part I: analysis of axial vibration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20,115-132.
- Makris N., Gazetas G. (1992). "Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: lateral and seismic response", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21,145-162.
- National Institute of Building Sciences (NIBS), (2004). "Earthquake loss estimation methodology". *HAZUS, Technical manuals*, FEMA, Washington, D.C.
- Newmark N.M. (1967). "Problems in wave propagation in soil and rocks, Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials", University of New Mexico Press, 7-26.

- Oreste P.P. (1999). "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici. Gallerie e grandi opere sotterranee", 57.
- Ornthammarath T. (2007). "Artificial neural networks applied to the seismic design of deep tunnels". *MS Dissertation ROSE School, Pavia*.
- Ornthammarath T., Corigliano M., Lai C.G. (2008). "Artificial neural networks applied to the seismic design of deep tunnels". *14th World Conference in Earthquake Engineering, Beijing, China*. Paper ID 04-01-0088.
- Owen G.N., Scholl R.E. (1981). "Earthquake engineering of large underground structures". *Report prepared for the Federal Highway Administration and National Science Foundation, Report n° FHWA/RD-80/195*.
- Panet M. (1995). "Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence-Confinement". *ENPC, Paris*.
- Penzien J. (2000), "Seismically induced racking of tunnel linings", *Earthquake engineering and structural dynamics*, 29, 683-691.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J.Y. (1996). "Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels". *Report Draft. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York*.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J.Y. (1998). "Seismic Vulnerability of Tunnels and Underground Structures Revisited". *Proc of North American Tunneling '98*. Newport Beach, CA: Balkema, Rotterdam, The Netherlands, p. 243-250.
- RTRI (2001). "Design Code for Tunnels in Urban Areas" (in Japanese). *Railway Technical Research Institute, Japan*.
- Scandella L. (2007). "Numerical evaluation of transient ground strains for the seismic response analysis of underground structures", *PhD Thesis, Politecnico di Milano*.
- Sharma S. and Judd. W.R. (1991). "Underground opening damage from earthquakes", *Engineering Geology*, vol. 30, pp. 263.276.
- St. John C.M., Zahrah T.F. (1987). "Aseismic design of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2, (2).
- Stupazzini M., Paolucci R., Scandella L., Vanini M. (2006). "From the seismic source to the structural response: advanced modelling by the spectral element method". *1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Genève, September 2006*.
- Wang W.L., Wang T.T., Su J.J., Lin C.H., Seng C.R. (2001). "Assessment of damages in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake", *Tunneling e Underground Space Technology*, 16 3, 133-150.
- Wang J.N. (1993). "Seismic design of tunnels: A State-of-the-Art Approach. *Parsons Brinckerhoff Quade e Douglas, Inc., New York, Monograph 7*.