

Analisi dinamica accoppiata della diga Marana Capacciotti

Angelo Amorosi,* Gaetano Elia**

Sommario

L'articolo riguarda lo studio del comportamento dinamico della diga Marana Capacciotti, situata a 13.5 km a sud-ovest della città di Cerignola (FG), adottando un approccio in tensioni efficaci completamente accoppiato, implementato in un codice agli elementi finiti non commerciale.

Il comportamento meccanico dei terreni di fondazione e del corpo diga è stato simulato con un modello costitutivo a doppia superficie sviluppato nell'ambito della teoria della plasticità inelastica. La calibrazione dei parametri costitutivi è stata eseguita utilizzando i risultati di un'ampia campagna sperimentale di laboratorio eseguita su campioni indisturbati dei terreni costituenti il corpo diga e quelli di fondazione. Per definire in maniera appropriata lo stato tensionale iniziale ed il valore delle variabili interne del modello, prima dell'applicazione dell'azione sismica in corrispondenza della formazione rocciosa di base sono state simulate la storia geologica del deposito di fondazione, la costruzione del corpo diga ed il riempimento dell'invaso. A tal proposito, nella nota viene evidenziata l'influenza dello stato iniziale sui risultati delle analisi dinamiche, adottando due differenti ipotesi nella simulazione della costruzione del corpo diga.

Il comportamento dell'opera in condizioni sismiche è stato analizzato applicando alla base del dominio d'analisi una serie di accelerogrammi reali caratterizzati da spettri di risposta compatibili con quanto previsto per il sito in esame dalle mappe di pericolosità sismica dell'INGV [GRUPPO DI LAVORO MPS, 2004].

In particolare, nella nota vengono commentati i risultati di un'analisi parametrica volta ad evidenziare l'influenza dello stato iniziale, del contenuto in frequenza del segnale sismico di input, del valore dell'accelerazione massima alla formazione rocciosa e dello smorzamento viscoso introdotto nelle simulazioni.

1. Introduzione

La sensibilità sviluppata negli ultimi anni sul tema della sicurezza delle dighe in condizioni dinamiche ed il contemporaneo approfondimento degli studi di pericolosità sismica hanno evidenziato come molte dighe in terra realizzate sul territorio nazionale non soddisfino i requisiti di sicurezza richiesti dalle normative vigenti [Decreto del Ministero LL. PP. del 24/03/1982] nei confronti degli eventi sismici. Si tratta, in genere, di dighe realizzate quando la sismicità del sito era valutata in maniera approssimata, e per questo di frequente sottovalutata o del tutto trascurata. Per queste opere si presenta oggi il problema della riqualificazione sismica. A tal proposito, la normativa corrente [cfr. idem c. s.] contempla come strumento di valutazione della stabilità delle dighe in terra e dei rilevati soggetti ad azioni sismiche il solo metodo pseudostatico, che schematizza l'azione del terremoto con

una forza d'inerzia statica equivalente, proporzionale al peso della massa potenzialmente instabile e costante nello spazio e nel tempo in modulo, direzione e verso. L'utilizzo di tale approccio per la verifica di dighe esistenti progettate senza tener conto delle azioni sismiche può risultare estremamente cautelativo, potendo il coefficiente di sicurezza assumere durante il terremoto valori inferiori all'unità per brevi intervalli di tempo senza che ciò comporti necessariamente il collasso della struttura o la sua perdita di funzionalità [cfr. p. es. CREPELLANI *et al.*, 1990]. D'altro canto, numerosi sono i casi, discussi in letteratura, di dighe e rilevati che, pur correttamente progettati con il metodo pseudostatico, hanno subito notevoli danni o parziali crolli in occasione di terremoti di forte intensità [cfr. p. es. SEED *et al.*, 1969; SEED *et al.*, 1973]. È dunque evidente come la progettazione e/o verifica di tali importanti strutture geotecniche richieda l'utilizzo di un approccio di tipo "prestazionale" che consenta di determinare gli effetti transitori e permanenti indotti dall'azione dinamica e di confrontare l'entità del danno prevedibile con le prestazioni richieste al sistema, in modo da valutare in maniera più affidabile l'adeguatezza di tali opere alla sismicità dell'area in cui ricadono.

A tal fine, in alternativa o in maniera congiunta agli approcci pseudostatici, il comportamento dina-

* Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, I Facoltà di Ingegneria – Bari, Politecnico di Bari

** Dottore di Ricerca, Assegnista di Ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente e per lo Sviluppo Sostenibile, II Facoltà di Ingegneria – Taranto, Politecnico di Bari

mico di rilevati e di dighe in terra è stato già da tempo studiato anche adottando i cosiddetti “metodi degli spostamenti”, derivati dal modello del blocco rigido di NEWMARK [1965]. L'applicazione di questi ultimi può essere eventualmente preceduta da analisi della risposta sismica, basate sull'ipotesi di mezzo monofase e comportamento meccanico visco-elastico lineare equivalente [cfr. p. es. MAKDISI e SEED, 1978]. In campo progettuale sono da tempo in uso approcci numerici più sofisticati, per esempio basati sul metodo degli elementi finiti (FEM), che permettono di prevedere in maniera più accurata il comportamento di tali strutture geotecniche [cfr. p. es. BALDOVIN *et al.*, 1991]. Questi approcci sono solitamente basati su ipotesi costitutive relativamente semplici, come quelle di modello elastico lineare-perfettamente plastico, modello *Cam-Clay* modificato [ROSCOE e BURLAND, 1968], *Hardening Soil Model* [SCHANZ, 1998]. L'uso di tali legami costitutivi rende però necessaria l'introduzione di uno smorzamento viscoso aggiuntivo nelle equazioni di equilibrio dinamico, al fine di compensare la limitata capacità dei suddetti modelli di riprodurre in modo realistico la dissipazione isteretica dell'energia trasferita dal sisma al terreno. I valori dei parametri che controllano l'entità dello smorzamento viscoso, difficili da quantificare a priori, possono avere un'influenza non trascurabile sui risultati delle simulazioni numeriche, così da inficiarne l'oggettività [WOODWARD e GRIFFITHS, 1996].

Una più accurata previsione della risposta sismica delle dighe in terra può essere conseguita con l'uso di codici numerici ad elementi finiti basati su una formulazione bifase per il terreno, che tenga conto dell'interazione tra fluido interstiziale e scheletro solido in forma completamente accoppiata [ZIENKIEWICZ *et al.*, 1999]. In tali analisi possono essere implementati modelli costitutivi non lineari avanzati, capaci di descrivere le principali caratteristiche del comportamento meccanico dei terreni soggetti a carichi ciclici, sia in condizioni di esercizio che prossime al collasso [cfr. p. es. ARULANANDAN e SCOTT, 1993; ELGAMAL *et al.*, 2002; AYDINGUN e ADALIER, 2003; MURALEETHARAN *et al.*, 2004; ELIA *et al.*, 2005; SICA *et al.*, 2008].

Il lavoro qui proposto ha lo scopo di evidenziare i benefici derivanti dall'utilizzo di un approccio completamente accoppiato in termini di tensioni efficaci, basato su un modello ad elementi finiti in cui il comportamento meccanico del materiale è schematizzato con ipotesi costitutive avanzate, nello studio del comportamento di una diga in terra omogenea, realmente esistente, quando soggetta all'azione dinamica di un terremoto.

Nella prima parte del testo si illustrano le principali peculiarità del codice numerico e del modello costitutivo adottati nelle analisi numeriche. La seconda parte riguarda la descrizione delle caratteristiche

geometriche della diga esaminata, le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti e la calibrazione dei parametri costitutivi sulla base dei risultati sperimentali di prove di laboratorio eseguite sui diversi materiali. Successivamente, sono descritte le analisi statiche eseguite per definire in maniera appropriata lo stato tensionale iniziale ed il valore delle variabili interne del modello prima dell'applicazione dell'azione sismica. Nella parte finale si analizza il comportamento dinamico della diga previsto applicando alla base del reticolo di discretizzazione una serie di accelerogrammi caratterizzati da differenti accelerazioni massime e contenuti in frequenza, ed introducendo diversi valori dello smorzamento viscoso, al fine di evidenziare il ruolo di tali fattori sui risultati ottenuti.

2. Il modello costitutivo ed il codice agli Elementi Finiti utilizzati

Il modello costitutivo adottato nelle analisi è il *Model for Structured Soils (MSS)*, sviluppato da KAVVADAS e AMOROSI [2000] per terreni coesivi dotati di struttura. Tale modello, basato sulla teoria della plasticità incrudente, è definito nello spazio generale delle tensioni efficaci (σ ed \mathbf{s} , rispettivamente, pari alla componente sferica e deviatorica del tensore delle tensioni efficaci) ed è caratterizzato da due superfici ellittiche (Fig. 1): una più esterna (BSE), che rappresenta gli stati associati all'inizio della degradazione della struttura, ed una superficie di snervamento interna (PYE), geometricamente simile alla BSE, ma scalata di un fattore $\xi \ll 1$. Per stati tensionali interni alla PYE, il comportamento meccanico del materiale è reversibile, con moduli di rigidezza a taglio e rigidezza volumetrica dipendenti dalla pressione media efficace. A stati appartenenti alla superficie di snervamento corrisponde l'attivazione della risposta irreversibile, caratterizzata dall'accu-

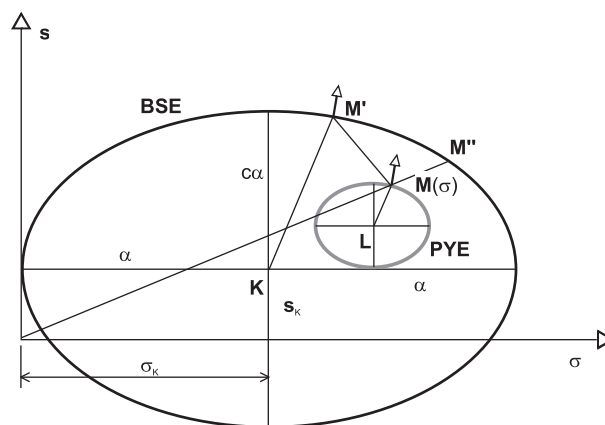


Fig. 1 – Superfici caratteristiche del modello MSS.
Fig. 1 – Characteristic surfaces of the MSS model.

mulo di deformazioni plastiche. In questo caso, quando le due superfici PYE e BSE non sono in contatto tra loro, il modello prevede il decadimento della rigidità in conseguenza della riduzione del modulo plastico, descritta in funzione della distanza tra le due superfici. Quando queste raggiungono il contatto, la formulazione si riduce a quella di un modello a singola superficie simile a *Cam-Clay* modificato.

MSS è caratterizzato da leggi di incrudimento sia isotropo che cinematico. L'incrudimento isotropo controlla la dimensione della superficie esterna in maniera analoga a quanto previsto nel modello *Cam-Clay* modificato, descrivendo, in aggiunta rispetto a questo modello, anche l'evoluzione del danneggiamento degli eventuali legami di cementazione presenti nel terreno strutturato in funzione delle deformazioni plastiche volumetriche e deviatoriche. Quello cinematico descrive il moto delle due superfici caratteristiche nello spazio delle tensioni, ovvero l'evoluzione dell'anisotropia del materiale. La formulazione del modello *MSS* permette di riprodurre in maniera realistica alcune caratteristiche peculiari del comportamento meccanico dei terreni coesivi quando soggetti a carichi ciclici, quali il decadimento della rigidità a taglio con la deformazione, il corrispondente aumento dello smorzamento isteretico ed il conseguente accumulo di sovrappressioni interstiziali in condizioni non drenate [AMOROSI e KAVVADAS 1999, ELIA 2004, ELIA *et al.*, 2004]. Nel presente lavoro il modello *MSS* è stato utilizzato per simulare il comportamento meccanico sia dei terreni naturali di fondazione che del materiale coesivo costituente il corpo diga. La formulazione matematica del modello, omessa in questa sede per ragioni di spazio, è descritta nel lavoro di KAVVADAS e AMOROSI [2000], cui si rimanda per i dettagli.

Nel presente lavoro è stato utilizzato *DIANA-SWANDYNE II* (*Dynamic Interaction And Non-linear Analysis-SWANsea DYNamic program version II*), un codice bidimensionale ad elementi finiti che implementa la formulazione dinamica completamente accoppiata di BIOT [1941] adottando la cosiddetta

semplificazione $u-p$ (dove u è lo spostamento dello scheletro solido e p rappresenta la pressione interstiziale), che corrisponde a trascurare l'accelerazione relativa del fluido interstiziale rispetto allo scheletro solido. Il codice consente di analizzare problemi statici, di consolidazione e dinamici in condizioni drenate e non drenate. La formulazione matematica del codice è descritta in dettaglio da CHAN [1995] e ZIENKIEWICZ *et al.* [1999]. L'algoritmo adottato per l'integrazione nel tempo delle equazioni di campo è quello generalizzato di Newmark, proposto da KATONA e ZIENKIEWICZ [1985]. Nella soluzione dei problemi dinamici il codice consente di introdurre, se necessario, lo smorzamento di tipo viscoso, adottando la formulazione di Rayleigh in dipendenza dalla frequenza [cfr. p. es. CLOUGH e PENZIEN, 1993].

Il modello *MSS* è stato recentemente implementato in *SWANDYNE II* attraverso uno schema di integrazione esplicito, con suddivisione costante dell'incremento di deformazione definita dall'utente. Le sue capacità predittive sono state studiate con riferimento a vari problemi al finito in condizioni statiche, di consolidazione e dinamiche [ELIA, 2004].

3. La diga Marana Capacciotti

La diga omogenea studiata è situata in Puglia, lungo il torrente Marana Capacciotti, a circa 13.5 km a sud-ovest della città di Cerignola (FG). Il rilevato fu costruito tra il 1970 ed il 1975 utilizzando esclusivamente terreni coesivi, costituiti essenzialmente da limi sabbiosi e limi argillosi di bassa plasticità. L'opera è caratterizzata da un volume di 3.71 Mm³ di terra e ritiene un volume di acqua pari a 49 Mm³. Con riferimento alla sua sezione maestra, la diga è alta 48 m ed ha una base di 370.5 m (Fig. 2). In condizioni di esercizio il rilevato dispone di un franco di 2.6 m. La diga è fondata su un deposito costituito da un primo strato di argille alluvionali leggermente sovraconsolidate, di spessore pari a circa 12 m, seguito da un potente deposito di argilla li-

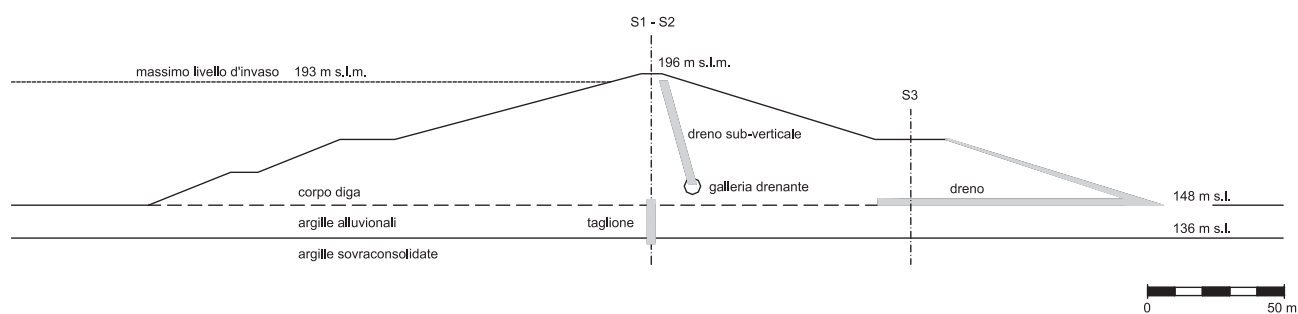


Fig. 2 – Sezione principale della diga Marana Capacciotti.
Fig. 2 – Cross section of the Marana Capacciotti Dam.

mosa consistente e sovraconsolidata. Il sistema di drenaggio consiste in un dreno sub-verticale che scarica in una galleria drenante a sviluppo longitudinale e da un dreno disposto al piede del paramento di valle. Un taglione in calcestruzzo disposto alla base del rilevato ed approfondito sino allo strato di argille consistenti controlla la filtrazione dell'acqua al disotto della diga.

3.1. Calibrazione del modello costitutivo

Di recente è stata condotta una campagna di indagini volta ad affinare la caratterizzazione meccanica dei terreni del deposito di fondazione e del rilevato [CALABRESI *et al.*, 2000]. Essa ha previsto l'esecuzione di tre sondaggi, eseguiti lungo la cresta (S1, S2) ed il paramento di valle della diga (S3), ed il prelievo di 21 campioni indisturbati. I principali risultati sperimentali di tale campagna sono stati utilizzati per calibrare i parametri del modello costitutivo adottato. In particolare, i risultati di prove edometriche e di prove triassiali consolidate non drenate sono stati utilizzati per calibrare *MSS* con riferimento a condizioni di carico statiche, mentre i risultati di prove eseguite in colonna risonante (RC) ed in cella triassiale attrezzata con trasduttori piezoceramici (*bender elements* - BE) hanno consentito di individuare il profilo di rigidezza a taglio iniziale lungo l'asse del rilevato e di calibrare i parametri del modello con riferimento a condizioni di carico cicliche.

La calibrazione di *MSS* è stata effettuata in maniera distinta per i due differenti materiali presenti in fondazione e per quello costituente il corpo diga. Per ragioni di sintesi, nel seguito è descritta in dettaglio la sola calibrazione del modello relativa a quest'ultimo materiale.

Gli indici di compressibilità λ e di rigonfiamento κ relativi al terreno coesivo del rilevato sono stati de-

terminati in base ai risultati delle prove edometriche. I rimanenti parametri statici del modello sono stati determinati a partire dai risultati delle prove di compressione triassiale eseguite sul campione S2-C3 (sondaggio S2 - profondità 15 m).

Le figure 3(a-c) mostrano il confronto tra i dati sperimentali (linea continua) e le simulazioni numeriche con *MSS* (linea tratteggiata) in termini di percorsi tensionali nel piano pressione media efficace - sforzo deviatorico ($p'-q$), di curve $q-\varepsilon_s$ (con ε_s invariante della deformazione deviatorica) e di diagrammi della pressione interstiziale $u - \varepsilon_s$.

Nelle simulazioni numeriche delle prove edometriche e triassiali i parametri che controllano la destrutturazione volumetrica e deviatorica sono stati assunti pari a zero. Tali parametri sono, invece, stati attivati per riprodurre i risultati delle prove in colonna risonante, in termini di decadimento della rigidezza a taglio con la deformazione [ELIA *et al.*, 2004].

In figura 4 sono riportati, a titolo di esempio, con linea continua i risultati sperimentali e con linea tratteggiata quelli numerici relativi alla prova di colonna risonante eseguita sul campione S1-C4 (sondaggio S1 - profondità 25 m), in termini di variazioni con la deformazione di taglio γ del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_0 , del fattore di smorzamento D e delle sovrapposizioni interstiziali normalizzate $\Delta u/p'_0$ (essendo p'_0 la pressione media efficace di consolidazione del campione). Per ogni valore di deformazione di taglio imposta è stato determinato il modulo di rigidezza a taglio secante osservato in seguito all'applicazione di 500 cicli di carico, sufficienti al raggiungimento della condizione di stabilizzazione ciclica del materiale. La curva di decadimento del modulo di rigidezza normalizzato G/G_0 ottenuta dalla simulazione numerica è in buon accordo con quanto tipicamente osservato in terreni coesivi caratterizzati da indice di plasticità com-

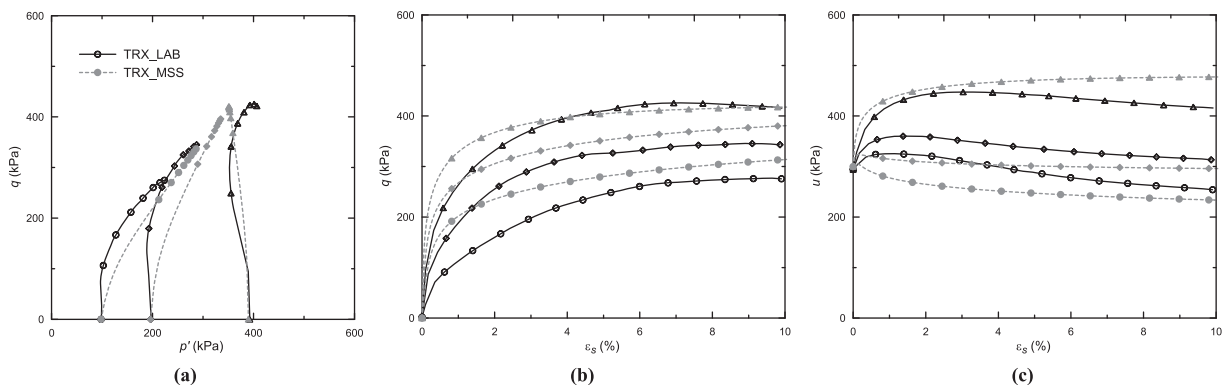


Fig. 3 – Confronto tra i risultati sperimentali delle prove di compressione triassiale eseguite sul terreno del corpo diga e la corrispondente risposta prevista da *MSS*.

Fig. 3 – Comparison between experimental results of undrained triaxial compression tests performed on the dam clayey soil and the computed response with *MSS*.

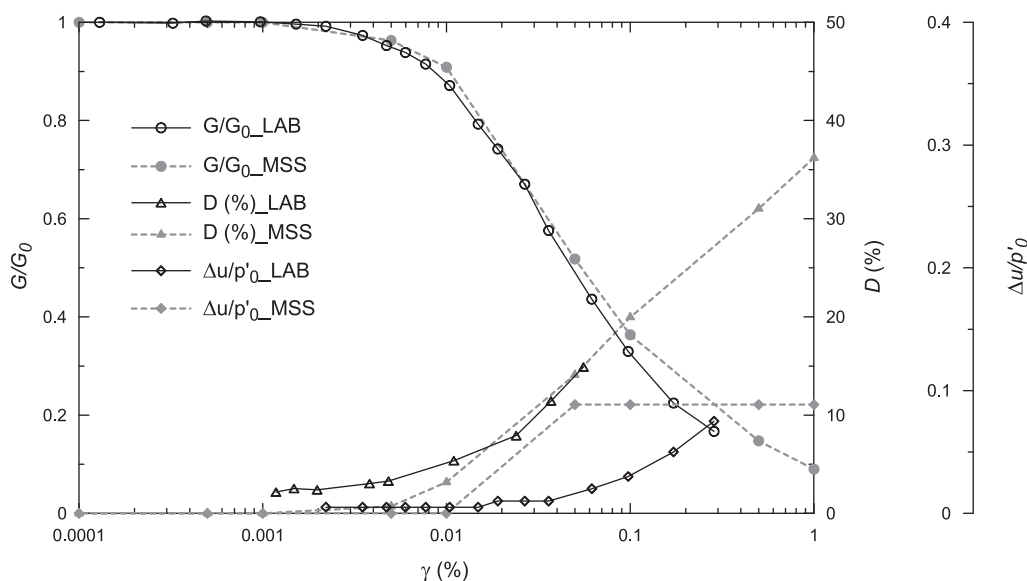


Fig. 4 – Confronto tra i risultati sperimentali della prova in colonna risonante eseguita sul terreno del corpo diga e la corrispondente risposta prevista da MSS.

Fig. 4 – Comparison between experimental results of a resonant column test performed on the dam clayey soil and the computed response with MSS.

preso tra 15 e 30% [VUCETIC e DOBRY, 1991], classe cui appartiene il materiale posto in opera nel rilevato. Anche la curva di variazione del fattore di smorzamento con la deformazione di taglio ottenuta con MSS è in soddisfacente accordo con la corrispondente curva sperimentale, ma presenta un valore iniziale di D prossimo allo zero, a differenza di un valore misurato pari a circa 2%. Tale differenza è dovuta al fatto che il modello costitutivo adottato simula il solo smorzamento isteretico correlato allo sviluppo di deformazioni plastiche. Queste ultime per cicli caratterizzati da $\gamma < 0.001\%$ risultano pressoché nulle, poiché il corrispondente percorso tensionale rimane essenzialmente confinato all'interno della superficie di snervamento. Nelle analisi dinamiche della diga si è dunque provveduto ad introdurre uno smorzamento aggiuntivo viscoso alla Rayleigh di piccola entità, come discusso in seguito.

Il modello costitutivo adottato prevede l'accumulo di sovrappressioni interstiziali per $\gamma > 0.01\%$, associate allo sviluppo di deformazioni irreversibili, ed il raggiungimento di una condizione di saturazione del fenomeno anzidetto, al crescere del numero di cicli e/o della loro ampiezza. In tale condizione, il valore delle sovrappressioni interstiziali è prossimo a quello osservato sperimentalmente in colonna risonante per deformazioni di taglio dell'ordine dell' 1%.

3.2. Scelta dei segnali sismici di input

L'analisi dinamica completa di dighe in terra soggette all'azione di un terremoto richiede la defi-

nizione dell'input sismico in corrispondenza della formazione rocciosa di base. Tale determinante dato del problema è tipicamente individuato a valle di uno specifico studio di pericolosità sismica del sito nel quale ricade l'opera. Nel caso in esame, sono stati utilizzati i risultati dell'analisi condotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) sull'intero territorio nazionale [GRUPPO DI LAVORO MPS, 2004]. Nell'area in cui è situata la diga, le mappe interattive di pericolosità sismica dell'INGV [<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>] prevedono un'accelerazione massima orizzontale di 0.275 g, per un tempo di ritorno (T_R) di 1000 anni, ed una di 0.194 g per $T_R = 475$ anni, con riferimento ad un affioramento in superficie della formazione rocciosa. Tre diversi accelerogrammi sono stati selezionati da una banca dati [AMBRASEYS *et al.*, 2000; AMBRASEYS *et al.*, 2004] e scalati ai suddetti valori di accelerazione massima. I corrispondenti spettri di risposta medi risultano compatibili con quelli proposti dall'INGV per entrambi i tempi di ritorno assunti, come mostrato nelle figure 5(a, b). Nelle analisi dinamiche della diga i segnali sismici, depurati dalle frequenze superiori ai 10 Hz, sono stati trasferiti in corrispondenza della formazione rocciosa di base attraverso un'analisi standard di deconvoluzione, secondo quanto suggerito da KWOK *et al.* [2007]. Le principali caratteristiche dei segnali sismici così ottenuti sono riassunte in tabella I in termini di tempo di ritorno, accelerazione massima, massima frequenza significativa, frequenza dominante e durata della registrazione, insieme all'indicazione della denominazione del segnale di origine.

Tab. I – Caratteristiche dei segnali di input utilizzati nelle analisi dinamiche.

Tab. I – Characteristics of the input motions used in the dynamic analyses.

Nome	Segnale originale	T_R [anni]	a_{\max} – outcrop [g]	a_{\max} – bedrock [g]	f_{\max} [Hz]	Frequenza dominante [Hz]	Durata registraz. [s]
A1	Corral90	1000	0.275	0.177	10	1.39	40
A2	Corral90	475	0.194	0.128	10	1.39	40
A3	AmbiestaEW	1000	0.275	0.214	10	1.49	35
A4	Ra01168EW	1000	0.275	0.148	10	2.63	40

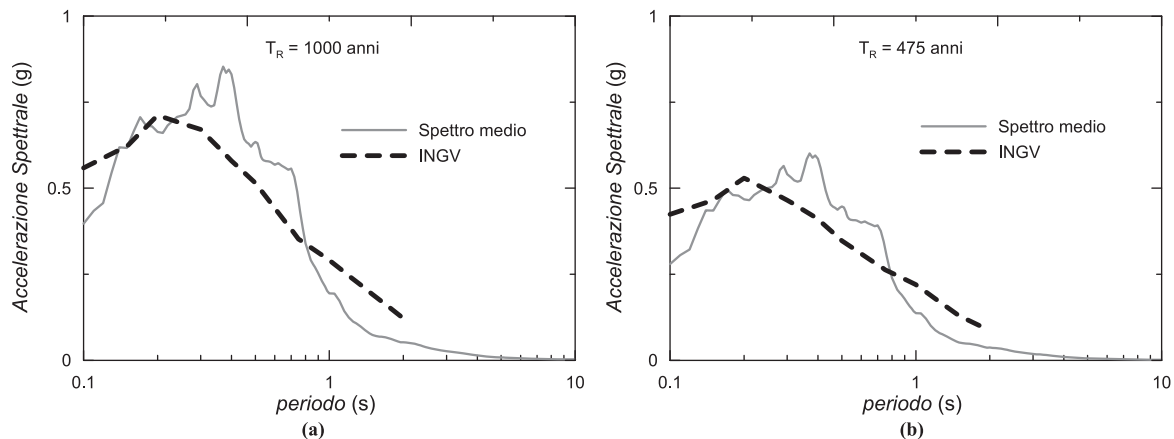


Fig. 5 – Confronto tra gli spettri previsti dall'INGV nel sito in esame e gli spettri medi degli accelerogrammi selezionati per un periodo di ritorno di 1000 anni (a) e di 475 anni (b).

Fig. 5 – Comparison between the INGV spectra predicted at the dam site and the average spectra of the selected accelerograms for a return period of 1000 years (a) and 475 years (b).

4. Risultati delle analisi statiche

La griglia di elementi finiti utilizzata per discretizzare il problema è mostrata in figura 6. Allo scopo di minimizzare gli effetti dovuti ai contorni laterali, l'estensione orizzontale del dominio d'analisi è stata scelta pari a circa tre volte la larghezza della base del rilevato. La profondità del substrato rigido è stata definita con riferimento alle caratteristiche dinamiche della formazione argillosa consistente, in modo che l'estremità inferiore corrispondesse ad una profondità per la quale fosse lecito assumere il raggiungimento di una velocità di propagazione delle onde di taglio V_s pari a 800 m/s (tipica di una formazione rocciosa di base). In assenza di misure dirette, si è fatto riferimento a profili di velocità delle onde di

taglio ottenuti da prove *in situ* eseguite in zone della stessa regione caratterizzate da condizioni geotecniche simili a quelle del sito in esame [MUCCIARELLI e GALLIPOLI, 2006]: ne è risultato un deposito di fondazione di 42 m, costituito da 12 m di argille alluvionali e 30 m di argille consistenti e sovraconsolidate. La griglia è composta da 794 elementi finiti quadrilateri isoparametrici ad 8 nodi solidi e 4 nodi fluidi e, in tutte le analisi, sono state assunte condizioni di deformazione piana. Ai nodi solidi alla base della griglia sono impediti gli spostamenti relativi verticali ed orizzontali, mentre quelli lungo i contorni verticali sono vincolati nella sola direzione orizzontale.

Come già sottolineato in precedenza, le variabili interne del modello costitutivo *MSS*, ovvero la posi-

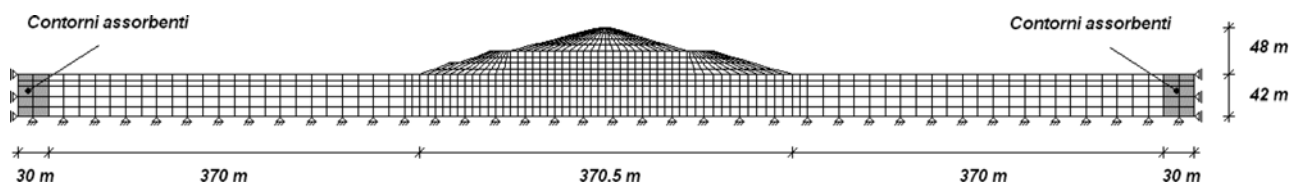


Fig. 6 – Reticolo di elementi finiti e condizioni al contorno adottati nelle analisi.

Fig. 6 – Adopted FE mesh and boundary conditions.

zione e la dimensione nello spazio delle tensioni delle due superfici caratteristiche, controllano la dipendenza dalla storia tensionale pregressa, l'evoluzione dell'anisotropia e le modalità con le quali si manifesta il comportamento irreversibile e non-lineare sin dalle prime fasi di carico. Per tali motivi, la corretta definizione del loro valore iniziale gioca un ruolo cruciale nella simulazione della risposta dinamica della diga. Ciò implica che, per ottenere risultati realistici dalle analisi FEM dinamiche, è necessario farle precedere da corrispondenti analisi statiche volte a riprodurre in maniera realistica, seppure semplificata, la storia geologica del deposito di fondazione, le fasi di costruzione del rilevato ed il successivo riempimento dell'invaso.

Nel caso della Marana Capacciotti, l'iter seguito nel presente lavoro ricalca quanto sopra descritto. Per brevità, nel seguito si descrive in dettaglio la sola simulazione della realizzazione del rilevato e del riempimento dell'invaso al suo livello di esercizio.

La simulazione della costruzione dell'opera è stata eseguita attivando in fasi successive la gravità in quattro strati di spessore pari a 12 m in cui è stato suddiviso il rilevato, assumendo per esso condizioni di totale saturazione e mantenendo la falda al livello dell'estradosso dello strato di fondazione. Come è noto, la compattazione meccanica cui è sottoposto il materiale costituente un rilevato in terra determina un generale miglioramento delle caratteristiche meccaniche dello stesso. Il fenomeno, nella realtà alquanto complesso, è stato qui simulato solo in termini di effetti adottando due differenti strategie:

nella prima, in tutti i punti di Gauss appartenenti allo strato di rilevato attivato, la dimensione della superficie BSE del modello è stata allargata in maniera omotetica, utilizzando un fattore moltiplicativo pari a 5 (ipotesi 1), mentre nella seconda la superficie del modello è stata allargata aggiungendo alla tensione media efficace σ_K , che definisce la posizione del suo centro sull'asse isotropo (Fig. 1), un valore pari a 300 kPa costante con la profondità (ipotesi 2). Nei due casi, lo stato tensionale efficace di ogni punto di Gauss è stato mantenuto invariato. Entrambe le ipotesi di modifica della dimensione della superficie proposte hanno permesso di simulare l'aumento di rigidità e resistenza del materiale compattato artificialmente, attraverso l'incremento fittizio del grado di sovraconsolidazione del terreno. I due profili verticali del rapporto di sovraconsolidazione $R = p'_{\text{d}} / p'$, ottenuti lungo l'asse della diga al termine delle analisi FEM statiche adottando le due suddette ipotesi, sono riportati in figura 7a e denominati, rispettivamente, "profilo 1" e "profilo 2": la prima simulazione della costruzione del rilevato fornisce un profilo di R discontinuo in quanto, per ogni strato, l'effetto di sovraconsolidazione è maggiore alla base rispetto alla superficie, mentre nel secondo caso il rapporto di sovraconsolidazione decresce in maniera continua dalla cresta alla base del rilevato, essendo l'effetto di sovraconsolidazione costante all'interno del singolo strato.

In entrambi i casi, i valori di R al centro di ogni strato risultano in buon accordo con quelli assunti per la calibrazione del modello, confermando la

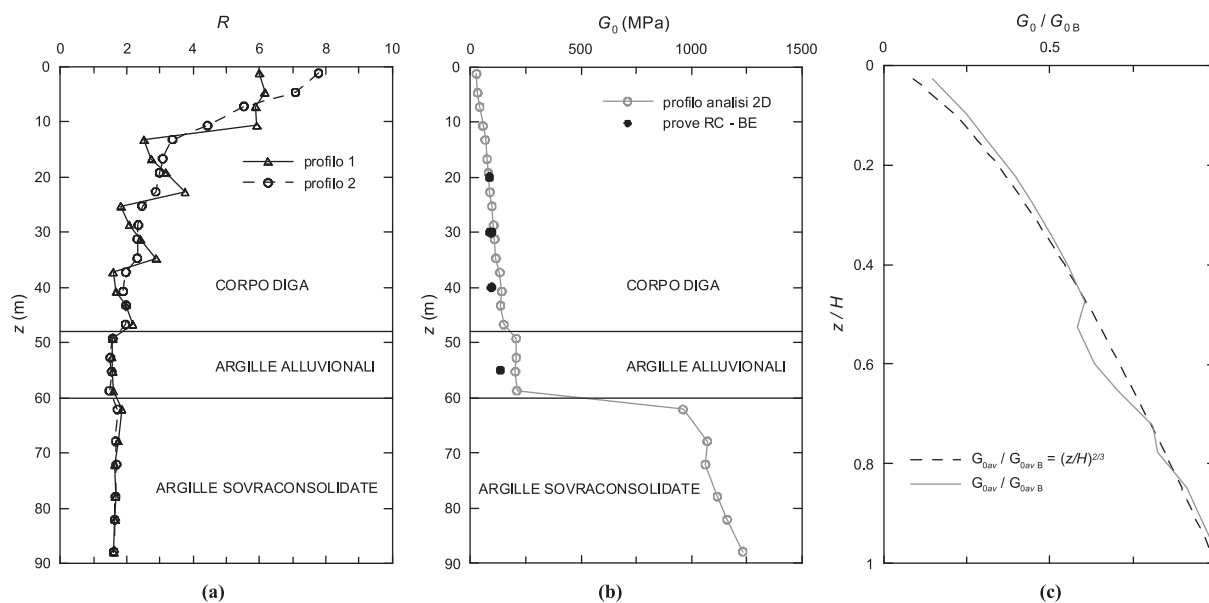


Fig. 7 – Profili del rapporto di sovraconsolidazione (a), del modulo di rigidezza a taglio iniziale (b) e del modulo di taglio iniziale medio (c) ottenuti al termine delle analisi statiche della diga.

Fig. 7 – Profiles of overconsolidation ratio (a), initial shear modulus (b) and average shear modulus (c) obtained at the end of the static analyses of the dam.

Tab. II – Principali caratteristiche delle analisi dinamiche.

Tab. II – Main dynamic analyses characteristics.

Nome	Segnale di input	a_{\max} – bedrock [g]	Profilo di R	Smorzamento [%]	Durata analisi [s]	Intervallo temporale [s]
Loma_1	A1	0.177	1	2	80	0.02
Loma_2	A2	0.128	1	2	80	0.02
Tolmezzo	A3	0.214	1	2	60	0.01
Nocera	A4	0.148	1	2	60	0.01
Loma_3	A1	0.177	2	2	80	0.02
Loma_4	A1	0.350	2	2	80	0.02
Loma_5	A1	0.050	2	2	80	0.02
Loma_6	A1	0.010	2	2	80	0.02
Loma_7	A1	0.177	2	5	80	0.02

congruenza tra i valori misurati sperimentalmente, quelli assunti nella fase di calibrazione ed i valori ottenuti dalle simulazioni numeriche.

Il modello costitutivo adottato non prevede una diretta dipendenza del modulo di rigidezza a taglio iniziale G_0 dal rapporto di sovraconsolidazione. Per tale motivo le due simulazioni della costruzione del corpo diga, pur caratterizzate da differenti profili di R , determinano lo stesso profilo di rigidezza a taglio iniziale con la profondità lungo l'asse (Fig. 7b). Tale profilo risulta in buon accordo con i valori di G_0 misurati sperimentalmente, riportati nella stessa figura. Inoltre, il modulo di rigidezza a taglio iniziale medio G_{0av} , calcolato per ogni profondità come valore medio del modulo di rigidezza a taglio iniziale di ogni elemento G_{0i} pesato per la sua larghezza b_i (cioè: $G_{0av} = \Sigma G_{0i} b_i / \Sigma b_i$), è stato diviso per il suo massimo valore in corrispondenza della base della diga G_{0avB} e diagrammato in funzione della profondità adimensionalizzata z/H (dove H è l'altezza della diga), come mostrato in figura 7c: il profilo così ottenuto è molto simile alla curva $G_{0av} / G_{0avB} = (z/H)^{2/3}$ proposta da GAZETAS [1987] sulla base di misure di velocità delle onde di taglio all'interno di dighe esistenti.

Al termine della fase di costruzione del rilevato, è stato simulato il primo riempimento dell'invaso fino al suo livello di esercizio (190 m s.l.m.) attraverso un'analisi di filtrazione accoppiata con controllo della suzione al di sopra della linea di falda, ottenendo un valore massimo di suzione in corrispondenza della cresta del rilevato pari a 25 kPa.

5. Risultati delle analisi dinamiche

La risposta dinamica della diga è stata analizzata applicando ai nodi solidi alla base della griglia di discretizzazione gli accelerogrammi reali selezionati in base ai risultati dell'analisi di rischio sismico

descritta nel § 3.2. Le principali caratteristiche delle analisi dinamiche eseguite sono riassunte in tabella II.

In questo paragrafo si descrivono in dettaglio i risultati dell'analisi dinamica denominata *Loma_3*, nella quale la diga è soggetta alla componente orizzontale dell'accelerogramma registrato a Loma Prieta (Corralitos Station, Santa Cruz, USA), durante il terremoto dell'Ottobre 1989 (contraddistinto da una magnitudo di momento $M_W = 6.9$ ed una magnitudo delle onde di superficie $M_S = 7.1$), a partire dai risultati dell'analisi statica eseguita secondo l'ipotesi 2 relativa all'effetto della compattazione. Il rilevato è, dunque, caratterizzato dall'andamento del rapporto di sovraconsolidazione R con la profondità denominato "profilo 2" e già descritto in precedenza (Fig. 7a). Il segnale sismico di input è caratterizzato da un valore dell'accelerazione massima pari a 0.177 g, una durata totale della registrazione di 40 s ed una frequenza dominante pari a 1.39 Hz. Nelle figure 8 (a, b) sono mostrati, rispettivamente, la storia temporale delle accelerazioni e lo spettro di Fourier del segnale sismico applicato alla formazione rocciosa di base (linea continua in grassetto). La risposta dinamica della diga è stata analizzata anche durante i 40 s successivi al termine del segnale registrato (per una durata totale dell'analisi pari a 80 s), adottando un passo temporale di integrazione pari a 0.02 s, coincidente con quello di acquisizione dell'accelerogramma.

Per l'integrazione nel tempo delle equazioni del moto si è adottato lo schema di Newmark generalizzato, assumendo per i parametri definiti da KATONA e ZIENKIEWICZ [1985] i valori $\beta_1 = 0.6$ e $\beta_2 = 0.605$ relativi alla fase solida e $\beta_1^* = 0.6$ per quella fluida. Tale scelta assicura una stabilità incondizionata dello schema di integrazione [ZIENKIEWICZ *et al.*, 1999], ed introduce uno smorzamento numerico la cui entità è estremamente limitata, ed il cui effetto è riscontrabile alle sole alte frequenze. Come già di-

scusso nel § 3.1, essendo quasi nullo lo smorzamento isteretico previsto dal modello costitutivo per cicli di ampiezza $\gamma < 0.001\%$, è stato necessario introdurre nelle analisi dinamiche un, pur limitato, smorzamento viscoso aggiuntivo alla Rayleigh pari al 2% nel campo di frequenze comprese tra $f_1 = 0.477$ Hz ed $f_2 = 2.385$ Hz (con $f_2 = 5 f_1$, come suggerito da KWOK *et al.* [2007]). Le due frequenze sono state selezionate in modo tale che il loro valore medio fosse prossimo alla frequenza fondamentale del sistema (che, come mostrato in seguito, è pari ad 1.21 Hz). Come è noto, la matrice di smorzamento di Rayleigh dipende dalle matrici di massa e di rigidità del sistema [cfr. p. es. CLOUGH e PENZIEN, 1993]. Quando il comportamento meccanico del terreno è fortemente non-lineare, la matrice di rigidità del sistema cambia durante l'analisi e, di conseguenza, la matrice di smorzamento dovrebbe essere aggiornata continuamente. Per semplificare tale calcolo ed evitare problemi di instabilità nel processo di integrazione nel tempo delle equazioni di campo, il codice permette di utilizzare una matrice di rigidità elastica costante nel tempo e definita dall'utente. Nel presente lavoro, per il calcolo della matrice di smorzamento ci si è riferiti alla rigidità elastica iniziale prevista dal modello *MSS*, variabile con la profondità in funzione dello stato tensionale ottenuto al termine delle analisi statiche. L'ammontare dello smorzamento viscoso effettivamente introdotto nelle simulazioni è stato verificato a posteriori, come discusso nel seguito.

Inoltre, per evitare fenomeni di riflessione delle onde lungo i contorni verticali della griglia di discretizzazione, per i soli elementi disposti lungo i bordi della griglia è stato adottato un elevato valore dello smorzamento viscoso, pari al 25%.

In figura 8a è mostrato il confronto tra il segnale sismico applicato alla formazione rocciosa di base nell'analisi *Loma_3* e la storia temporale delle acce-

lerazioni registrate lungo l'asse della diga in corrispondenza della sua base e della cresta. I risultati ottenuti evidenziano l'effetto di amplificazione del segnale, che interviene essenzialmente nel passaggio dalla base alla cresta del rilevato: l'accelerazione di picco in cresta è pari a 0.39 g, con un fattore di amplificazione pari a 2.2 rispetto all'ampiezza massima dell'accelerogramma imposto al *bedrock*. Il contenuto energetico del segnale sismico registrato in cresta è concentrato nell'intervallo 0 - 4 Hz, con un picco massimo dello spettro di Fourier in corrispondenza di 1.41 Hz, prossimo alla frequenza dominante dell'accelerogramma di input (Fig. 8b). Nella stessa figura sono indicate le frequenze a cui è stato associato lo smorzamento viscoso del 2%.

La risposta dinamica della diga in termini di isolinee degli spostamenti orizzontali (positivi da monte verso valle) e verticali (positivi verso l'alto) cumulati al termine dell'azione del terremoto è illustrata, rispettivamente, nelle figure 9 (a, b). Il cedimento massimo in cresta risulta pari a 0.88 m, ovvero a circa il 33% del franco disponibile (2.6 m). I risultati mostrano come il sisma induca un processo deformativo più pronunciato nel paramento di valle rispetto a quello di monte. Gli spostamenti permanenti dovuti all'accumulo di deformazioni plastiche raggiungono in tutti i nodi della griglia il loro valore massimo al termine dell'azione del terremoto, per poi attestarsi in modo stazionario su tale valore. Ciò indica che la diga non sconta ulteriori spostamenti nella fase immediatamente successiva al sisma, ovvero risulta stabile al termine del terremoto.

L'azione dinamica, data la sua rapidità, sollecita il sistema in condizioni essenzialmente non drenate, provocando lo sviluppo di sovrappressioni all'interno del rilevato e del deposito di fondazione. La figura 10 riporta le isolinee delle sovrappressioni interstiziali previste al termine del sisma: durante la simulazione si accumulano sovrappres-

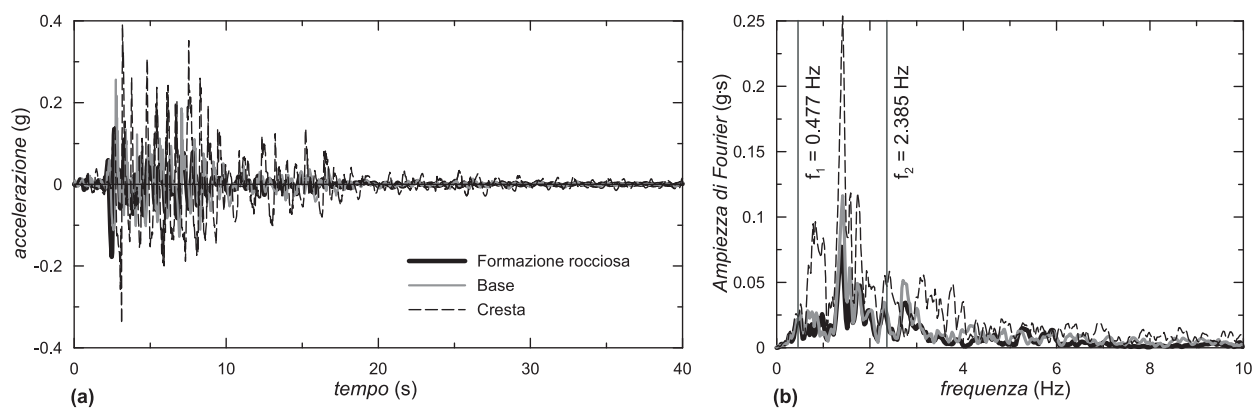


Fig. 8 – Confronto tra il segnale di input applicato alla formazione rocciosa di base durante l'analisi *Loma_3* e la risposta ottenuta lungo l'asse della diga in corrispondenza della cresta e della base.

Fig. 8 – Comparison between the input motion applied at the bedrock during the analysis *Loma_3* and the acceleration time histories computed along the dam axis at the crest of the embankment and at the dam base.

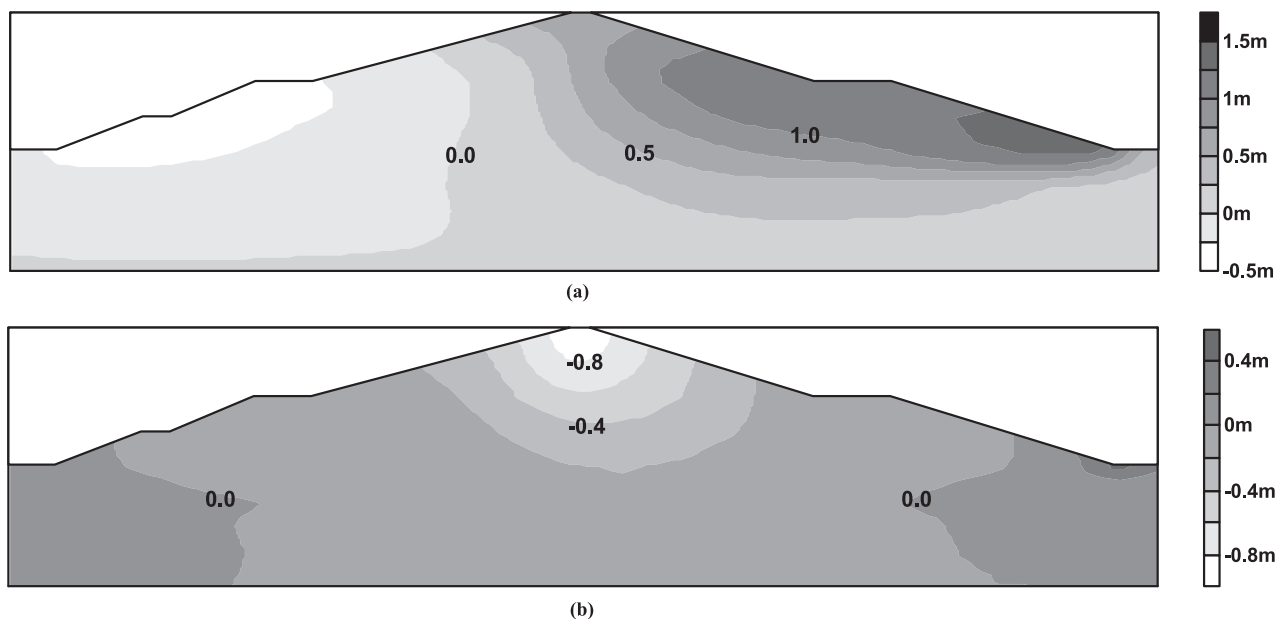


Fig. 9 – Isolinee degli spostamenti orizzontali (a) e verticali (b) ottenute al termine dell'azione del terremoto per l'analisi Loma_3.

Fig. 9 – Contour lines of horizontal (a) and vertical displacements (b) at the end of the earthquake during analysis Loma_3.

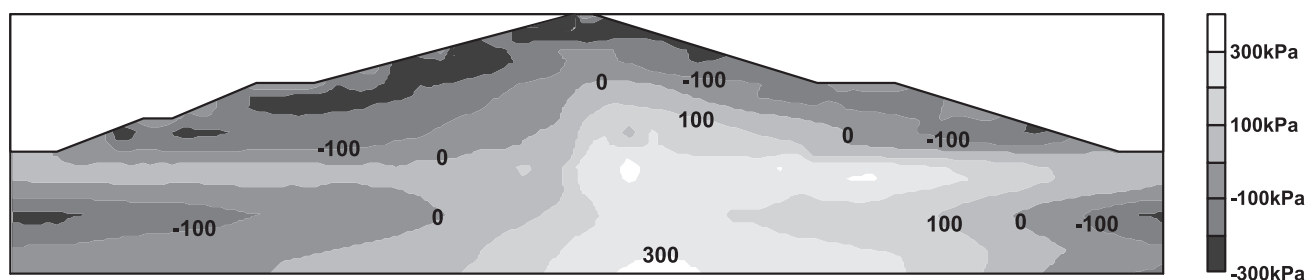


Fig. 10 – Isolinee delle sovrappressioni interstiziali ottenute al termine dell'azione del terremoto per l'analisi Loma_3.

Fig. 10 – Contour lines of excess pore water pressures at the end of the earthquake during analysis Loma_3.

sioni negative che raggiungono un valore massimo di -260 kPa in corrispondenza della cresta della diga e sovrappressioni positive, al massimo pari a circa 300 kPa al contatto con la formazione rocciosa di base. La maggior parte del rilevato è interessata dall'accumulo di sovrappressioni negative, in relazione allo stato di elevata sovraconsolidazione indotto nel materiale dal processo di compattazione occorso in fase di costruzione e, per la porzione di monte, dalla filtrazione correlata all'invaso. Nella porzione centrale del corpo diga, dove il terreno risulta invece inizialmente leggermente sovraconsolidato, così come nel deposito alluvionale sottostante, la simulazione numerica prevede l'accumulo di sovrappressioni positive. In particolare, il deposito alluvionale disposto al di sotto del paramento di valle è caratterizzato dall'accumulo delle massime sovrappressioni positive, cui va

correlato il più marcato processo deformativo riguardante questa porzione dell'opera.

La dissipazione di tali sovrappressioni, durante l'analisi di consolidazione successiva all'applicazione del sisma, produce cedimenti aggiuntivi del paramento di valle del rilevato compresi tra 0.05 m e 0.10 m e spostamenti verticali diretti verso l'alto del paramento di monte e del coronamento della diga dello stesso ordine di grandezza, come mostrato in figura 11.

Infine, la figura 12 riporta le isolinee della deformazione di taglio accumulata al termine dell'evento sismico. Essa evidenzia una concentrazione di deformazioni che, a partire dal piede del paramento di valle, si propagano essenzialmente all'interno dello strato di terreno di fondazione alluvionale leggermente sovraconsolidato, in corrispondenza delle zone in cui si sviluppano le maggiori sovrappressioni interstiziali positive.

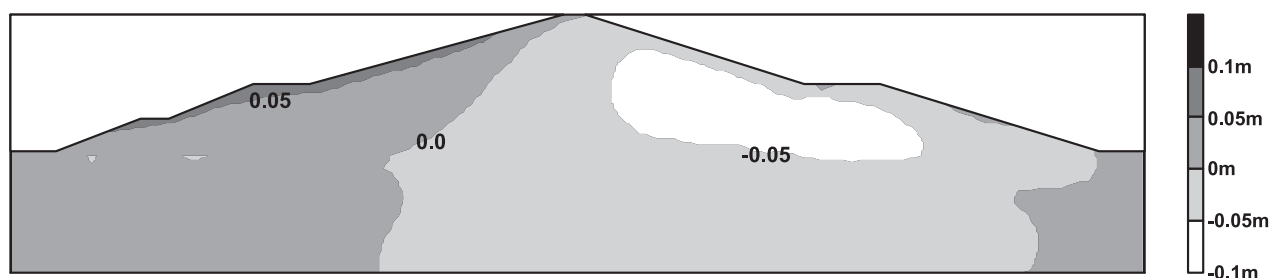


Fig. 11 – Isolinee degli spostamenti verticali di consolidazione nel caso dell'analisi Loma_3.

Fig. 11 – Contour lines of vertical displacements caused by consolidation for the analysis Loma_3.

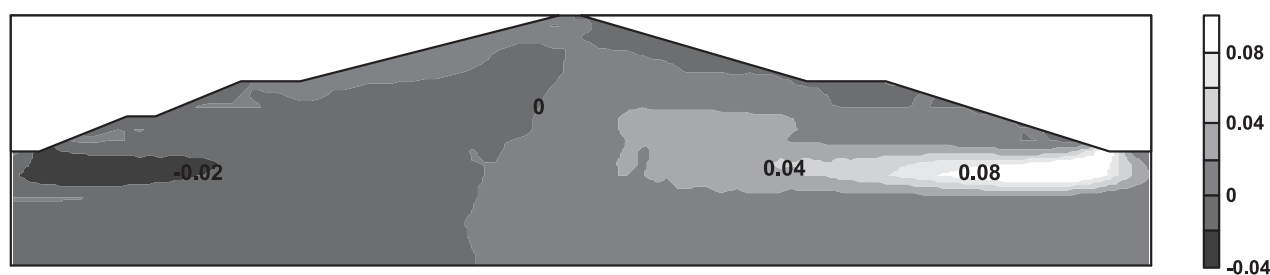


Fig. 12 – Isolinee delle deformazioni di taglio γ ottenute al termine dell'azione del terremoto per l'analisi Loma_3.

Fig. 12 – Contour lines of shear strains γ at the end of the earthquake during analysis Loma_3.

Nell'ottica di un approccio prestazionale alla progettazione delle opere di ritenuta, assumendo come condizione limite di riferimento il non superamento del franco disponibile da parte dei cedimenti scontati dal rilevato durante l'azione sismica, in modo da evitare il rilascio incontrollato dell'acqua invasata nel serbatoio, i risultati ottenuti dall'analisi *Loma_3* possono essere complessivamente ritenuti indicativi di una risposta dinamica della diga soddisfacente anche in condizioni sismiche gravose, quali quelle simulate applicando un terremoto caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 1000 anni.

6. Analisi parametrica del comportamento della diga in condizioni dinamiche

In questo paragrafo si illustrano i risultati di una analisi parametrica volta ad evidenziare il ruolo dei seguenti fattori sulla risposta dell'opera: lo stato iniziale del materiale, le caratteristiche del segnale sismico di input, lo smorzamento isteretico generato dal modello costitutivo e quello viscoso aggiuntivo. Le analisi sono state eseguite applicando alla base del reticolo di discretizzazione differenti accelerogrammi ed adottando due distinti valori per lo smorzamento viscoso, come sintetizzato in tabella II.

6.1. Influenza dello stato iniziale

Per comprendere l'influenza della diversa condizione iniziale del corpo diga, in termini di stato tensionale e valore delle variabili interne del modello, ottenuta simulando numericamente le fasi di costruzione del rilevato secondo le due differenti ipotesi descritte in precedenza, è stata eseguita un'analisi dinamica (*Loma_1*) in cui, a parità di ogni altra ipotesi, la fase statica di realizzazione della diga conduce al profilo del rapporto di sovraconsolidazione denominato "profilo 1". Nell'analisi, alla formazione rocciosa di base è stato applicato lo stesso segnale di input della simulazione *Loma_3* precedentemente commentata in dettaglio. Il risultato è mostrato in figura 13a in termini di profilo delle accelerazioni massime con la profondità ed è confrontato con il corrispondente profilo ottenuto al termine dell'analisi *Loma_3*: il valore dell'accelerazione massima registrata in cresta è leggermente inferiore, essendo pari a 0.37 g, ma l'andamento dell'amplificazione nel corpo diga è differente. Confrontando le storie temporali delle accelerazioni previste alla profondità di 24 m dalla cresta (Fig. 14a), si osserva come la differente risposta della diga in termini di profili di a_{max} con la profondità sia dovuta ad una maggiore amplificazione del segnale alle alte frequenze durante l'analisi *Loma_3*. I profili degli spostamenti orizzontali cumulati al termine dell'azione del terremoto, registrati durante le due simulazioni lungo l'asse del rilevato e

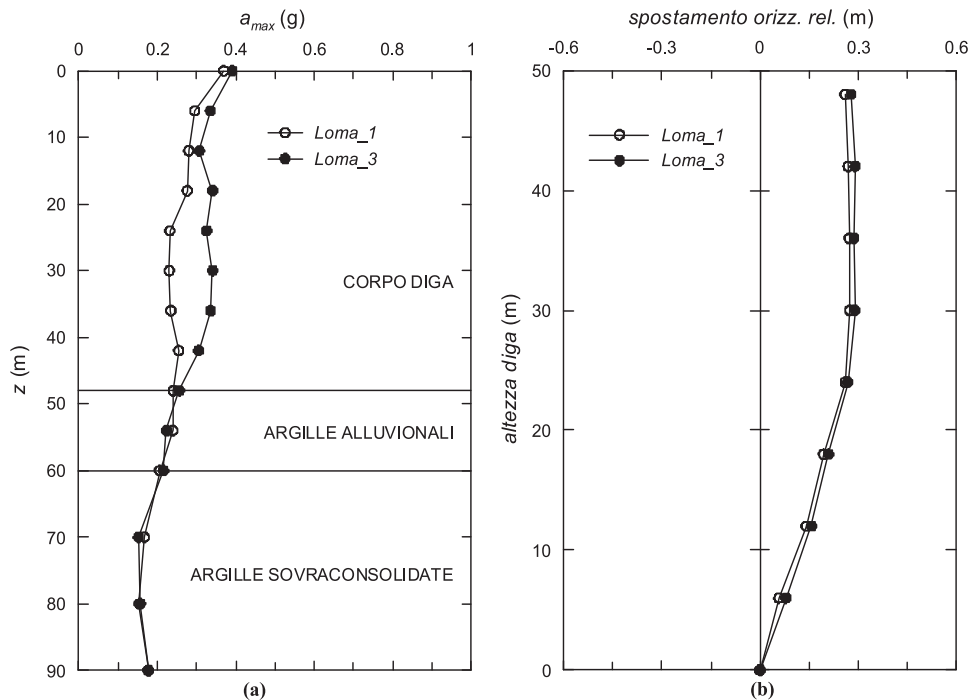


Fig. 13 – Profili dell’accelerazione massima (a) e dello spostamento orizzontale finale (b) ottenuti, lungo l’asse della diga, durante le analisi Loma_1 e Loma_3.

Fig. 13 – Profiles of maximum accelerations (a) and final horizontal displacements (b) along the dam axis computed during the analyses Loma_1 and Loma_3.

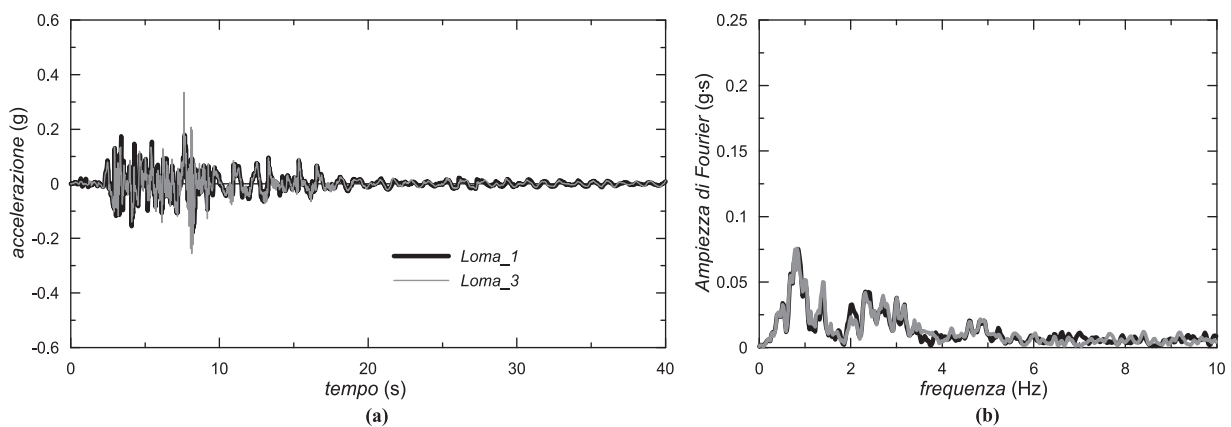


Fig. 14 – Confronto tra le storie temporali (a) e gli spettri di Fourier (b) delle accelerazioni calcolate alla profondità di 24 m dalla cresta durante le analisi Loma_1 e Loma_3.

Fig. 14 – Comparison between the acceleration time histories (a) and Fourier spectra (b) computed at a depth of 24 m from the crest during the analyses Loma_1 and Loma_3.

relativi alla sua base, sono d’altro canto molto simili tra loro, come mostrato in figura 13b. Il comportamento deformativo del sistema costituito dal rilevato e dallo strato di fondazione risulta, pertanto, poco influenzato dalla variabilità della risposta dinamica ad alte frequenze, visto che la risposta ottenuta dalle due analisi è molto simile sia in termini di spostamenti permanenti che di sovrappressioni interstiziali cumulate.

6.2. Influenza del contenuto in frequenza del segnale sismico di input

Alla base della griglia di discretizzazione sono stati applicati i segnali A3 ed A4 (Tabella I), ovvero le componenti E-W degli accelerogrammi registrati a Tolmezzo e Nocera Umbra, scalate ad un valore di accelerazione massima di 0.275 g all’affioramento della formazione rocciosa e rappresentative di un

terremoto con periodo di ritorno di 1000 anni nel sito in esame (analisi *Tolmezzo* e *Nocera* in Tab. II). Il confronto dei risultati di tali analisi con quelli della simulazione *Loma_1* permette di evidenziare, a parità di tempo di ritorno, il ruolo del contenuto in frequenza del segnale di input.

La figura 15a mostra i profili con la profondità adimensionalizzata z/H delle accelerazioni massime registrate durante le tre analisi in corrispondenza dell'asse della diga. In tutti i casi si osserva una significativa amplificazione del segnale sismico nella porzione sommitale del rilevato: tale andamento

appare congruente con quello, documentato in letteratura, relativo all'analisi della risposta sismica di numerose dighe in terra [cfr. p. es. CASCONI e RAMPOLLO, 2003], il cui involucro è riportato in figura con l'area campita.

A causa del diverso contenuto in frequenza, i tre accelerogrammi inducono una differente risposta deformativa del rilevato, come sintetizzato in figura 15b.

In particolare, il confronto tra le storie temporali registrate in cresta durante le tre simulazioni (Fig. 16) evidenzia come la risposta del sistema in

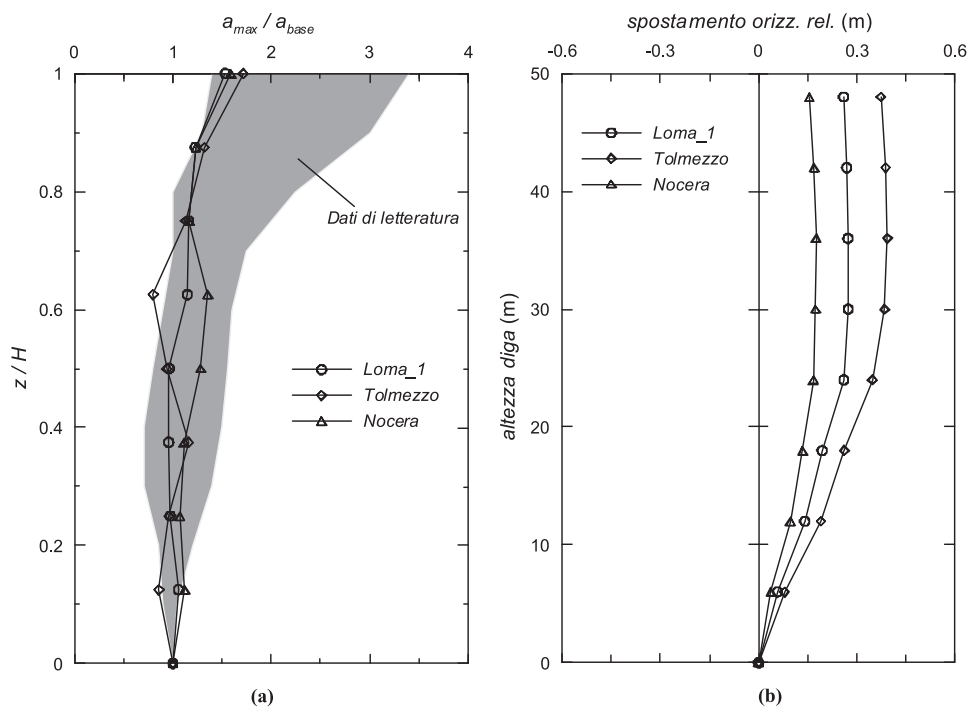


Fig. 15 – Profili del rapporto a_{max}/a_{base} (a) e dello spostamento orizzontale finale (b) ottenuti, lungo l'asse della diga, durante le analisi *Loma_1*, *Tolmezzo* e *Nocera*.

Fig. 15 – Profiles of a_{max}/a_{base} (a) and final horizontal displacements (b) along the dam axis computed during the analyses *Loma_1*, *Tolmezzo* and *Nocera*.

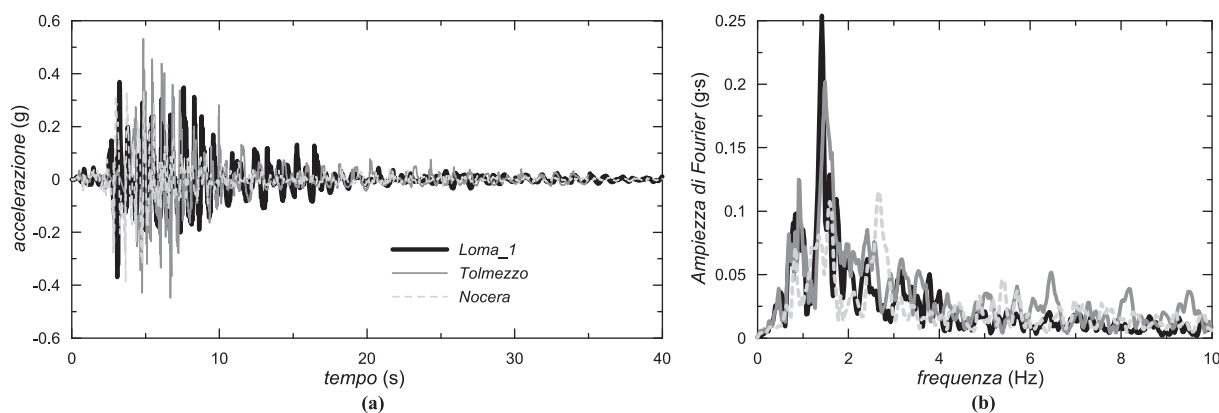


Fig. 16 – Confronto tra le storie temporali (a) e gli spettri di Fourier (b) delle accelerazioni calcolate in cresta durante le analisi *Loma_1*, *Tolmezzo* e *Nocera*.

Fig. 16 – Comparison between the acceleration time histories (a) and Fourier spectra (b) computed at crest during the analyses *Loma_1*, *Tolmezzo* and *Nocera*.

termini di amplificazione delle frequenze dei segnali sismici di input sia diversa nei tre casi: il contenuto energetico dell'onda sismica in cresta durante l'analisi *Nocera* è concentrato nell'intervallo tra 0 e 6 Hz, con un primo picco delle accelerazioni spettrali a 0.83 Hz, un secondo picco per 1.60 Hz ed un terzo picco, più grande degli altri, in corrispondenza di 2.69 Hz, pari alla frequenza dominante dell'accelerogramma alla formazione rocciosa di base. In questo caso, a differenza di quanto avviene durante le analisi *Loma_1* e *Tolmezzo*, l'input sismico non impegna il sistema per frequenze prossime al suo primo modo di vibrare in campo elastico (che, come mostrato in seguito, corrisponde alla frequenza di 1.21 Hz), producendo un quadro deformativo caratterizzato da spostamenti verticali ed orizzontali dei nodi della griglia, e corrispondenti sovrappressioni interstiziali, inferiori rispetto agli altri due casi oggetto del confronto.

6.3. Influenza dell'accelerazione massima

A parità di contenuto in frequenza dell'azione sismica imposta, la risposta dinamica della diga è stata analizzata applicando alla base della griglia di discretizzazione lo stesso accelerogramma utilizzato nell'analisi *Loma_3* (caratterizzato da una a_{max} di 0.177 g), ma scalato ai valori di accelerazione massima di 0.35 g, 0.05 g e 0.01 g (rispettivamente, ana-

lisi *Loma_4*, *Loma_5* e *Loma_6* in Tab. II). Ciò allo scopo di valutare l'influenza dell'accelerazione massima del segnale di input sui risultati delle simulazioni numeriche.

Coerentemente con quanto proposto originariamente da SEED *et al.* [1976], l'analisi *Loma_6*, eseguita applicando alla base un segnale caratterizzato da un minore contenuto energetico ($a_{max} = 0.01$ g), mostra una maggiore amplificazione delle accelerazioni nel rilevato rispetto alle altre simulazioni (Fig. 17a). Ciò è essenzialmente dovuto alla minore ampiezza delle deformazioni di taglio indotte nella diga, che comporta la mobilitazione di un minore smorzamento durante l'azione sismica e, di conseguenza, l'aumento dell'effetto di amplificazione delle accelerazioni massime in superficie. I corrispondenti spostamenti cumulati al termine del terremoto sono nettamente inferiori rispetto a quelli ottenuti dalle altre analisi (Fig. 17b) in quanto, in questo caso, il comportamento del materiale risulta prevalentemente confinato in campo elastico. L'applicazione alla formazione rocciosa di base di un'azione dinamica caratterizzata da $a_{max} = 0.05$ g (analisi *Loma_5*) induce un livello deformativo all'interno del rilevato maggiore rispetto a quanto avviene nell'analisi *Loma_6*, producendo un effetto di amplificazione delle accelerazioni massime in superficie meno evidente ed un accumulo di spostamenti orizzontali maggiore, essendo il comportamento meccanico del terreno per tale livello defor-

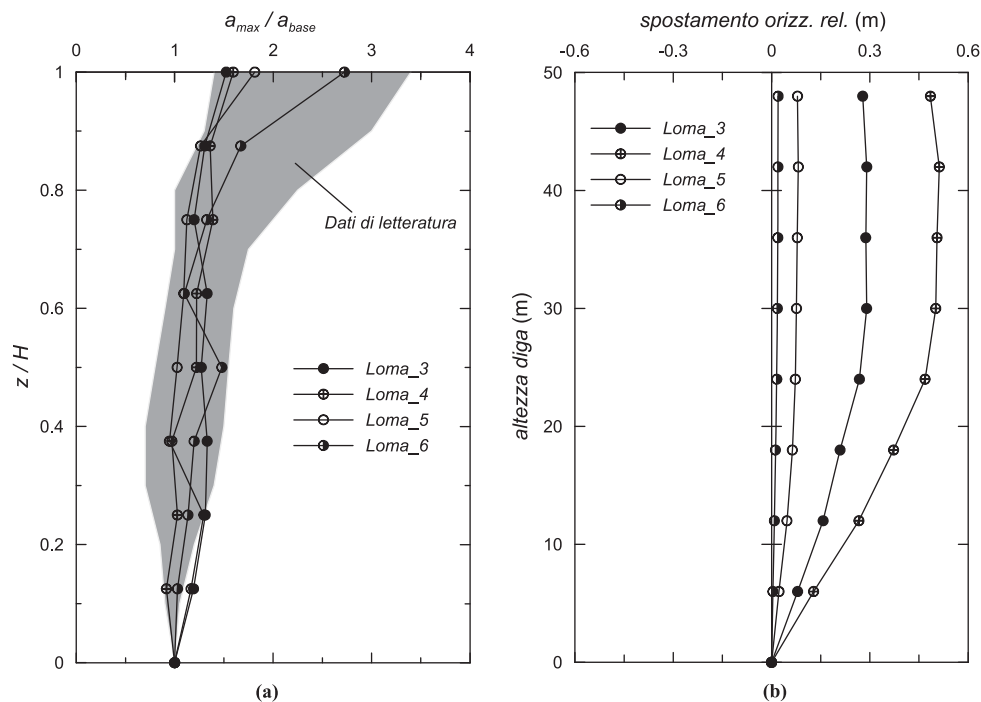


Fig. 17 – Profili del rapporto a_{max}/a_{base} (a) e dello spostamento orizzontale finale (b) ottenuti, lungo l'asse della diga, durante le analisi *Loma_3*, *Loma_4*, *Loma_5* e *Loma_6*.

Fig. 17 – Profiles of a_{max}/a_{base} (a) and final horizontal displacements (b) along the dam axis computed during the analyses *Loma_3*, *Loma_4*, *Loma_5* and *Loma_6*.

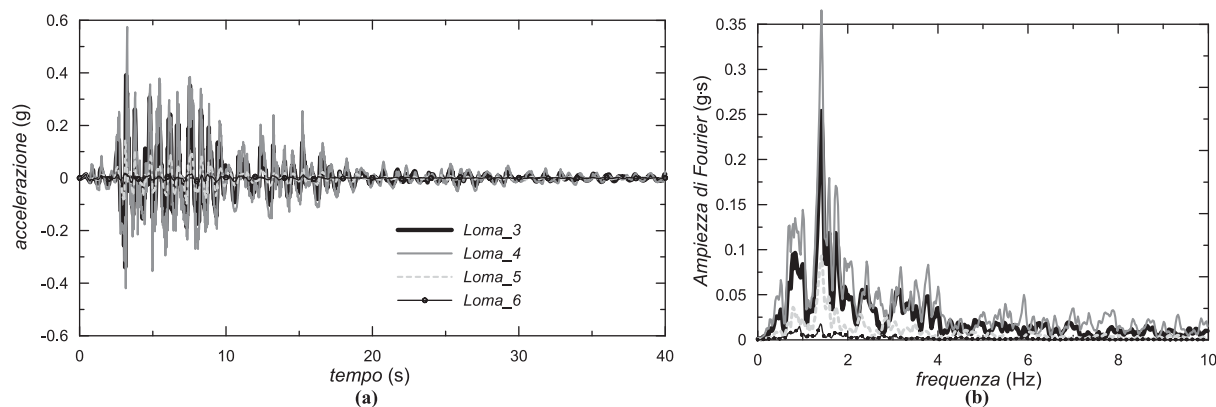


Fig. 18 – Confronto tra le storie temporali (a) e gli spettri di Fourier (b) delle accelerazioni calcolate in cresta durante le analisi Loma_3, Loma_4, Loma_5 e Loma_6.

Fig. 18 – Comparison between the acceleration time histories (a) and Fourier spectra (b) computed at crest during the analyses Loma_3, Loma_4, Loma_5 and Loma_6.

mativo essenzialmente di natura elasto-plastica. Durante l'azione del terremoto caratterizzato dal maggiore contenuto energetico (analisi Loma_4), la riduzione di rigidità ed il corrispondente aumento dello smorzamento del materiale, correlati alla risposta fortemente non-lineare dei terreni coinvolti nelle simulazioni, inducono una significativa riduzione dell'effetto di amplificazione delle accelerazioni massime in superficie ed un ben maggiore accumulo di deformazioni plastiche e sovrappressioni interstiziali all'interno del corpo diga e nel deposito di fondazione. Il confronto tra le storie temporali delle accelerazioni registrate in cresta durante le quattro simulazioni ed i rispettivi spettri di Fourier è riportato nelle figure 18 (a, b): i risultati sembrano confermare come la non-linearità indotta dalle azioni sismiche con contenuto energetico maggiore produca un aumento evidente dello smorzamento isteretico del materiale, senza modificare sostanzialmente la risposta in frequenza del sistema. Tale ultima osservazione è da correlarsi al fatto che il modello costitutivo adottato prevede un completo recupero di rigidità per ogni rientro in campo elastico, influenzando così la risposta osservata nella successiva fase di ricarica elasto-plastica, nella quale la rigidità decade a partire dal suo valore massimo: tutto ciò determina una risposta relativamente rigida anche per cicli di ampiezza media, così da influenzare la corrispondente risposta in frequenza.

6.4. Influenza dello smorzamento di Rayleigh

Particolare attenzione è stata posta sull'influenza dello smorzamento viscoso, introdotto nelle simulazioni numeriche, sui risultati ottenuti. A tal fine, è stata eseguita un'analisi dinamica della diga in tutto corrispondente a quella denominata

Loma_3, introducendo però uno smorzamento alla Rayleigh pari al 5%, associato alle frequenze di 0.477 Hz e 2.385 Hz (analisi Loma_7).

I risultati di queste due simulazioni sono confrontati nelle Figure 19(a, b) in termini di profili delle accelerazioni massime e degli spostamenti orizzontali relativi permanenti registrati lungo l'asse del rilevato. Il confronto evidenzia come l'introduzione di uno smorzamento viscoso maggiore comporti una minore amplificazione delle accelerazioni massime nel deposito alluvionale di argille debolmente sovraconsolidate e, soprattutto, all'interno del rilevato. A ciò corrisponde una deformazione del corpo diga inferiore, con spostamenti orizzontali in cresta pari a circa la metà di quelli ottenuti durante l'analisi Loma_3. Tale effetto è evidente se si confrontano le storie temporali delle accelerazioni registrate in cresta durante le due analisi (Fig. 20): l'aver introdotto nella simulazione Loma_7 una maggiore dissipazione di tipo viscoso produce, come prevedibile, uno smorzamento delle ampiezze spettrali sempre più marcato al crescere della frequenza, come si osserva nella figura 20b.

In generale, dato che lo smorzamento alla Rayleigh dipende dalla frequenza di eccitazione, l'entità reale della dissipazione viscosa introdotta nelle analisi non è nota a priori. Per le due simulazioni poste a confronto, è stata eseguita una verifica della entità dello smorzamento viscoso effettivamente agente nel corso delle analisi, monitorando la dissipazione di energia che caratterizza le oscillazioni libere del sistema al termine dell'azione del terremoto. In particolare, utilizzando il metodo del "decremento logaritmico", usualmente adottato in dinamica delle strutture nello studio della risposta di sistemi a singolo grado di libertà sotto-smorzati [cfr. p. es. CLOUGH e PENZIEN, 1993] ed in ambito geotecnico per l'interpretazione delle prove in colonna ri-

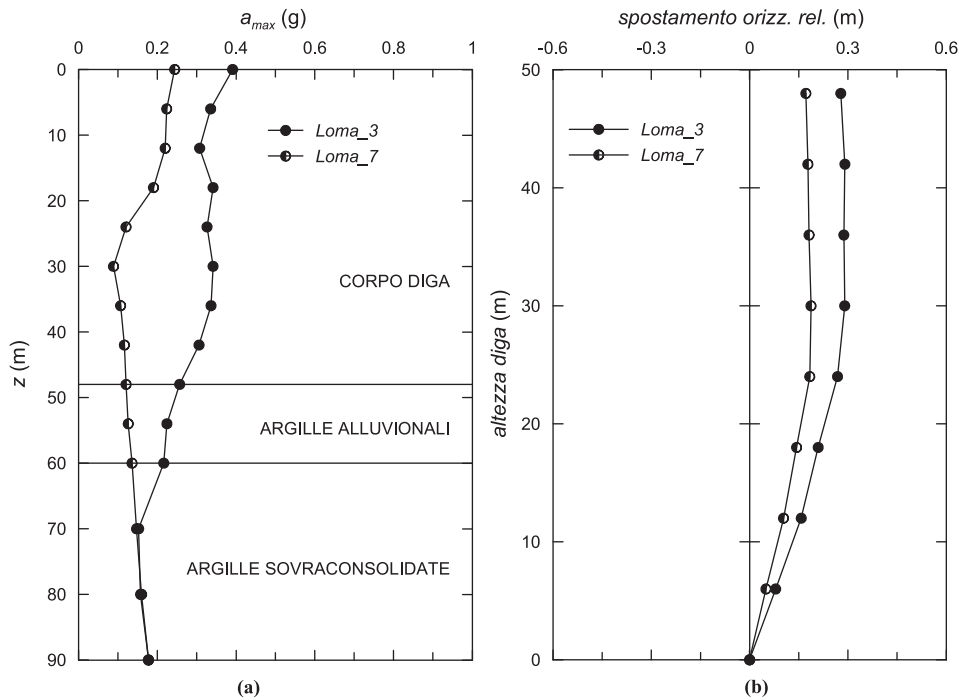


Fig. 19 – Profili dell’accelerazione massima (a) e dello spostamento orizzontale finale (b) ottenuti, lungo l’asse della diga, durante le analisi Loma_3 e Loma_7.

Fig. 19 – Profiles of maximum accelerations (a) and final horizontal displacements (b) along the dam axis computed during the analyses Loma_3 and Loma_7.

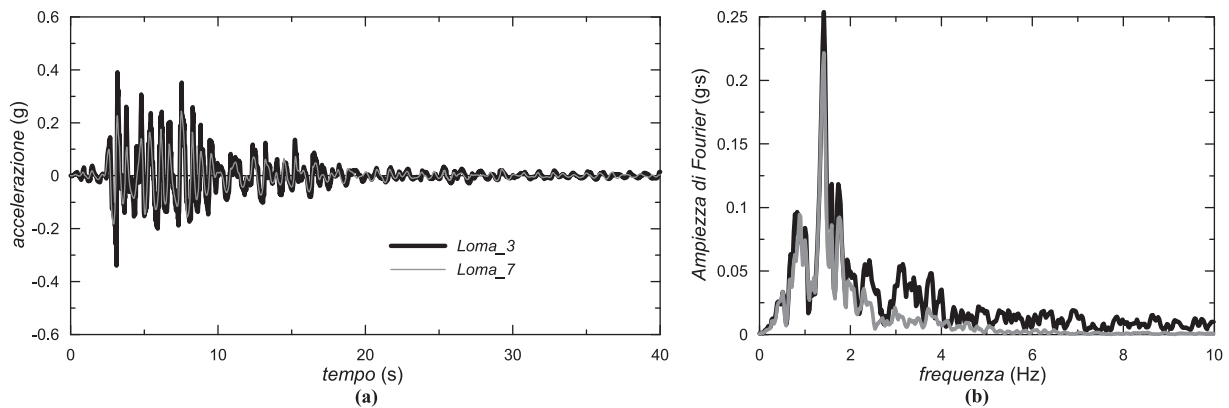


Fig. 20 – Confronto tra le storie temporali (a) e gli spettri di Fourier (b) delle accelerazioni calcolate in cresta durante le analisi Loma_3 e Loma_7.

Fig. 20 – Comparison between the acceleration time histories (a) and Fourier spectra (b) computed at crest during the analyses Loma_3 and Loma_7.

sonante, il rapporto di smorzamento ξ è stato valutato considerando la riduzione in ampiezza di picchi successivi della storia temporale degli spostamenti orizzontali ottenuti durante le simulazioni in corrispondenza della cresta della diga. La figura 21 mostra un dettaglio degli andamenti temporali dello spostamento orizzontale della cresta del rilevato relativi alle due simulazioni, nell’intervallo 45÷60 s. In entrambi i casi, il sistema costituito dalla diga e dal deposito di fondazione oscilla attorno alla posizione

finale con una frequenza di 1.21 Hz, che rappresenta la sua prima frequenza naturale. Il valore del rapporto di smorzamento effettivo calcolato per l’analisi Loma_3 è pari ad 1.66%, mentre quello relativo all’analisi Loma_7 è uguale a 4.75%. Essendo l’ampiezza delle oscillazioni molto piccola, gli smorzamenti ξ così calcolati non includono la dissipazione isteretica fornita dal modello costitutivo e sono rappresentativi dell’effettiva entità dello smorzamento viscoso agente in corrispondenza del

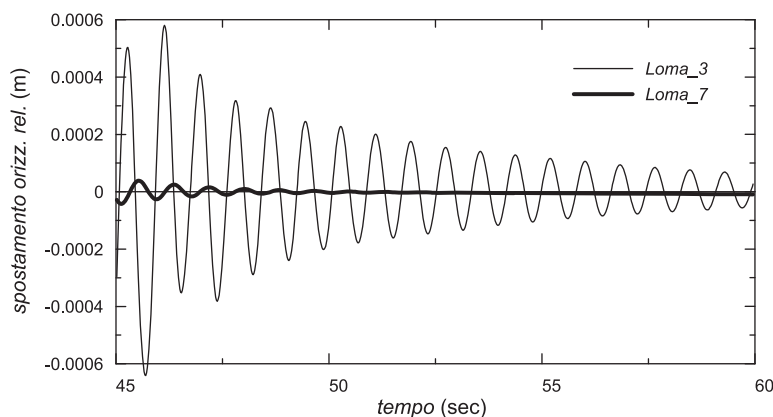


Fig. 21 – Storie temporali degli spostamenti orizzontali registrati in cresta durante le analisi Loma_3 e Loma_7.
 Fig. 21 – Horizontal displacement time histories recorded at the dam crest during the analyses Loma_3 and Loma_7.

primo modo di vibrare del sistema. La corrispondenza tra i valori di ξ calcolati alla fine delle analisi e quelli utilizzati come dati di input (Tab. II) rappresenta una verifica a posteriori della correttezza della procedura di calibrazione dello smorzamento di Rayleigh adottata nel presente lavoro.

7. Conclusioni

Nella nota è stato presentato lo studio della risposta sismica della diga in terra omogenea Marana Capacciotti. Le analisi sono state condotte adottando un approccio completamente accoppiato in tensioni efficaci implementato in un codice ad elementi finiti, in cui il comportamento meccanico dei terreni costituenti il corpo diga e il deposito di fondazione è stato simulato con un modello costitutivo elasto-plastico multisuperficie. I parametri del modello, per condizioni di carico sia statiche che cicliche, sono stati calibrati a partire dai risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni indisturbati prelevati dal rilevato e dagli strati di fondazione della diga. Prima dell'applicazione dell'azione sismica alla formazione rocciosa di base, le variabili interne del modello sono state inizializzate attraverso opportune simulazioni statiche, atte a riprodurre in maniera semplificata, ma al tempo stesso realistica, la storia geologica del deposito, le fasi di costruzione del rilevato ed il riempimento dell'invaso. Ciò in quanto il comportamento dinamico del sistema risulta influenzato in maniera non trascurabile dallo stato statico iniziale.

La risposta sismica della diga è stata analizzata applicando alla base della griglia di discretizzazione una serie di accelerogrammi reali selezionati da una banca dati. I segnali sismici di input utilizzati nelle simulazioni numeriche sono stati scalati a diversi valori dell'accelerazione massima, stimati a partire

dalle analisi di pericolosità dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia per il sito in esame.

Nel caso di un input sismico rappresentativo di un terremoto con tempo di ritorno pari a 1000 anni, il massimo cedimento ottenuto in corrispondenza della cresta del rilevato risulta pari al 33% del franco disponibile. I risultati delle simulazioni indicano una deformazione del paramento di valle della diga maggiore rispetto a quella del paramento di monte, con accumulo rilevante di deformazioni plastiche e diffuso sviluppo di sovrappressioni interstiziali all'interno del rilevato e dello strato di fondazione, ma non evidenziano l'innescarsi di un meccanismo di collasso nella diga. La dissipazione delle sovrappressioni interstiziali per effetto della consolidazione successiva all'azione del sisma produce cedimenti aggiuntivi del paramento di valle del rilevato al massimo pari a 0.10 m. Complessivamente i risultati sono stati considerati indicativi di un soddisfacente comportamento dinamico del sistema, anche per sollecitazioni sismiche severe.

L'analisi parametrica eseguita utilizzando segnali sismici diversi per contenuti in frequenza ed accelerazioni massime al *bedrock* ha fornito risultati coerenti con quanto discusso in letteratura: i) gli accelerogrammi caratterizzati dallo stesso tempo di ritorno di 1000 anni forniscono profili simili del rapporto a_{max}/a_{base} tra accelerazione massima in cresta ed alla base del rilevato, con valori in cresta compresi tra 1.5 ed 1.7, indicativi di una non trascurabile amplificazione del segnale nella parte sommitale del rilevato; ii) durante l'azione di terremoti caratterizzati da un maggiore contenuto energetico, la riduzione di rigidezza ed il corrispondente aumento dello smorzamento del materiale, dovuti al comportamento fortemente non-lineare dei terreni coinvolti nelle simulazioni, determinano una riduzione dell'effetto di amplificazione delle accelerazioni massime in superficie; iii) i segnali sismici caratterizzati da una frequenza dominante vicina al primo

modo di vibrare del sistema inducono spostamenti permanenti e sovrappressioni interstiziali all'interno del rilevato e dello strato di fondazione maggiori.

Particolare attenzione è stata posta sul ruolo dello smorzamento viscoso alla Rayleigh fittiziamente introdotto nelle simulazioni dinamiche della diga. L'entità di tale smorzamento è stata limitata ad un valore estremamente ridotto, dato che il modello costitutivo adottato permette di tener conto realisticamente della dissipazione isteretica generata nel terreno durante carichi ciclici, ed è stata verificata a posteriori con un approccio usualmente adottato in dinamica strutturale.

In generale, i risultati delle analisi hanno permesso di evidenziare i vantaggi derivanti dall'utilizzo di un approccio completamente accoppiato in tensioni efficaci nello studio del comportamento dinamico di dighe e rilevati in terra. L'ipotesi costitutiva avanzata e lo schema numerico adottati nelle analisi per descrivere l'interazione tra lo scheletro solido ed il fluido interstiziale in condizioni dinamiche hanno permesso di stimare in maniera realistica l'accumulo di spostamenti permanenti della diga e lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali all'interno del rilevato e del deposito di fondazione durante l'azione del terremoto. La dissipazione isteretica fornita dal modello ha permesso di limitare l'entità dello smorzamento viscoso ad un valore sufficientemente ridotto da non influenzare i risultati delle simulazioni numeriche.

Ringraziamenti

Il lavoro presentato nella nota è stato finanziato dal Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca (progetto PRIN-MIUR 2005/07) e dalla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (progetto RELUIS 2005/08, Linea di Ricerca 6.3 - Stabilità dei pendii). Si ringrazia il Consorzio per la Bonifica della Capitanata per aver supportato questa ricerca consentendo la pubblicazione di alcuni dei dati sintetizzati nella nota. Un ringraziamento è rivolto anche all'anonimo revisore dell'articolo per i preziosi suggerimenti.

Bibliografia

- AMBRASEYS N., SMIT P., BERARDI R., RINALDIS D., COTTON F., BERGE C. (2000) – *Dissemination of European Strong-Motion Data* (CD-ROM collection). European Commission, DGXII, Science, Research and Development, Bruxelles.
- AMBRASEYS N., SMIT P., DOUGLAS J., MARGARIS B., SIGBJÖRNSSON R., ÓLAFSSON S., SUHADOLC P., COSTA G. (2004) – *Internet site for European strong-motion*

- data*. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata, 45, 3, pp. 113-129.
- AMOROSI A., KAVVADAS M. (1999) – *A plasticity-based constitutive model for natural soils: a hierarchical approach*. In D. Kolymbas (Ed.), Proc. III Euroconference on Constitutive Modelling of Granular Materials, Horton, Greece, pp. 413-438.
- ARULANANDAN K., SCOTT R.F. (Eds.) (1993) – *Proceedings of VELACS symposium*. A.A. Balkema, Rotterdam.
- AYDINGUN O., ADALIER K. (2003) – *Numerical analysis of seismically induced liquefaction in earth embankment foundations. Part I. Benchmark model*. Can. Geotech. J., 40, 4, pp. 753-765.
- BALDOVIN G., ALLARIA N., BALDOVIN E. (1991) – *The core of Castagnara dam on Metramo river*. XVII International Conference On Large Dams, Wien, vol. IV, pp. 179-205.
- BIOT M.A. (1941) – *General theory of three-dimensional consolidation*. J. Appl. Phys., 12, pp. 155-164.
- CALABRESI G., RAMPOLLO S., SCIOTTI A., AMOROSI A. (2000) – *Diga sulla Marana Capacciotti: Verifiche delle condizioni di stabilità e analisi del comportamento in condizioni sismiche*. Research Report, University of Roma "La Sapienza".
- CASCONE E., RAMPOLLO S. (2003) – *Decoupled seismic analysis of an earth dam*. Soil Dynamics and Earthquake Engng., 23, 5, pp. 349-365.
- CHAN A.H.C. (1995) – *User Manual for DIANA-SWANDYNE II*. School of Engineering, University of Birmingham, UK.
- CLOUGH R.W., PENZIEN J. (1993) – *Dynamics of Structures* (2nd Ed.). Mc. Graw-Hill, New York.
- CREPELLANI T., GHINELLI A., MADIÀI C., VANNUCCHI G. (1990) – *Analisi di stabilità dei pendii naturali in condizioni sismiche*. Rivista Italiana di Geotecnica, 2, pp. 49-74.
- ELGAMAL A. -W., PARRA E., YANG Z., ADALIER K. (2002) – *Numerical analysis of embankment foundation liquefaction countermeasures*. J. Earth. Engng., 6, 4, pp. 447-471.
- ELIA G. (2004) – *Analisi FEM di problemi al contorno in condizioni statiche e dinamiche con un modello costitutivo avanzato*. Ph. D. Thesis, Technical University of Bari, Italy.
- ELIA G., AMOROSI A., CHAN A.H.C. (2004) – *Nonlinear ground response: effective stress analyses and parametric studies*. Proc. Japan-Europe Seismic Risk Workshop, Bristol, UK.
- ELIA G., AMOROSI A., CHAN A.H.C. (2005) – *Fully coupled dynamic analysis of an earth dam using a complex constitutive assumption*. Proc. 11th Int. Conf. of IACMAG, Turin, Italy, pp. 257-264.
- GAZETAS G. (1987) – *Seismic response of earth dams: some recent developments*. Soil Dynamics and Earthquake Engng., 6, 1, pp. 2-47.

- GRUPPO DI LAVORO MPS (2004) – *Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003*. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano - Roma, 65 pp. + 5 appendici.
- KATONA M.G., ZIENKIEWICZ O.C. (1985) – *A unified set of single step algorithms Part 3: the Beta-m method, a generalisation of the Newmark scheme*. Int. J. Num. Meth. Engng., 21, pp. 1345-1359.
- KAVVADAS M., AMOROSI A. (2000) – *A constitutive model for structured soils*. Géotechnique, 50, n. 3, pp. 263-273.
- KWOK A.O.L., STEWART J.P., HASHASH Y.M.A., MATASOVIC N., PYKE R., WANG Z., YANG Z. (2007) – *Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures*. J. Geotech. and Geoenviron. Engng. ASCE, 133, 11, pp. 1385-1398.
- MAKDISI F.I., SEED H.B. (1978) – *Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations*. J. Geotech. Engng. ASCE, 104, 7, pp. 849-867.
- MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI, D. M. 24/03/82 – *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*. Supplemento alla Gazzetta Ufficiale 04/08/82, n. 212.
- MUCCIARELLI M., GALLIPOLI M.R. (2006) – *Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy*. Proc. 1st European Conf. on Earth. Engng. and Seism., Geneva, Switzerland.
- MURALEETHARAN K.K., DESHPANDE S., ADALIER K. (2004) – *Dynamic deformations in sand embankments: centrifuge modelling and blind, fully coupled analyses*. Can. Geotech. J., 41, 1, pp. 48-69.
- NEWMARK N. M. (1965) – *Effect of earthquake on dams and embankments*. Géotechnique, 15, n. 2, pp. 139-160.
- ROSCOE K.H., BURLAND J.B. (1968) – *On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay*. In: Engineering plasticity, Cambridge University Press, pp. 535-609.
- SEED H.B., LEE K.L., IDRIS I.M. (1969) – *Analysis of Sheffield Dam failure*. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, 95, SM6, pp. 1453-1490.
- SEED H.B., LEE K.L., IDRIS I.M., MAKDISI R. (1973) – *Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of Feb. 9, 1971*. Report No. EERC 73-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 150 pp.
- SEED H.B., MURARKA J., LYSMER J., IDRIS I.M. (1976) – *Relationships between maximum acceleration, maximum velocity, distance from source and local site conditions for moderately strong earthquakes*. Bull. Seism. Soc. of America, 66, 4, pp. 1323-1342.
- SCHANZ T. (1998) – *Zur modellierung des mechanischen verhaltens von reibungsmaterialien*. Habilitation, Stuttgart Universität.
- SICA S., PAGANO L., MODARESSI A. (2008) – *Influence of past loading history on the seismic response of earth dams*. Computers and Geotechnics, 35, 1, pp. 61-85.
- VUCETIC M., DOBRY R. (1991) – *Effects of the soil plasticity on cyclic response*. J. Geotech. Engng. ASCE, 117, 1, pp. 89-107.
- ZIENKIEWICZ O.C., CHAN A.H.C., PASTOR M., SCHREFFLER B.A., SHIOMI T. (1999) – *Computational Geomechanics (with special reference to earthquake engineering)*. Wiley & Sons, Chichester.
- WOODWARD P.K., GRIFFITHS D.V. (1996) – *Influence of viscous damping in the dynamic analysis of an earth dam using simple constitutive models*. Computers and Geotechnics, 19, 3, pp. 245-263.

Fully coupled dynamic analysis of the Marana Capacciotti Dam

Summary

The dynamic behaviour of the Marana Capacciotti dam, located in Puglia about 13.5 km South-West of Cerignola (Foggia), was studied adopting a fully coupled effective stress approach implemented in a non-commercial finite element code.

The mechanical behaviour of the embankment and foundation soils was simulated using a recently developed multi-surface elasto-plastic model. Its calibration was based on available experimental data obtained from laboratory tests on undisturbed samples. In order to define the initial stress state and to calibrate the internal variables of the model, a simplified geological history of the deposit, the dam construction stages and the reservoir impounding were simulated before the application of the earthquake at the bedrock level. In particular, the influence of the initial state on the results of the dynamic analyses was studied adopting two different hypotheses for the dam construction simulation.

The seismic stability of the dam was evaluated consistently to the seismic hazard maps specified by the National Institute of Geophysics and Volcanology (INGV) for the entire Italian territory. Real accelerograms, with average spectra compatible with those proposed by GRUPPO DI LAVORO MPS [2004] for the considered site, were applied to the bedrock formation.

In this paper a critical review of the role of the initial state, the frequency content of the seismic input, its maximum acceleration and the viscous damping artificially added in the simulations is addressed and some general conclusions are proposed.