

Studio del comportamento sismico di una diga in terra con metodi disaccoppiati

Luigi Callisto,* Sebastiano Rampello,* Pietro Fagnoli*

Sommario

In questo articolo è descritto lo studio della risposta sismica di una diga in terra, nel quale si sono utilizzati gli accelerogrammi ottenuti da analisi di risposta sismica per valutare gli spostamenti permanenti indotti dal terremoto. Le azioni sismiche sono state selezionate effettuando uno studio della sismicità del sito e sono costituite da nove accelerogrammi reali. Le analisi di risposta sismica sono state eseguite in condizioni bidimensionali, descrivendo il comportamento dei terreni mediante un modello visco-elastico lineare equivalente. Esse hanno consentito di calcolare gli spostamenti mediante un approccio disaccoppiato, effettuando una doppia integrazione sia degli accelerogrammi valutati in corrispondenza dei baricentri dei volumi di terreno potenzialmente instabili, sia degli accelerogrammi equivalenti determinati a partire dagli stati tensionali lungo le superfici di scorrimento. Nell'articolo, i risultati delle analisi di risposta sismica sono presentati utilizzando alcuni parametri sintetici del moto. Le analisi hanno mostrato che il comportamento sismico dei paramenti di monte e di valle è fortemente influenzato dalla geometria del nucleo inclinato, che rende il paramento di monte complessivamente più deformabile. La risposta dei volumi di terreno ubicati lungo i due paramenti dipende inoltre significativamente dal contenuto in frequenza dei segnali di ingresso alle analisi. Utilizzando gli accelerogrammi equivalenti in luogo del moto nei baricentri, è possibile portare in conto fenomeni di asincronicità del moto sismico e rappresentare in modo più soddisfacente la risposta sismica complessiva dei volumi di terreno potenzialmente instabili. In questo modo, si sono ottenuti spostamenti significativi per cinematismi superficiali che interessano il paramento di valle.

1. Introduzione

Nello studio del comportamento sismico di dighe in terra l'approccio più diffuso consiste nell'applicazione del metodo degli spostamenti, che presenta il vantaggio di fornire una stima diretta dello spostamento prodotto dall'evento sismico mediante procedure analitiche semplici.

L'analisi degli spostamenti può essere condotta secondo il cosiddetto approccio disaccoppiato, che in generale fornisce una stima cautelativa degli spostamenti [RATHJE e BRAY, 2000; BRAY, 2007]. In questo approccio, la deformabilità della struttura in terra viene portata in conto solo nelle analisi di risposta sismica, che possono essere eseguite in condizioni mono- e bi-dimensionali, e le storie di accelerazione così ottenute sono utilizzate per la valutazione degli spostamenti della massa potenzialmente instabile, assimilata a un blocco rigido. Per descrivere il comportamento non lineare del terreno si utilizza in genere il metodo lineare equivalente che, per moderati livelli di deformazione e modesti incrementi di pressioni interstiziali prodotte dal sisma, fornisce una risposta sufficientemente accurata della risposta del terreno.

I metodi basati sulla valutazione degli spostamenti sono stati applicati in numerose analisi del comportamento sismico di dighe reali o ideali in terra e in rockfill [TRONCOSO *et al.*, 1999; GAZETAS e DAKOULAS, 1992] e in alcuni casi sono stati utilizzati per calcolare a ritroso gli spostamenti indotti dal sisma [ELGAMAL *et al.*, 1990; BARDET e DAVIS, 1996].

Il metodo degli spostamenti può essere applicato con riferimento al moto sismico di un solo punto, per esempio coincidente con il baricentro del volume di terreno potenzialmente instabile. In questo modo, si portano in conto gli effetti di amplificazione del moto sismico determinati dalla deformabilità del corpo diga, valutati con le analisi di risposta sismica, ma si assume implicitamente che il moto sismico nel baricentro sia uniforme all'interno della massa in movimento. Un approccio alternativo consiste nella ricerca di un accelerogramma equivalente, che descriva la risposta complessiva all'azione sismica del volume di terreno potenzialmente instabile. In questo caso, si rimuove l'ipotesi di invarianza spaziale nel volume considerato e l'accelerogramma risulta maggiormente rappresentativo degli effetti dell'azione sismica sulla diga, portando in conto sia l'amplificazione, sia le differenze di fase tra il moto dei diversi punti. Si tiene così conto implicitamente degli effetti dell'asincronicità del moto nella massa di terreno potenzialmente in-

* Università di Roma "La Sapienza"

stabile, che possono determinare una riduzione delle azioni inerziali.

Per terreni di elevata rigidità e azioni sismiche di bassa frequenza (combinazione che produce elevate lunghezze d'onda), l'ipotesi di moto sincrono appare ragionevole, in quanto gli spostamenti dei punti interni alla massa in movimento sono in fase. Viceversa, per terreni molto deformabili interessati da azioni sismiche di frequenza elevata (combinazione che produce lunghezze d'onda ridotte), possono verificarsi spostamenti in opposizione di fase tra i punti interni alla massa instabile e il moto del solo baricentro può non essere rappresentativo del moto dell'intero volume di terreno. In questo caso appare più appropriata la descrizione del moto mediante l'accelerogramma equivalente.

L'analisi con il metodo degli spostamenti non è in grado di riprodurre l'effettivo quadro deformativo di una costruzione in terra, in quanto le deformazioni possono essere diffuse nel corpo diga, determinandone un allargamento, piuttosto che uno scorrimento localizzato. Pertanto, lo spostamento calcolato dovrebbe essere considerato soltanto un indice della risposta o della prestazione della diga in condizioni sismiche. D'altra parte, questo approccio costituisce un utile strumento per la valutazione della risposta sismica di una diga, qualora le incertezze nella definizione delle azioni sismiche e nella caratterizzazione meccanica dei materiali richiedano uno studio parametrico per valutare l'influenza delle diverse ipotesi di progetto e per definire gli scenari più critici.

Studi del comportamento sismico di dighe in terra sono stati oggetto di convenzioni di ricerca tra il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza" e il Consorzio per la Bonifica della Capitanata. Questi studi hanno avuto origine dalla necessità di valutare le prestazioni sismiche di dighe esistenti, progettate nel passato senza portare esplicitamente in conto l'azione sismica. In particolare, si è studiata una diga omogenea [CALABRESI *et al.*, 2000; CASONE e RAMPOLLO, 2003; RAMPOLLO e CASONE, 2004], e una diga zonata con nucleo verticale [CALABRESI *et al.*, 2004; RAMPOLLO *et al.*, 2005]. In questo lavoro, è descritto lo studio del comportamento sismico di una diga in terra con nucleo inclinato. In una prima parte è trattata la caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione e del corpo diga ed è illustrata la determinazione delle azioni sismiche mediante la compilazione di un catalogo sismico dedicato. Successivamente, sono descritte le analisi di risposta sismica, sono discussi i metodi impiegati per la determinazione degli accelerogrammi equivalenti, e sono mostrati i risultati ottenuti nelle diverse ipotesi e per le diverse azioni sismiche considerate.

2. Descrizione della diga e caratterizzazione geotecnica

La diga di Occhito sul fiume Fortore è ubicata in provincia di Foggia, in prossimità dei centri abitati di Celenza Valfortore e Carlantino. Lo sbarramento, realizzato fra il 1957 e il 1966, è costituito da una diga in terra zonata con nucleo inclinato, che sottende un bacino artificiale di 13 km², per una capacità massima di circa $3.3 \cdot 10^8$ m³. La figura 1 mostra una planimetria schematica dell'opera, sulla quale sono ubicate le indagini geotecniche effettuate nel 2006. La cresta è lunga circa 500 m e larga 10 m. L'altezza massima del rilevato H , in corrispondenza della sezione maestra, è pari a circa 60 m e il franco disponibile è di 2 m.

Nell'ambito delle indagini mostrate in figura, finalizzate allo studio della risposta sismica della diga, si sono effettuati otto sondaggi a carotaggio continuo, tre prove cross-hole e quattro prove penetrometriche dinamiche continue SCPT. Il sondaggio S2 è stato eseguito con un'inclinazione di 43° sulla verticale, per poter seguire l'inclinazione del nucleo. I sondaggi S1 e S1bis sono invece caratterizzati da inclinazioni di 13° e di 37° rispettivamente, per raggiungere la zona inferiore del nucleo e l'avdiga a partire da una piattaforma realizzata nella zona di monte in un periodo di magra.

La figura 2 mostra la sezione tipo della diga, nella quale è indicata la geometria del nucleo inclinato. Nella stessa figura sono riportati i principali risultati delle indagini in sito, costituiti dai diagrammi della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurata nelle prove cross-hole e dai dia-

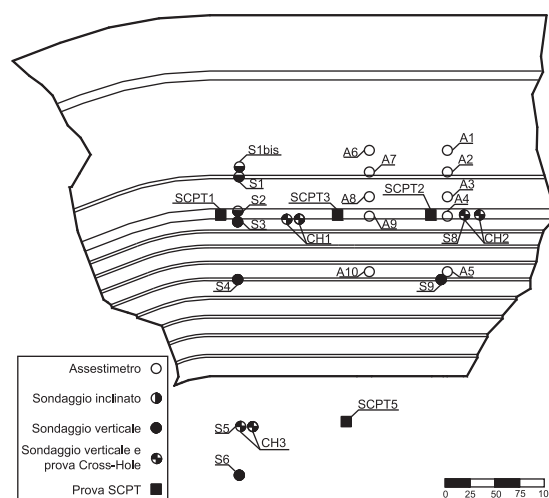


Fig. 1 – Planimetria della diga e ubicazione delle indagini in sito.

Fig. 1 – Plan view of the dam indicating the geotechnical investigation.

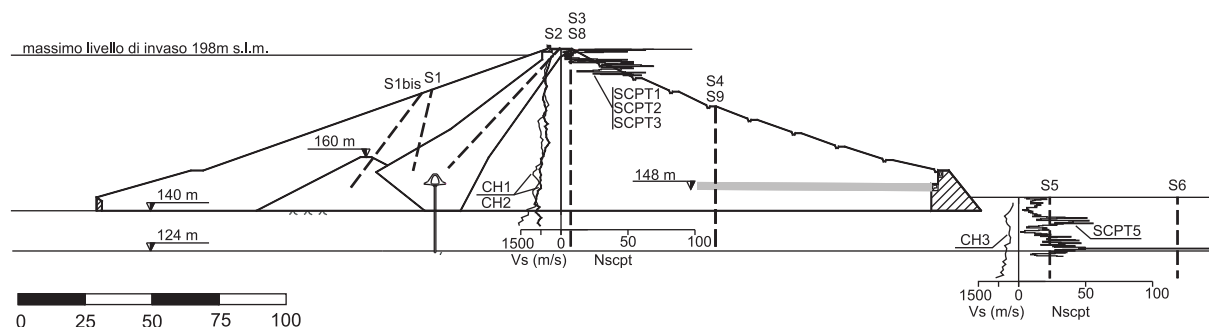


Fig. 2 – Sezione tipo e risultati delle prove in sito.
Fig. 2 – Typical cross section through the embankment.

grammi del numero di colpi N_{SCPT} misurati nelle prove penetrometriche.

I terreni di fondazione della diga sono costituiti da depositi alluvionali, prevalentemente a grana grossa, per uno spessore variabile da 10 a 22 m, seguiti da un deposito di marne e argille marnose. La tenuta dello sbarramento è assicurata da un diaframma in calcestruzzo armato, mostrato in figura 2, che parte dal nucleo a una quota appena inferiore a quella del cunicolo di ispezione e si intesta nelle argille marnose.

La figura 3 mostra la distribuzione granulometrica dei terreni costituenti i fianchi e il nucleo della diga: i fianchi sono costituiti da ghiaie sabbiose, mentre il nucleo è costituito da limi sabbiosi e argillosi di bassa plasticità.

I parametri di resistenza dei fianchi e dei terreni alluvionali sono stati ricavati essenzialmente a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche. Per il nucleo si sono invece eseguite prove triassiali consolidate non drenate su provini di

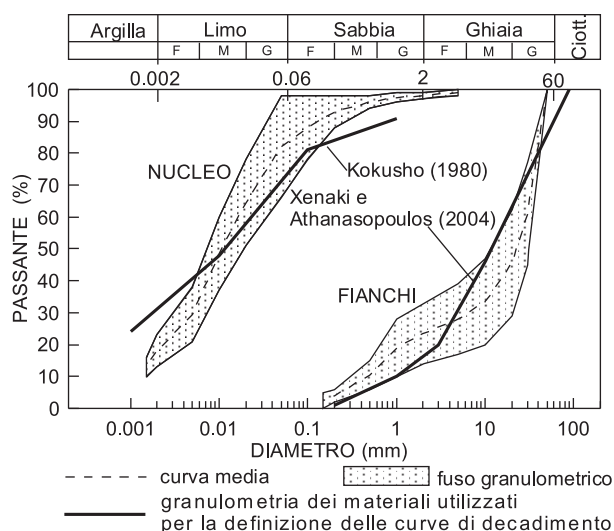


Fig. 3 – Distribuzione granulometrica dei terreni costituenti il corpo diga.
Fig. 3 – Grain size distribution of the embankment soils.

Tab. I – Parametri di resistenza e di rigidezza per i materiali del corpo diga e per i terreni di fondazione.

Tab. I – Strength and stiffness parameters for the dam embankment and the foundation soil.

Materiale	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	γ
Fianchi	0	40	92	0.25
Nucleo	0	28	18	0.25
Alluvioni	0	40	23-45	0.25

grandi dimensioni prelevati dal sondaggio inclinato S2. I parametri di resistenza adottati nelle analisi sono riportati in tabella I.

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati in due fasi: dapprima, si è fatto uso delle misure assestometriche eseguite durante la costruzione della diga per ricavare parametri di rigidità che consentissero di riprodurre i cedimenti osservati; successivamente sono state elaborate e interpretate le misure della velocità di propagazione delle onde di taglio effettuate nelle prove cross-hole.

La figura 4 mostra l'andamento, con la quota assoluta, dei cedimenti misurati durante la costruzione della diga dagli assestimetri A4 e A9, ubicati in corrispondenza della cresta, lungo due diverse sezioni. La prima base di misura di questi assestimetri si trova circa 5 m più in alto della quota di imposta delle fondazioni; trascurando la deformabilità di questo primo strato, si può assumere che il cedimento della prima base coincida con quello del piano di posa delle fondazioni. La figura 4 indica perciò che il cedimento in corrispondenza dell'assestometro A9, pari a 0.62 m, è circa il doppio di quello osservato in corrispondenza dell'assestometro A4.

La costruzione della diga è stata simulata mediante un'analisi numerica con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana, nella quale si è studiato il comportamento della sezione maestra del rilevato. La costruzione è stata si-

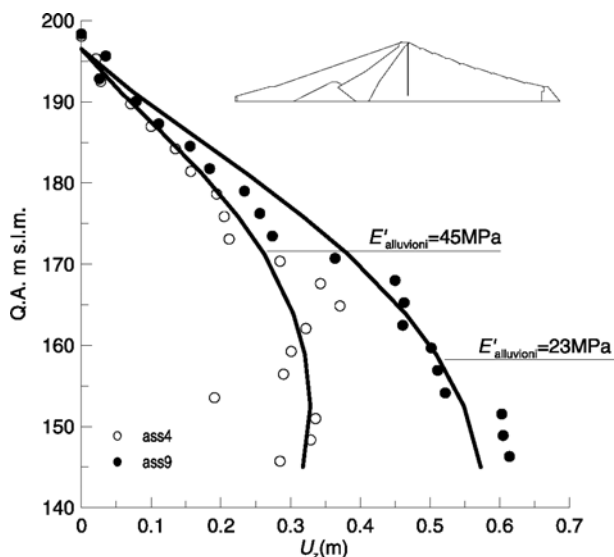


Fig. 4 – Cedimenti assestometrici misurati durante la costruzione in asse alla diga.

Fig. 4 – Construction settlements along the central axis of the dam.

mulata per fasi, corrispondenti alla realizzazione di strati dello spessore di 2 m, in condizioni drenate. Il comportamento meccanico dei terreni è stato descritto mediante un modello elastico-perfettamente plastico con parametri di rigidità costanti e criterio di resistenza di Mohr-Coulomb (Tab. I). I parametri di rigidità dei terreni sono stati variati iterativamente fino a ottenere un accordo soddisfacente tra gli abbassamenti calcolati e quelli misurati come mostrato in figura 4.

I diversi abbassamenti del piano di posa misurati con gli assestimetri A4 e A9 possono attribuirsi all'eterogeneità dei terreni di fondazione. I risultati delle analisi hanno mostrato che, mentre per riprodurre le misure effettuate con l'assestometro A9 (e con altri assestimetri non mostrati in Fig. 4) si deve assumere per i terreni di fondazione un modulo di Young $E' = 23$ MPa, le misure dell'assestometro 4 sembrano invece ottenibili solo raddoppiando la rigidità, ponendo cioè $E' = 45$ MPa. Per riprodurre l'intero andamento dei cedimenti misurato dai due assestimetri, è necessario assumere per i fianchi $E' = 92$ MPa. Il coefficiente di Poisson è stato posto pari a 0.25.

Nella figura 5 è mostrato l'andamento dei cedimenti misurati dagli assestimetri A1 e A6, ubicati sul lato di monte della diga. Poiché il piede di questi assestimetri si trova al contatto tra il nucleo e fianchi, il cedimento del piede può essere utilizzato, avendo fissato le proprietà meccaniche dei terreni di fondazione e dei fianchi, per ricavare la rigidità del nucleo che meglio riproduce le misure. Si è ottenuto così, per il nucleo, $E' = 18$ MPa (Fig. 5).

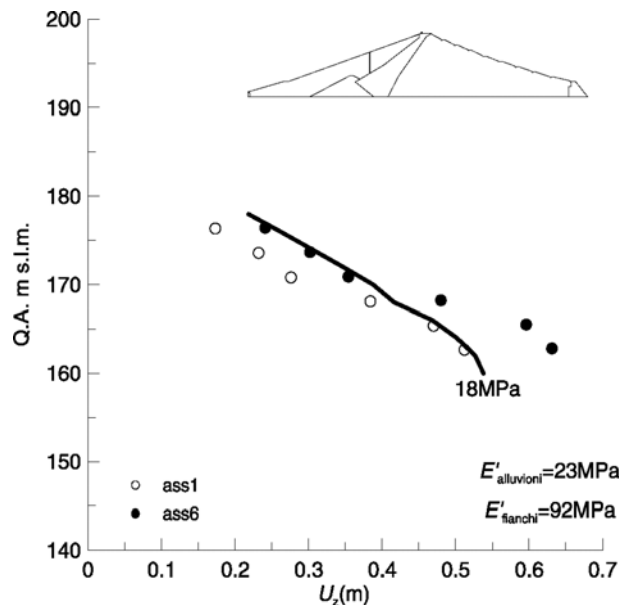


Fig. 5 – Cedimenti assestometrici misurati durante la costruzione nel paramento di monte della diga.

Fig. 5 – Construction settlements in the upstream side of the dam.

I parametri di rigidità ottenuti dall'analisi a ritroso della costruzione della diga sono riportati in tabella I. Essi vanno intesi come valori secanti equivalenti, rappresentativi del comportamento globale del rilevato durante la sua costruzione.

Per lo studio della risposta sismica della diga si è ricavato il modulo di elasticità tangenziale a piccole deformazioni G_0 dalla misura della velocità delle onde di taglio effettuata con le prove cross-hole. Tuttavia, il nucleo è stato interessato solo marginalmente dalle verticali di prova, a causa della sua inclinazione e della difficoltà di effettuare indagini a partire dal paramento di monte, per la presenza dell'invaso. Si è perciò utilizzata l'assunzione che il rapporto fra i parametri di rigidità a piccole deformazioni del nucleo e dei fianchi sia pari al rapporto fra i parametri di rigidità operativi determinati dall'analisi a ritroso della costruzione della diga. Si è assunto cioè che, per un fissato valore della tensione media efficace p' si abbia:

$$G_{0n} = G_{0f} \cdot \frac{E'_n}{E'_f}$$

dove i pedici n e f si riferiscono al nucleo e ai fianchi rispettivamente.

3. Determinazione delle azioni sismiche

Nello studio del comportamento sismico della Diga di Occhito si sono adoperate azioni costituite

Tab. II – Eventi sismici selezionati per lo studio di sismicità storica.

Tab. II – Seismic events at the earth dam location.

Anno	evento	M	r (km)	a_g (g)	Struttura sismogenetica
1694	Irpinia-Basilicata	6.87	87.9	0.064	Andretta Filano
1361	Ascoli Satriano	6.06	58.9	0.056	Ascoli Satriano Barletta
1731	Foggiano	6.34	75.8	0.053	Ascoli Satriano Barletta
1706	Maiella	6.60	89.7	0.053	Castelluccio Sulmona
99	Circello	6.30	32.7	0.111	Castelpetroso Valle Ufita
346	Sannio	6.00	51.8	0.061	Castelpetroso Valle Ufita
375	Benevento	6.00	56.3	0.056	Castelpetroso Valle Ufita
848	Sannio	6.00	59.9	0.053	Castelpetroso Valle Ufita
1293	Sannio	5.90	49.4	0.059	Castelpetroso Valle Ufita
1456	Molise	6.96	40.9	0.136	Castelpetroso Valle Ufita
1456	Beneventano	6.60	52.5	0.087	Castelpetroso Valle Ufita
1688	Sannio	6.72	49.9	0.098	Castelpetroso Valle Ufita
1702	Beneventano-Irpinia	6.32	55.2	0.070	Castelpetroso Valle Ufita
1732	Irpinia	6.61	60.0	0.077	Castelpetroso Valle Ufita
1805	Molise	6.57	43.3	0.102	Castelpetroso Valle Ufita
1962	Irpinia	6.19	54.1	0.066	Castelpetroso Valle Ufita
1980	Irpinia-Basilicata	6.89	89.1	0.064	Irpinia Valle di Agri
1875	S. Marco in Lamis	6.07	59.5	0.056	S. Marco in Lamis Mattinata
1627	Gargano	6.73	34.2	0.139	S. Severo Ripabottoni
2002	Molise	5.78	9.3	0.296	S. Severo Ripabottoni
1930	Irpinia	6.72	71.4	0.070	Vallata Monteverde
1125	Sannio-Molise	5.71	3.3	0.412	
1349	Lazio merid. -Molise	6.62	76.1	0.062	
1885	Campobasso	5.38	25.3	0.068	
1913	Matese	5.40	23.8	0.073	

da registrazioni accelerometriche di eventi reali. Lo studio è stato effettuato con un approccio deterministico, ricercando fra gli eventi compatibili con la sismicità del sito quelli che producono gli effetti più gravosi sulla diga.

La procedura seguita può essere suddivisa in tre fasi:

- esame della sismicità storica del sito;
- individuazione delle sorgenti sismogenetiche di interesse;
- scelta degli accelerogrammi.

Per individuare la tipologia di eventi sismici che nel passato hanno interessato il sito in cui si trova la diga, si è interrogato il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>), nel quale sono raccolti gli eventi sismici che hanno interessato il nostro paese dal 217 a. c. fino al 2002, con intensità epicentrali I_0 maggiori del IV grado MCS e magnitudo $M > 4$.

Per ciascun evento sismico, la massima accelerazione attesa su affioramento rigido è stata valutata mediante leggi di attenuazione. In particolare, per distanze epicentrali maggiori di 15 km si è utilizzata la relazione di AMBRASEYS *et al.* [1996], mentre per distanze minori si è fatto uso della relazione ricavata da AMBRASEYS e DOUGLAS [2003] per eventi *near field*. Fra tutti gli eventi sismici di interesse si sono sele-

zionati solo quelli che possono aver prodotto, in base alle leggi di attenuazione utilizzate, accelerazioni massime al sito su affioramento rigido $a_g > 0.05$ g. Essi sono elencati in tabella II, unitamente alla magnitudo di momento sismico M , alla distanza epicentrale r e alla massima accelerazione prodotta al sito a_g .

Agli eventi individuati sono state associate le rispettive sorgenti sismogenetiche, riportate anch'esse in tabella II, utilizzando il Database of Individual Seismogenic Sources dell'INGV (<http://www.ingv.it/DISS>). Si può osservare che la maggior parte dei risentimenti sono attribuibili alla struttura sismogenetica di Castelpetroso-Valle Ufita che si sviluppa a sud-ovest della diga. Quattro eventi non sono immediatamente associabili a strutture sismogenetiche contenute nel database.

La figura 6 mostra, per gli eventi sismici individuati, la magnitudo M e la massima accelerazione al sito su affioramento rigido a_g , diagrammate in funzione della distanza epicentrale. I diversi eventi sono distinti in base alla rispettiva struttura sismogenetica. È possibile, trascurando due eventi con basse magnitudo, delimitare nei diagrammi di Fig. 6 quattro zone, caratterizzate dagli intervalli di distanze epicentrali, magnitudo e accelerazioni massime riassunti nella tabella III.

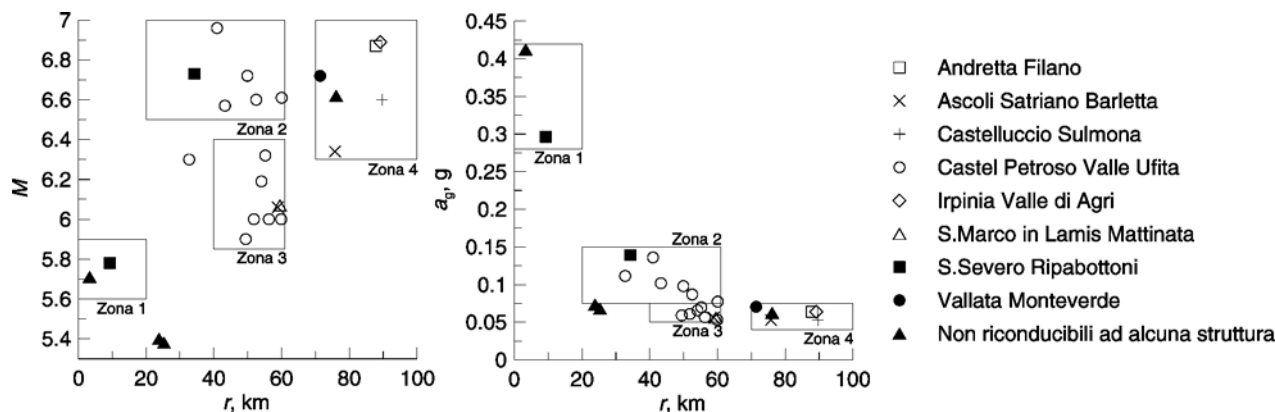


Fig. 6 – Magnitudo e massima accelerazione su affioramento rigido in funzione della distanza epicentrale e della struttura sismogenetica.

Fig. 6 – Magnitude and maximum outcrop acceleration as a function of the epicentral distance and of the seismogenic source.

Tab. III – Intervalli di distanza, magnitudo e accelerazione associate alle differenti zone sismogenetiche individuate.

Tab. III – Distance, magnitude and acceleration intervals for the four zones of the seismic catalogue.

zona	magnitudo	distanza	r (km)	M	a_g (g)
1	bassa	piccola	0-20	5.7-5.8	0.30-0.410
2	elevata	media	20-60	6.5-7.0	0.075-0.15
3	media	media	40-60	5.9-6.4	0.05-0.075
4	elevata	elevata	70-100	6.3-7.0	0.05-0.075

Utilizzando lo European Strong Motion Database (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>) e il Site of Italian Strong Motion Accelerograms (<http://sisma.dsg.uniroma1.it>), si sono ricercate registrazioni su affioramento rigido in condizioni di *free field* caratterizzate da valori di r , M e a_g prossimi a quelli delle zone elencate in tabella III. Complessivamente, si sono scelte cinque registrazioni per la Zona 1, quattro per le Zone 2 e 4 e due per la Zona 3.

La tabella IV riassume le principali caratteristiche degli accelerogrammi selezionati. È opportuno osservare che sono state incluse alcune registrazioni caratterizzate da valori di a_g leggermente inferiori alle soglie indicate in tabella III, ma con intensità di Arias I_A considerevoli.

4. Procedura di analisi

Il comportamento della diga in condizioni sismiche è stato valutato con il metodo degli spostamenti utilizzando l'approccio disaccoppiato, calcolando gli spostamenti a valle di una analisi di risposta sismica della diga e dei terreni di fondazione.

Le superfici di scorrimento critiche e le corrispondenti accelerazioni (a_c) a cui corrispondono condizioni di equilibrio limite sono state individuate mediante analisi pseudo-statiche. Nelle analisi,

svolte in termini di tensioni efficaci, non si è considerata la componente verticale delle accelerazioni, generalmente trascurabile [SIMONELLI e DI STEFANO 2001], e si è assunto che l'azione sismica non induca significative sovrappressioni interstiziali. Quest'ultima ipotesi appare compatibile con il comportamento dilatante mostrato dai terreni del corpo diga, messi in opera con elevate energie di costipamento.

La distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno della diga è stata studiata con il metodo degli elementi finiti (codice *SEEP/W*) selezionando la permeabilità dei singoli materiali in maniera da riprodurre un moto di filtrazione a superficie libera compatibile con le letture piezometriche disponibili. Un confronto tra il carico idraulico misurato e quello calcolato con il codice di calcolo *SEEP/W* per la quota di invaso di 180 m s.l.m. è mostrato in figura 7.

Nota la distribuzione delle pressioni interstiziali, le superfici di scorrimento di forma circolare e i corrispondenti valori dell'accelerazione critica sono stati ricercati utilizzando il metodo di MORGENTERN e PRICE [1965] per le condizioni di massimo invaso. Sono stati considerati sia cinematismi di tipo globale, che interessano l'intero paramento della diga, sia cinematismi locali, che interessano porzioni limitate del paramento. Le superfici di scorrimento individuate sono state ottimizzate varian-

Tab. IV – RegISTRAZIONI accelerometriche selezionate.

Tab. IV – Selected acceleration recordings.

	data	evento	M	stazione	r (km)	Comp.	PGA (g)	I _a (m/s)
zona 1	14/10/1997	Umbria Marche (aftershock)	5.6	Borgo-Cerreto Torre	12	NS EW	0.338 0.333	0.344 0.440
	09/01/1988	SE of Tirana	5.9	Tyrana	7	EW	0.411	0.237
	06/10/1997	Umbria Marche (aftershock)	5.5	Nocera Umbra-Biscontini	10	NS EW	0.263 0.383	0.285 0.343
zona 2	23/11/1980	Campano Lucano	6.9	Bagnoli-Irpino	23	NS EW	0.130 0.188	0.347 0.434
	23/11/1980	Campano Lucano	6.9	Bisaccia	26	NS EW	0.096 0.084	0.283 0.234
zona 3	05/07/1983	Biga	6.1	Edincik-Kandilli Gozlem Istasyonu	56	NS EW	0.048 0.050	0.033 0.023
zona 4	23/11/1980	Campano Lucano	6.9	Torre del Greco	80	NS EW	0.060 0.041	0.096 0.049
	18/11/1997	Strofades	6.6	Kyparrisia-Agriculture Bank	90	297 027	0.074 0.066	0.060 0.066

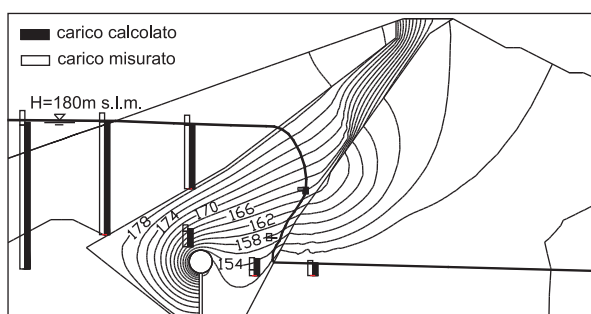


Fig. 7 – Confronto tra risultati dell'analisi di filtrazione e misure piezometriche.

Fig. 7 – Results from the seepage analysis compared with pore pressure measurements.

done la geometria secondo una procedura implementata nel codice di calcolo *SLOPE/W*, ottenendo valori dell'accelerazione critica leggermente minori di quelli valutati originariamente. La figura 8 mostra le superfici di scorrimento ottenute con il processo di ottimizzazione. Nel paramento di monte,

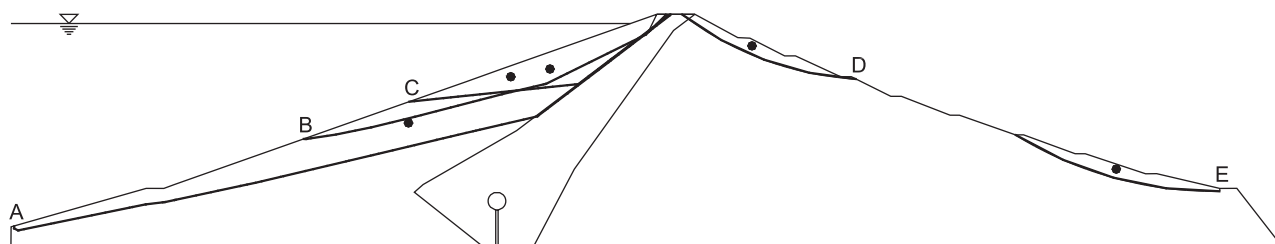


Fig. 8 – Superfici di scorrimento critiche.

Fig. 8 – Critical slip surfaces.

due delle superfici di scorrimento (A e C) degenerano in una spezzata, la cui parte sommitale coincide con il contatto fra nucleo e fianchi, inclinato di 45°. Le superfici individuate interessano prevalentemente i fianchi della diga, costituiti da ghiaie sabbiose costipate; in questi terreni appare da escludere, per l'alta permeabilità e l'elevata densità relativa, lo sviluppo di apprezzabili incrementi delle pressioni interstiziali nel corso dell'evento sismico.

Le analisi sono state eseguite per cinematici rotazionali; a tal fine, nel calcolo degli spostamenti le superfici mistilinee definite in precedenza sono state approssimate con spirali logaritmiche, utilizzando il metodo dei minimi quadrati. I parametri geometrici delle spirali logaritmiche che approssimano le superfici di scorrimento sono illustrati in Figura 9, e i loro valori sono riportati in tabella V.

Le analisi di risposta sismica sono state svolte in condizioni bidimensionali con il codice *QUAKE/W*, integrando nel dominio del tempo le equazioni del moto, con un passo di integrazione pari al tempo di campionamento degli accelerogrammi utilizzati. Il

Tab. V – Parametri geometrici delle superfici di scorrimento.

Tab. V – Geometrical parameters for the sliding surfaces.

s. d. s.	α (°)	H (m)	L (m)	r_0 (m)	θ_0 (°)	θ_h (°)
A	18.6	47.8	3.4	266.7	59.2	89.3
B	19.4	30.7	2.3	171.7	55.8	87.6
C	19.4	21.9	3.5	87.5	49.9	96.0
D	21.9	16.8	3.4	86.1	53.6	86.1
E	15.0	13.0	0.0	78.1	55.5	93.2

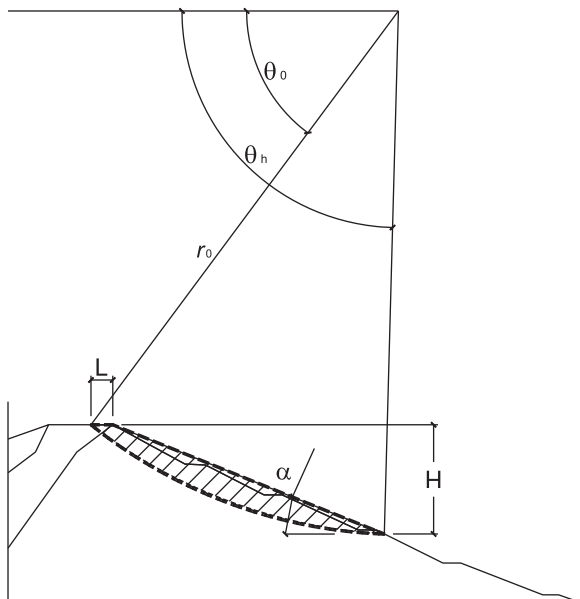


Fig. 9 – Parametri geometrici delle superfici di scorrimento.

Fig. 9 – Geometrical parameters for the sliding surfaces.

terreno è stato assimilato a un mezzo visco-elastico lineare equivalente in cui il modulo di taglio G e il fattore di smorzamento D dipendono dalle deformazioni di taglio γ prodotte dalla propagazione delle onde sismiche.

Il reticolo di calcolo è costituito da 4255 elementi quadrangolari e triangolari, rispettivamente a 4 e 3 nodi. Il rapporto fra le dimensioni maggiore e minore degli elementi non è in genere superiore a 2. Sui contorni laterali del reticolo sono stati impediti i soli spostamenti verticali e non è stato utilizzato alcun contorno assorbente. Per minimizzare riflessioni sui contorni laterali, il reticolo è stato quindi esteso lateralmente oltre la diga per circa 200 m. Il contorno inferiore è stato posto a una profondità di 30 m dalla base della diga, entro le argille marnose. Ad esso sono state applicate direttamente le storie temporali di accelerazione orizzontale selezionate, mentre gli spostamenti verticali sono stati impediti. Il contorno inferiore risulta perciò completamente riflettente.

Tab. VI – Parametri di variazione della rigidità con lo stato tensionale efficace.

Tab. VI – Parameters describing the variation of stiffness with effective stress.

Materiale	K	n
Fianchi	$2.22 \cdot 10^2$	1.4
Alluvioni	$3.64 \cdot 10^4$	0.5
Nucleo	$4.34 \cdot 10^1$	1.4

Gli accelerogrammi selezionati per le analisi sono stati filtrati, eliminando le armoniche di frequenza superiore a 20 Hz, caratterizzate da ampiezze di Fourier trascurabili. Le dimensioni minime l_{\min} degli elementi finiti sono state quindi definite rispettando la condizione [KUHLEMEYER e LYSMER, 1973]

$$l_{\min} < \lambda/6$$

dove λ è la minima lunghezza d'onda, valutata in corrispondenza della frequenza di 20Hz.

Nel codice di calcolo QUAKE/W è possibile assegnare ai materiali una rigidità tangenziale iniziale G_0 proporzionale allo stato tensionale efficace attraverso la relazione:

$$G_0 = K (p')^n \quad [\text{kPa}]$$

dove p' è la tensione efficace media.

La distribuzione della tensione efficace media nel corpo diga e nei terreni di fondazione è stata determinata mediante le analisi numeriche descritte al §2, nelle condizioni di massimo invaso. I valori dei parametri K ed n utilizzati per riprodurre l'andamento del modulo di taglio a piccole deformazioni osservato nelle prove di *cross-hole* sono riportati in tabella VI. La figura 10 mostra un confronto fra i valori di G_0 misurati e quelli calcolati con l'espressione precedente, utilizzando i valori di K e di n di tabella VI.

Per lo svolgimento delle analisi di risposta sismica con il metodo lineare equivalente è necessario definire le leggi di variazione di G e D in funzione delle deformazioni tangenziali γ . La presenza di inclusi lapidei nei materiali costituenti il nucleo della diga non ha consentito l'esecuzione di prove di laboratorio per la determinazione delle suddette leggi di variazione. Pertanto, si è fatto riferimento a dati di letteratura, utilizzando la relazione di XENAKI e ATHANASOPOULOS [2004] per il nucleo; per i fianchi, si è fatto riferimento alla relazione di KOKUSHO [1980]. La figura 3 mostra un buon accordo tra le curve granulometriche dei materiali utilizzati in questi studi e quelle relative alla diga di Occhito.

Tutti gli accelerogrammi selezionati sono stati applicati ai nodi inferiori del reticolo nei due versi. Mediante le analisi di risposta sismica in condizioni

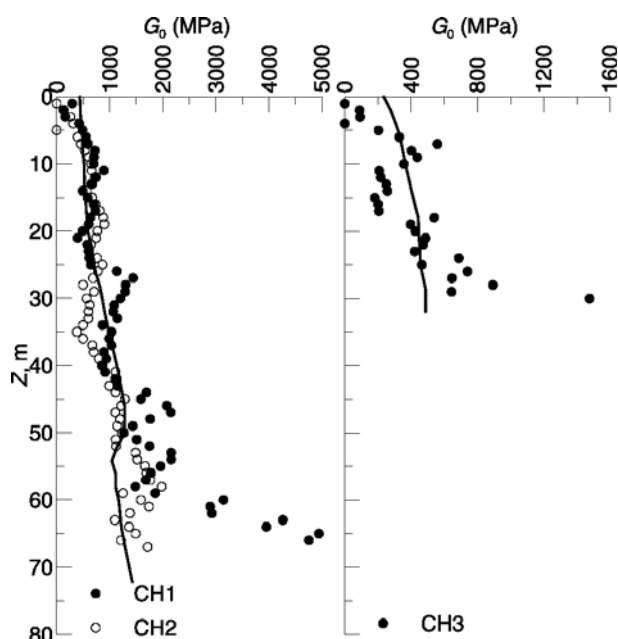


Fig. 10 – Confronto fra risultati delle prove cross-hole e profili di G_0 utilizzati nelle analisi.

Fig. 10 – Comparison between the cross-hole G_0 profiles and the stiffness profiles in the numerical model.

bidimensionali si sono ricavate le storie temporali delle accelerazioni orizzontali nel corpo diga. Per ogni analisi si sono considerati sia gli accelerogrammi in corrispondenza dei baricentri delle masse potenzialmente instabili, sia gli accelerogrammi equivalenti, valutati a partire dallo stato tensionale calcolato lungo la superficie di scorrimento durante l'eccitazione [CHOPRA, 1966]. In particolare, noto lo stato tensionale in un generico punto della superficie di scorrimento ($\sigma_x(t)$, $\sigma_y(t)$, $\tau_{xy}(t)$) si sono ricavate le tensioni ($\sigma_n(t)$, $\tau_n(t)$) normali e tangenziali alla superficie di scorrimento. Integrando per ogni istante di tempo la componente orizzontale di queste tensioni lungo l'intera superficie, si è ottenuta la componente orizzontale $F_x(t)$ della forza agente in condizioni sismiche sulla massa potenzialmente instabile. La differenza fra $F_x(t)$ e la componente orizzontale delle azioni statiche $F_{x,st}$ rappresenta la risultante delle azioni orizzontali prodotte dal sisma. L'accelerazione equivalente in direzione orizzontale è stata quindi ottenuta mediante la relazione:

$$a_{ave}(t) = \frac{\sum [F_x(t) - F_{x,st}]}{m}$$

dove m è la massa del volume di terreno compreso fra il piano di campagna e la superficie di scorrimento.

4.1. Risultati delle analisi di risposta sismica

Nel seguito i risultati delle analisi di risposta sismica sono descritti con riferimento sia alle proprietà del moto nei baricentri delle masse potenzialmente instabili, sia a quelle degli accelerogrammi equivalenti. Le grandezze utilizzate sono l'accelerazione massima, l'intensità di Arias e la frequenza media [RATHJE *et al.*, 1998]. I risultati sono rappresentati con istogrammi in cui, per ogni accelerogramma e per ogni superficie di scorrimento, sono posti a confronto i parametri del moto, distinguendo fra i segnali di ingresso (linea tratteggiata) e quelli derivanti dall'analisi (linea continua).

Sono discussi solo i risultati ottenuti per gli accelerogrammi delle Zone 1 e 2, dal momento che quelli delle Zone 3 e 4, di modesta intensità, producono effetti poco significativi.

Nella figura 11 (a) e (b) per ciascun accelerogramma sono mostrate con linea tratteggiata le massime accelerazioni di ingresso a_g . Inoltre, per le cinque superfici di scorrimento sono mostrate con retinatura le accelerazioni critiche a_c e con linea continua le accelerazioni massime degli accelerogrammi al baricentro (a_{max}) e degli accelerogrammi equivalenti (a_{ave}). Gli accelerogrammi da 1 a 5 si riferiscono alla Zona 1, quelli da 6 a 9 alla Zona 2. Per ogni accelerogramma sono rappresentati gli effetti corrispondenti alle cinque superfici di scorrimento (A-E).

La figura 11a mostra che i valori dell'accelerazione di picco ottenuti nei baricentri delle superfici di scorrimento del paramento di monte (A-C) utilizzando gli accelerogrammi della Zona 1 sono prossimi a quelli degli accelerogrammi di ingresso; per le superfici di scorrimento del paramento di valle (D-E) l'accelerazione di picco è invece notevolmente amplificata, fino a 3.2 volte. I valori di a_{max} e dei rispettivi fattori di amplificazione $F_a = a_{max}/a_g$ sono riportati in tabella VII. Per gli accelerogrammi della Zona 1 l'accelerazione critica a_c viene superata in corrispondenza dei baricentri di tutte le masse potenzialmente instabili.

Per gli accelerogrammi della Zona 2 non si osservano le stesse differenze di comportamento tra il paramento di monte e il paramento di valle. Per l'accelerogramma 6 le accelerazioni di picco calcolate nei baricentri delle superfici B, C e D, nella zona superiore della diga, sono fino a 1.9 volte maggiori di quelle calcolate nei baricentri delle superfici A ed E, ubicati più in basso. Per gli accelerogrammi 7-9 invece la differenza fra i valori di a_{max} nelle porzioni superiore e inferiore della diga non è più significativa. Per gli accelerogrammi della Zona 2, l'accelerazione massima si ottiene nel baricentro della superficie D. L'accelerazione critica per la superficie E è sempre maggiore della massima accelerazione calcolata nel baricentro.

Tab. VII – Confronto fra i risultati delle analisi in termini di accelerazioni.

Tab. VII – Maximum accelerations evaluated in the analysis.

lato (s. d. s.)	Zona 1				Zona 2			
	acc. baricentri		acc. equivalente		acc. baricentri		acc. equivalente	
	a_{max} (m/s ²)	F_a	$a_{ave,max}$ (m/s ²)	$F_{a,ave}$	a_{max} (m/s ²)	F_a	$a_{ave,max}$ (m/s ²)	$F_{a,ave}$
monte (A, B, C)	2.6 - 4.8	0.7-1.6	1.1 - 2.1	0.3 - 0.7	2.7 - 5.3	1.6 - 4.1	1.1 - 2.1	0.9 - 1.3
valle (D, E)	6.2 - 9.2	1.5 - 3.2	2.7 - 13.9	1.0 - 4.2	2.2 - 6.9	2.1 - 5.3	4.6 - 12.4	3.6 - 10.2

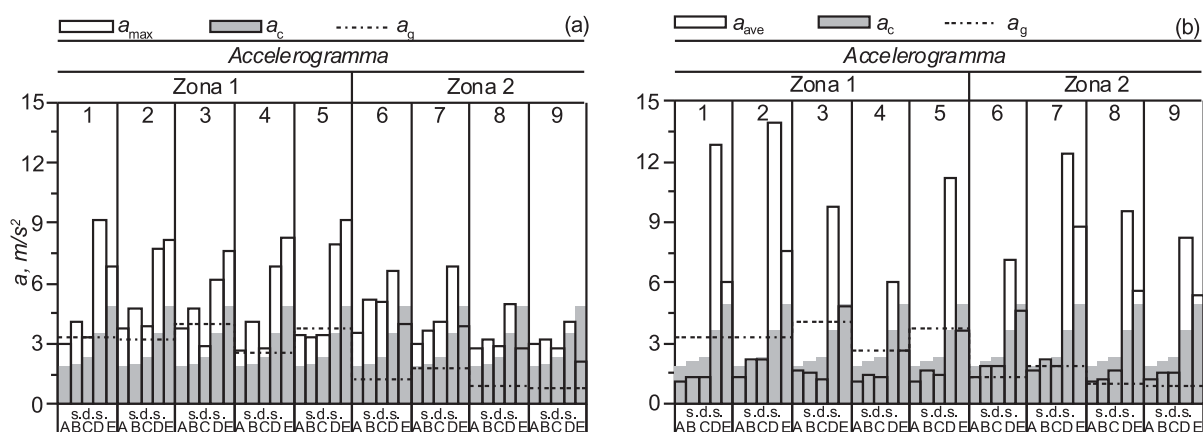


Fig. 11 – Valori massimi di accelerazione per gli accelerogrammi valutati nei baricentri delle masse potenzialmente instabili (a) e per gli accelerogrammi equivalenti (b), per ciascuna superficie di scorrimento.

Fig. 11 – Maximum accelerations for the accelerograms in the centre of gravity of the sliding masses (a) and for the equivalent accelerograms (b).

La figura 11b mostra che, considerando le massime accelerazioni equivalenti a_{ave} , le accelerazioni massime nel paramento di valle sono sistematicamente maggiori di quelle del paramento di monte sia per la Zona 1 che per la Zona 2. Portando in conto la deformabilità del corpo diga attraverso la procedura di Chopra, si ottiene un effetto di deamplificazione per il paramento di monte: i valori massimi delle accelerazioni in questo paramento risultano in genere minori sia dell'accelerazione massima degli accelerogrammi di ingresso, sia delle accelerazioni critiche. Nel paramento di valle si ottengono invece accelerazioni equivalenti maggiori di quelle calcolate in corrispondenza dei baricentri.

La spiccata differenza di comportamento tra punti appartenenti ai due paramenti può essere attribuita alla loro differente rigidità: il comportamento del paramento di monte è influenzato dalla presenza del nucleo inclinato, costituito da terreno a grana fine, con rigidità significativamente minore di quella dei fianchi, e inoltre interessato da una distribuzione di pressioni interstiziali non nulle. Viceversa, il comportamento del paramento di valle è determinato essenzialmente dalle pro-

prietà meccaniche del materiale che costituisce i fianchi. La differente rigidità dei due lati della diga produce una diversa amplificazione.

In figura 12 i risultati delle analisi di risposta sismica sono mostrati in termini di intensità di Arias I_A . Considerando la risposta nei baricentri (Fig. 12a) e utilizzando gli accelerogrammi della Zona 1, si osserva ancora una significativa differenza fra il comportamento del paramento di monte e quello del paramento di valle, dove si ottengono i maggiori valori dell'intensità di Arias. Utilizzando invece gli accelerogrammi della Zona 2, le differenze di comportamento fra monte e valle sono meno evidenti e i massimi valori di I_A si ottengono per i baricentri delle superfici B, C e D, ubicati nella porzione superiore della diga. Le intensità di Arias nei baricentri sono sempre più grandi di quelle di ingresso, e le maggiori amplificazioni (15.6 a monte e 25.2 a valle) sono sempre ottenute utilizzando gli accelerogrammi della Zona 2 (Tab. VIII).

La figura 12b mostra che, come per le massime accelerazioni, utilizzando gli accelerogrammi equivalenti si ottiene sempre una significativa differenza fra le intensità di Arias per le superfici di monte e di

Tab. VIII – Confronto fra i risultati delle analisi in termini di intensità di Arias.

Tab. VIII – Arias intensities evaluated in the analysis.

lato (s. d. s.)	Zona 1				Zona 2			
	acc. baricentri		acc. equivalente		acc. baricentri		acc. equivalente	
	I_A (m/s)	F_I	$I_{A,ave}$ (m/s)	$F_{I,ave}$	I_A (m/s)	F_I	$I_{A,ave}$ (m/s)	$F_{I,ave}$
monte (A, B, C)	0.4 - 1.3	1.5 - 3.9	0.1 - 0.2	0.3 - 0.6	2.2 - 5.8	6.9 - 15.6	0.4 - 1.1	1.1 - 3.4
valle (D, E)	1.6 - 4.1	6.3 - 11.8	0.7 - 11.6	2.6 - 26.4	1.1 - 10.9	4.8 - 25.2	4.9 - 36.3	14.2 - 87.6

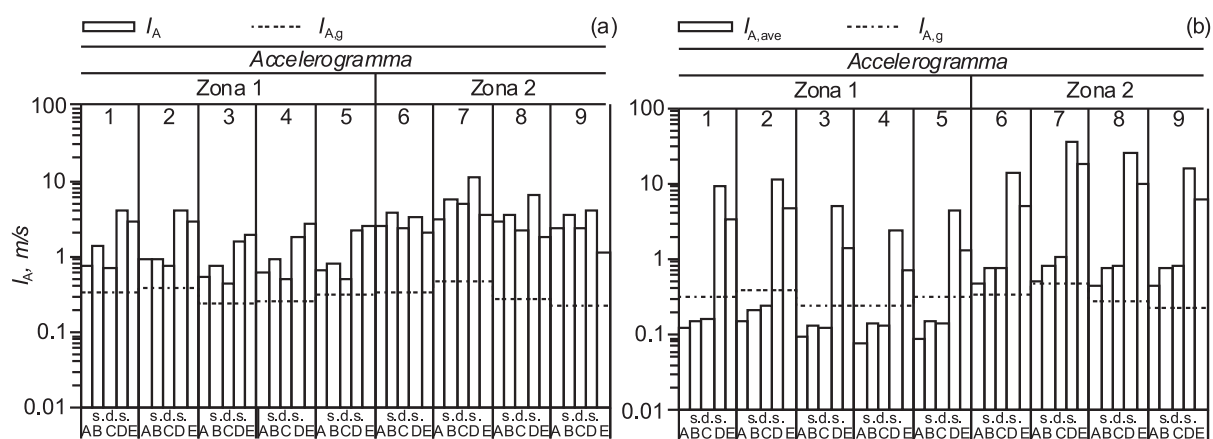


Fig. 12 – Intensità di Arias degli accelerogrammi valutati nei baricentri delle masse potenzialmente instabili (a) e degli accelerogrammi equivalenti (b) per ciascuna superficie di scorrimento.

Fig. 12 – Arias intensity for the accelerograms in the centre of gravity of the sliding masses (a) and for the equivalent accelerograms (b).

valle, sia per la Zona 1 che per la Zona 2. I valori di I_A per le superfici di monte sono bassi, e spesso minori di quelli di ingresso. Per le superfici di valle, i valori di I_A sono invece molto maggiori di quelli di ingresso, con amplificazioni massime di 26 per gli accelerogrammi della Zona 1 e di 88 per quelli della Zona 2. Le massime intensità di Arias si ottengono sempre per la superficie D.

Un'interpretazione del comportamento sismico della diga può essere anche ottenuta descrivendo il contenuto in frequenza delle storie temporali delle accelerazioni mediante la frequenza media [RATHJE *et al.*, 1998]:

$$f_m = \frac{\sum_i C_i^2 \cdot f_i}{\sum_i C_i^2} \quad \text{per } 0.25\text{Hz} < f_i < 25\text{Hz}$$

dove C_i è l'ampiezza dello spettro di Fourier corrispondente alla frequenza f_i .

La figura 13 mostra la frequenza media degli accelerogrammi di ingresso, di quelli calcolati nei baricentri e di quelli equivalenti.

Gli accelerogrammi di ingresso della Zona 1 sono caratterizzati da frequenze medie di 5.6-9.1

Hz, maggiori di quelle degli accelerogrammi della Zona 2 (1.6-3.7 Hz). Questa differenza può essere attribuita alle diverse distanze epicentrali degli eventi: a distanze maggiori (Zona 2) corrispondono frequenze medie minori.

Le frequenze medie degli accelerogrammi nei baricentri, mostrate in figura 13a, sono influenzate dalla rigidità dei terreni. Il paramento di monte (superfici A, B, C) amplifica maggiormente le basse frequenze, mentre il paramento di valle (superfici D, E), più rigido, amplifica maggiormente le frequenze alte, e la sua frequenza media diventa prossima (Zona 1) o supera (Zona 2) quella del segnale di ingresso.

La procedura di CHOPRA [1966] consente di portare in conto l'effetto dell'asincronicità del moto all'interno della massa potenzialmente instabile, associato alle frequenze più elevate. La procedura determina perciò una sostanziale rimozione delle alte frequenze (Fig. 13b). Di conseguenza, le frequenze medie degli accelerogrammi equivalenti $f_{m,ave}$ sono significativamente minori di quelle medie degli accelerogrammi di ingresso della Zona 1, mentre rimangono prossime a quelle dei segnali di ingresso della Zona 2, giustificando alcune delle forti ampli-

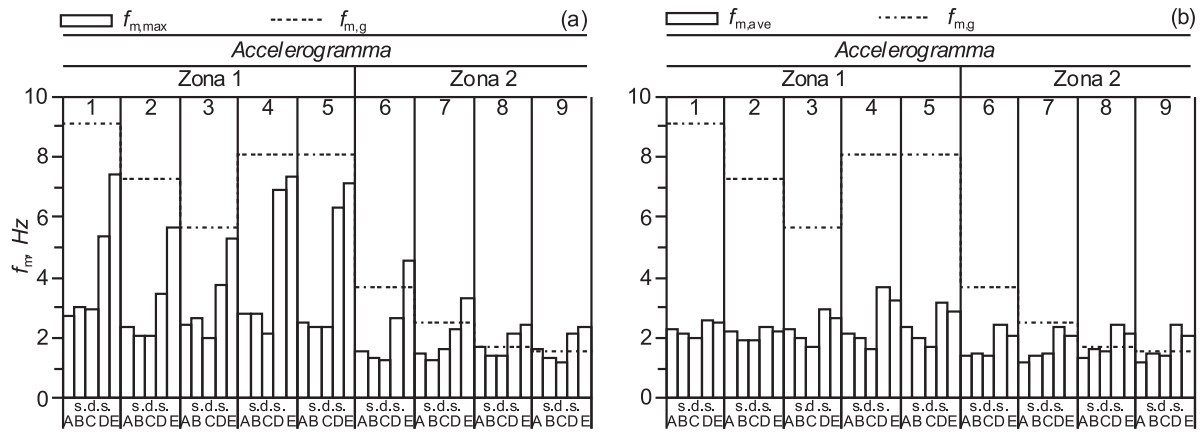


Fig. 13 – Frequenza media f_m degli accelerogrammi valutati nei baricentri delle masse potenzialmente instabili (a) e degli accelerogrammi equivalenti (b) per ciascuna superficie di scorrimento.

Fig. 13 – Average frequency for the accelerograms in the centre of gravity of the sliding masses (a) and for the equivalent accelerograms (b).

ficazioni ottenute in termini di accelerazioni e di intensità di Arias.

Questo effetto può anche essere osservato diagrammando gli spettri di risposta media adimensionalizzati degli accelerogrammi di ingresso della Zona 1 e della Zona 2 (Fig. 14) e confrontandoli con gli intervalli di frequenza media ottenuti dalle analisi di risposta sismica. Utilizzando gli accelerogrammi nei baricentri, le frequenze medie per le superfici di valle coprono un intervallo significativo, sovrapponendosi a quelle di massima amplificazione dei segnali di ingresso provenienti da entrambe le zone. Utilizzando gli accelerogrammi equivalenti determinati con il metodo di CHOPRA

[1966], l'intervallo delle frequenze medie per il paramento di valle si restringe, e interessa le frequenze di massima amplificazione per i soli segnali della Zona 2 (Fig. 14a). Viceversa, per le superfici di monte, l'intervallo delle frequenze medie ha un'ampiezza minore e si sovrappone comunque alle frequenze di massima amplificazione dei soli segnali di ingresso della Zona 2 (Fig. 14b).

4.2. Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma sono stati ottenuti per doppia integrazione del moto

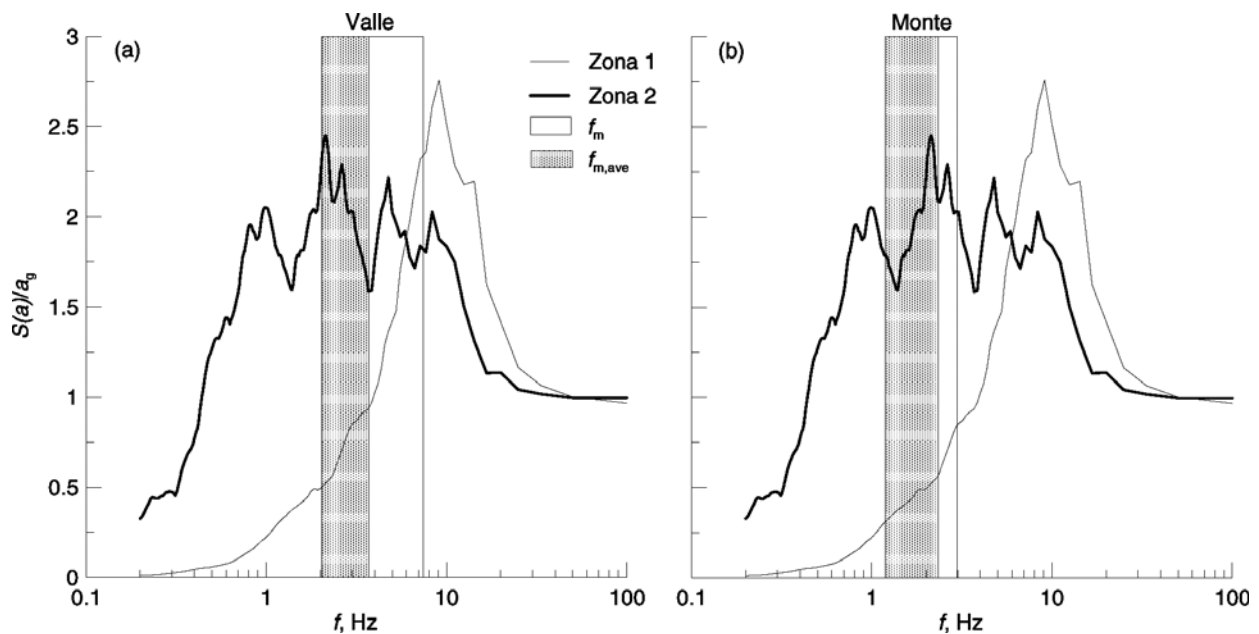


Fig. 14 – Spettri di risposta elastici medi ($\xi = 5\%$) degli accelerogrammi di ingresso e intervalli delle frequenze medie valutate nel paramento di valle (a) e di monte (b).

Fig. 14 – Elastic response spectra for the input signals, and average frequency in the downstream (a) and upstream (b) sides of the dam.

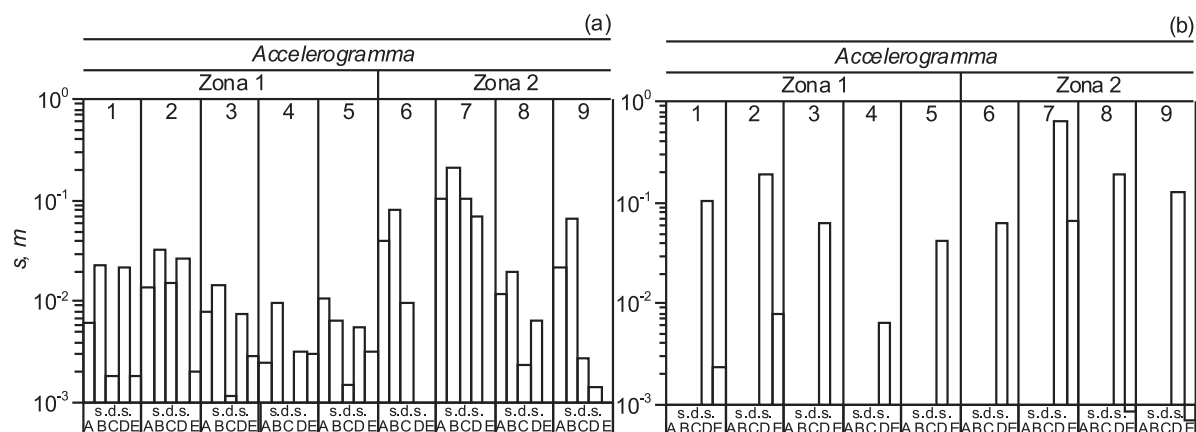


Fig. 15 – Spostamenti calcolati utilizzando gli accelerogrammi valutati nei baricentri delle masse potenzialmente instabili (a) e gli accelerogrammi equivalenti (b) per ciascuna superficie di scorrimento.

Fig. 15 – Permanent displacements evaluated using the accelerograms in the centre of gravity of the sliding masses (a) and using the equivalent accelerograms (b).

relativo, utilizzando sia gli accelerogrammi nei baricentri sia quelli equivalenti, ottenuti dalle analisi di risposta sismica.

La figura 15 mostra, per ciascun segnale di ingresso e per ciascun cinematiso potenziale, gli spostamenti calcolati nel punto sommitale della superficie di scorrimento. Lo spostamento calcolato dipende dalle proprietà meccaniche dei terreni e dalla geometria del cinematiso, riassunte nell'accelerazione critica a_c , e dall'ampiezza e contenuto in frequenza dell'azione sismica.

Utilizzando gli accelerogrammi determinati nei baricentri, gli spostamenti prodotti dagli eventi della Zona 1 sono modesti, e inferiori a 0.03 m. Viceversa, gli eventi sismici della Zona 2 inducono spostamenti maggiori, che per l'accelerogramma 7 e per la superficie B, sono pari a 0.21 m. Impiegando gli accelerogrammi equivalenti, il paramento di monte non subisce spostamenti permanenti, risultando le accelerazioni equivalenti sempre minori dell'accelerazione critica (Fig. 11b). I massimi spostamenti si ottengono nel paramento di valle, per la

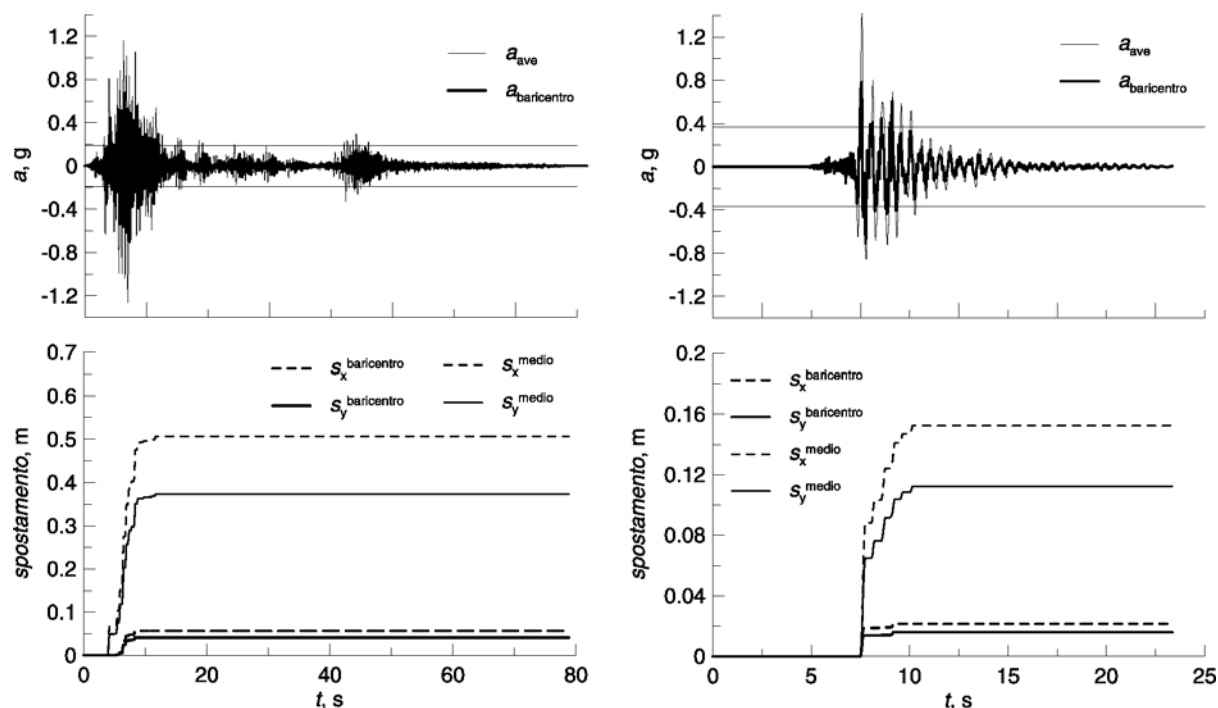


Fig. 16 – Confronto fra i risultati per la superficie di scorrimento D: accelerogrammi e spostamenti valutati utilizzando gli accelerogrammi di ingresso 7 e 2.

Fig. 16 – Results obtained for the sliding surface D: accelerograms and displacements evaluated using input signals No. 7 and No. 2.

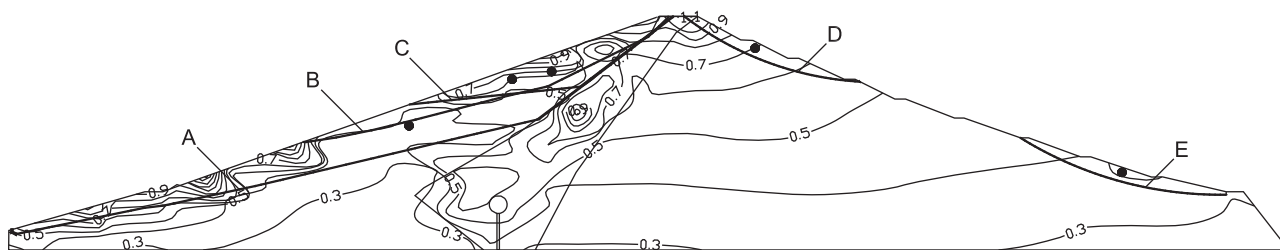


Fig. 17 – Isolinee dell'accelerazione orizzontale massima per l'accelerogramma 7.

Fig. 17 – Contour lines of the maximum horizontal accelerations for the input signal No. 7.

superficie di scorrimento D, e raggiungono il valore massimo di 0.63 m. Questa superficie di scorrimento individua un cinematismo superficiale, localizzato in corrispondenza del terzo superiore della diga, interamente contenuto nei fianchi.

A titolo illustrativo, la figura 16 mostra per la superficie D e per i segnali d'ingresso 7 e 2 gli accelerogrammi utilizzati nel calcolo degli spostamenti, e l'evoluzione temporale delle componenti verticale e orizzontale di spostamento in cresta. In entrambi i casi, l'uso degli accelerogrammi equivalenti comporta spostamenti maggiori di quelli valutati a partire dagli accelerogrammi nel baricentro. Il massimo spostamento in cresta, pari a 0.38 m, corrisponde a circa il 20 % del franco idraulico disponibile.

È interessante osservare che per questa superficie i valori massimi dell'accelerazione equivalente e della corrispondente intensità di Arias sono maggiori di quelli calcolati nel baricentro. Le isolinee della massima accelerazione orizzontale all'interno della diga, diagrammate in figura 17, mostrano che nel baricentro della superficie D si ha un valore di $a_{\max} = 0.7$ g. Tuttavia, nella massa potenzialmente instabile, procedendo verso l'alto si osservano elevati gradienti dell'accelerazione, che raggiunge 1.1 g in cresta, probabilmente a causa di fenomeni di focalizzazione. Viceversa, procedendo verso valle, si osserva una riduzione graduale delle accelerazioni, che raggiungono un minimo di circa 0.55 g. Il baricentro non appare perciò rappresentativo del comportamento d'insieme del terreno contenuto entro la superficie D durante l'eccitazione sismica.

5. Conclusioni

Il comportamento sismico della Diga di Occhito sul fiume Fortore è stato studiato utilizzando un approccio disaccoppiato, valutando gli spostamenti permanenti a valle di un'analisi di risposta sismica del rilevato. Nelle analisi di risposta sismica, i terreni costituenti il corpo diga sono stati assimilati a un mezzo visco-elastico lineare equivalente, nel quale la rigidità secante è funzione dello stato ten-

sionale efficace e dell'ampiezza delle deformazioni cicliche raggiunte durante l'evento sismico.

Le azioni sismiche sono costituite da un catalogo di accelerogrammi reali, compilato effettuando uno studio specifico della sismicità del sito in cui è stata costruita la diga. In particolare, si sono selezionati quattro diversi insiemi di accelerogrammi, caratterizzati da diversi intervalli di magnitudo e distanza epicentrale. Le analisi di risposta sismica hanno evidenziato che solo gli eventi sismici appartenenti ai primi due intervalli (Zona 1 e Zona 2) sono in grado di produrre effetti apprezzabili per la diga. Gli eventi appartenenti alla Zona 1 sono caratterizzati da magnitudo $M = 5.7-5.8$, e da una distanza epicentrale modesta, inferiore ai 20 km, mentre quelli della Zona 2 hanno magnitudo maggiore ($M = 6.5-7$), ma anche distanze epicentrali maggiori, comprese fra 20 e 60 km.

In ragione della diversa distanza epicentrale, gli accelerogrammi associati alle Zone 1 e 2 sono caratterizzati da contenuti in frequenza diversi, e in particolare quelli della Zona 2 hanno una frequenza media inferiore a quelli della Zona 1. L'interazione di questi accelerogrammi con la diga è perciò diversa, anche perché l'inclinazione del nucleo determina una diversa risposta delle porzioni di monte e di valle del rilevato. Per esempio, le analisi di risposta sismica hanno mostrato che gli accelerogrammi della Zona 1 sono in grado di produrre significative amplificazioni del moto sismico in corrispondenza del paramento di valle, complessivamente più rigido del paramento di monte.

Gli spostamenti permanenti indotti dagli eventi sismici sono stati calcolati sia con riferimento al moto determinato nel baricentro delle masse potenzialmente instabili, sia utilizzando per ciascuna superficie di scorrimento un accelerogramma equivalente, che descrive la risposta complessiva del volume di terreno delimitato fra il piano campagna e la superficie stessa. L'accelerogramma equivalente può differire significativamente da quello valutato in corrispondenza del baricentro, sia per gli effetti di asincronicità, che crescono all'aumentare delle dimensioni e della deformabilità del volume di terreno potenzialmente instabile, sia per l'eterogeneità

della distribuzione spaziale delle azioni sismiche, causata dalla propagazione in condizioni bidimensionali.

Gli spostamenti permanenti calcolati utilizzando gli accelerogrammi nei baricentri sono modesti, e comunque maggiori nel paramento di monte. Al contrario, tenendo conto della risposta complessiva del terreno potenzialmente instabile attraverso gli accelerogrammi equivalenti, gli spostamenti permanenti nel paramento di monte diventano trascurabili, mentre quelli indotti nel paramento di valle, in particolare per il cinematismo delimitato dalla superficie D, diventano significativi. Inoltre, in questo caso gli effetti degli accelerogrammi della Zona 2 sono ben maggiori di quelli associati agli eventi della Zona 1, nonostante questi ultimi siano caratterizzati da distanze epicentrali minori, da accelerazioni di picco maggiori e da intensità di Arias analoghe a quelli della Zona 2. La maggiore pericolosità di queste azioni sembra associabile al loro diverso contenuto in frequenza. Per gli accelerogrammi della Zona 1 e per il paramento di monte, la procedura di Chopra determina una sostanziale riduzione della frequenza media dei segnali, indicando che una parte dell'energia associata all'evento sismico viene spesa per originare un moto asincrono, non in grado di produrre spostamenti permanenti apprezzabili. Per i segnali della Zona 2 e per le superfici di scorrimento del paramento di valle la valutazione dell'accelerogramma equivalente lascia invece pressoché inalterato il contenuto energetico efficace dell'azione sismica, e gli effetti sono complessivamente più importanti.

I massimi spostamenti calcolati sono relativi al cinematismo delimitato dalla superficie di scorrimento D, situata lungo il paramento di valle in prossimità della cresta. Il cinematismo è di tipo superficiale e non interferisce con il nucleo, se non per una porzione limitata, a una quota superiore a quella di massimo invaso. Gli spostamenti raggiungono i 0.63 m, con una componente verticale di 0.38 m, inferiore al 20 % del franco idraulico disponibile.

La superficie D delimita una porzione di terreno relativamente rigida, perché è interamente contenuta nel paramento di valle; essa è inoltre di dimensioni contenute. Per entrambi questi motivi gli effetti dell'asincronicità del moto dovrebbero essere modesti, e sembrerebbe lecito assimilare il terreno a un mezzo rigido, come nella formulazione originaria del metodo degli spostamenti. Tuttavia, in condizioni bidimensionali non è immediatamente chiaro quale punto del corpo di frana debba essere selezionato per rappresentarne correttamente il comportamento d'insieme. I risultati ottenuti mostrano che la scelta del baricentro può non essere adeguata; per esempio, nel caso esaminato il

motivo appare legato a fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche, che producono forti gradienti dell'accelerazione massima in prossimità della cresta. L'accelerogramma equivalente può invece essere riguardato come una rappresentazione operativa dell'azione sismica agente nel volume di terreno potenzialmente instabile, descrivendone efficacemente il comportamento d'insieme.

Ringraziamenti

Questo lavoro è stato finanziato da una convenzione di ricerca fra il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza" e il Consorzio per la Bonifica della Capitanata e dal MIUR, nell'ambito del Progetto di Ricerca di Interesse Nazionale [PRIN 2005] su "Monitoraggio e valutazione della sicurezza nelle dighe in terra e negli argini fluviali".

Bibliografia

- AMBRASEYS N.N., SIMPSON K.A., BOMMER J.J. (1996) – *Prediction of horizontal response spectra in Europe*. Earth. Eng. and Struct. Dyn., 25, 4, pp. 371-400.
- AMBRASEYS N.N., DOUGLAS J. (2003) – *Near-field horizontal and vertical earthquake ground motions*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 1, pp. 1-18.
- BARDET J.P., DAVIS C.A. (1996) – *Performance of San Fernando dams during 1994 Northridge earthquake*. J. of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, pp. 554-564.
- BRAY J.D. (2007) – *Simplified slope displacement procedures*. In: "Earthquake Geotechnical Engineering", Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, pp. 327-353.
- CALABRESI G., RAMPOLLO S., CALLISTO L., CASCONI E. (2004) – *Diga S. Pietro sul fiume Osento. Verifica delle condizioni di stabilità e analisi del comportamento in condizioni sismiche*. Rapporto di ricerca, Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".
- CALABRESI G., RAMPOLLO S., SCIOTTI A., AMOROSI A. (2000) – *Diga sulla Marana Capacciotti: verifica delle condizioni di stabilità e analisi del comportamento in condizioni sismiche*. Rapporto di ricerca, Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".
- CASCONI E., RAMPOLLO S. (2003) – *Decoupled seismic analysis of an earth dam*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, pp. 349-365.
- CHOPRA A.K. (1966) – *Earthquake effects on dams*. Ph. D. dissertation, University of California, Berkeley.

- ELGAMAL A.W.M., SCOTT R.F., SUCCARIEH M.F., LIPING Y. (1990) – *La Villita dam response during five earthquakes including permanent deformations*. J. of Geotechnical Engineering, ASCE, 116, pp. 1443-1462.
- GAZETAS G., DAKOULAS P. (1992) – *Seismic analysis and design of rockfill dams: state of the art*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 11, pp. 27-61.
- KOKUSHO T. (1980) – *Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range*. Soils and Foundations, 20, pp. 45-60.
- KUHLEMEYER R.L., LYSMER J. (1973) – *Finite element method accuracy for wave propagation problems*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99, SM5, pp. 421-427.
- MORGENSTERN N.R., PRICE V.E. (1965) – *The Analysis of The Stability of General Slip Surfaces*. Géotechnique, vol. XV, pp. 79-93.
- RAMPOLLO S., CALLISTO L., FARGNOLI P. (2005) – *Diga S. Pietro sul fiume Osento. Analisi dinamica del comportamento della diga in presenza di sisma (Modello 1)*. Rapporto di ricerca, Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”.
- RAMPOLLO S., CASCONI E. (2004) – *Studio della stabilità di una diga in terra in condizioni sismiche*. Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo, pp. 589-598.
- RATHJIE E.M., ABRAHAMSON N.A., BRAY J.D. (1998) – *Simplified frequency content estimate of earthquake ground motion*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124, pp. 150-159.
- RATHJIE E.M., BRAY J.D. (2000) – *Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126, pp. 1002-1014.
- SIMONELLI A.L., DI STEFANO P. (2001) – *Effects of vertical seismic accelerations on slope displacements*. Proc. 4th Int. Conf. on “Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics” and Symp. In honour of prof. Liam Finn, San Diego, California, paper n. 5.34.
- TRONCOSO J.H., KRAUSE A.J., CORSER P.G. (1999) – *Seismic design of lined face earth dams*. Proc. 2nd Int. Conf. on “Earthquake Geotechnical Engineering”, Lisbon, pp. 703-709.
- XENAKI V.C., ATHANASOPOULOS G.A. (2004) – *Behaviour of soils and liquefaction phenomena*. In: Proceedings of the international conference on cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena, 31 March - 2 April 2004, Bochum, Th. Triantafylidis (Ed.), Leiden, Balkema.

Uncoupled analysis to evaluate the seismic behaviour of an earth dam

Summary

The seismic behaviour of the Occhito earth dam was evaluated using a decoupled approach, in which the permanent displacement are calculated using the results of a seismic response analysis. Two-dimensional finite element analyses were carried out, in which soil behaviour was described using an equivalent linear visco-elastic model, with secant stiffness and damping depending on the shear strain amplitude.

The seismic input is made of nine real acceleration recordings, selected after a deterministic study of the seismic hazard. Specifically, four different intervals in magnitude, epicentral distance and peak ground acceleration were selected. The seismic response analyses showed that only the acceleration time history selected using the first two intervals (Zones 1 and 2) can produce observable effects in the dam. Events from Zone 1 (near field) have a moment magnitude M of 5.7-5.8 and an epicentral distance smaller than 20 km, while those from Zone 2 (far field) have a larger magnitude ($M = 6.5-7$) and a larger epicentral distance of 20 to 60 km.

Because of the different epicentral distances, the two groups of recordings have a different frequency content, the far field mean frequencies being smaller than the near field ones. Therefore, the two groups of recordings interact differently with the earth dam, since the upstream and downstream parts of the embankment have a somewhat different stiffness.

The seismic permanent displacements were evaluated using both the acceleration time histories in the centre of gravity of the sliding masses, and the equivalent accelerograms evaluated through the procedure described by CHOPRA [1966] that represents the overall response of the sliding mass to the seismic shaking. The equivalent accelerogram may differ significantly from the one evaluated at the centre of gravity, because of asynchronous effects, that become important for large, deformable sliding masses, and because of a non-uniform distribution of maximum accelerations in the embankment, that can be ascribed to seismic waves converging to the crest.

Using the acceleration time histories in the centre of gravity of the sliding masses, maximum permanent displacements smaller than 0.03 m are evaluated (Fig. 15), occurring mostly in the upstream side of the dam. Conversely, using the equivalent accelerograms, the permanent displacements are much larger, reaching 0.63 m, and they occur along the downstream side, being generated by the rather shallow sliding surface (D) of Figure 8. These displacements are caused by the far field recordings only, probably because of their peculiar frequency content. As the near field signals have a larger mean frequency, part of the input energy is spent in producing an asynchronous motion, which results in negligible permanent displacements. Conversely, the far field input signals have a smaller mean frequency, and the resulting motion is essentially synchronous, yielding larger permanent displacements.

The reason why, for the downstream side, the equivalent accelerograms give larger permanent displacements than the time histories at the centre of gravity of the sliding masses is that these latter motions may not be entirely representative of the seismic response of the entire sliding soil, being the spatial gradients of the peak acceleration quite significant within the embankment (Fig. 17).