

Comitato Nazionale Italiano
delle Grandi Dighe

6

La verifica sismica delle dighe

**CRITERI GENERALI E CONFRONTO
CON LE NORMATIVE**



Roma 1998

INDICE

	<i>Presentazione</i>	5
1.	<i>Introduzione</i>	7
2.	<i>Lo stato dell'arte nella verifica sismica delle dighe</i>	
	2.1 <i>I documenti di riferimento</i>	9
	2.2 <i>I metodi per la verifica di una diga secondo lo stato dell'arte</i>	10
	2.3 <i>La verifica sismica delle opere accessorie</i>	29
	2.4 <i>La verifica di stabilità delle sponde</i>	35
	2.5 <i>La sorveglianza e l'ispezione dopo il sisma</i>	37
3.	<i>La normativa italiana ed estera</i>	
	3.1 <i>I documenti di riferimento</i>	40
	3.2 <i>Analisi dei documenti</i>	41
4.	<i>L'applicazione dello stato dell'arte al caso italiano</i>	
	4.1 <i>Premessa</i>	48
	4.2 <i>Gli impianti esistenti in Italia e le esigenze di qualifica</i>	49
	4.3 <i>La caratterizzazione sismica di un sito</i>	51
	4.4 <i>Le problematiche dell'adozione di schemi di calcolo complessi</i>	53
	4.5 <i>La caratterizzazione dei materiali e del comportamento delle dighe</i>	68
	4.6 <i>Le opere accessorie</i>	72
5.	<i>Conclusioni e raccomandazioni</i>	81
6.	<i>Riferimenti</i>	85
	<i>Elenco delle sigle e delle abbreviazioni</i>	89

PRESENTAZIONE

Mi è molto gradito presentare questo sesto volume della serie di pubblicazioni tecniche del Comitato Italiano delle Grandi Dighe che segnala il ritorno all'attività editoriale del Comitato.

Il tema sviluppato dal Gruppo di Lavoro "Aspetti sismici della progettazione delle dighe" è di grande interesse per un paese come il nostro, interessato in massima parte da presenza di zone sismo-genetiche, come purtroppo eventi ricorrenti ci ricordano.

Penso inoltre che le considerazioni esposte nel volumetto, come pure quelle - su altri aspetti dell'ingegneria delle dighe - che l'ITCOLD intende pubblicare in un prossimo futuro, possano costituire valido riferimento per la redazione di un aggiornamento delle Norme Tecniche del 1982, di cui anzi potrebbero costituire un'appendice con la caratteristica di "raccomandazioni", riducendo il testo normativo a poche e ben precise disposizioni cogenti.

Morando Dolcetta Capuzzo

Presidente del Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe (ITCOLD)

Roma, dicembre 1997

GRUPPO DI LAVORO ITCOLD

“Aspetti sismici nella progettazione delle dighe”

Coordinatore: - *Dott. Ing. Aldo Castoldi - ISMES Spa Seriate (BG)*

Componenti: - *Dott. Ing. Mario Appendino - ENEL Spa*
- *Dott. Ing. Ezio Baldovin - Geotecna Progetti Spa Milano*
- *Dott. Ing. Franco Bettinali - ENEL Spa*
- *Dott. Ing. Giovanni Bosco - Università di Trento*
- *Dott. Ing. A. De Angelis - ENEL Spa*
- *Prof. Ing. Michele Fanelli - ENEL Spa*
- *Dott. Ing. Gabriella Giuseppetti - ENEL Spa*
- *Prof. Ing. Ruggiero Jappelli - II Università di Roma*
- *Dott. Ing. Ivano Leandri - Riva Calzoni Spa Bologna*
- *Dott. Ing. Guido Mazzà - ENEL Spa*
- *Dott. Ing. Paolo Montanari - FRAME Ozzano Emilia (BO)*
- *Dott. Ing. Carlo Niccolai - Consulente*
- *Dott. Ing. Pasquale Palumbo - ISMES Spa Seriate (BG)*
- *Dott. Ing. Paolo Paoliani - Ministero dei Lavori Pubblici - Roma*
- *Dott. Ing. Enrico Pizzigalli - ISMES Spa Seriate (BG)*
- *Dott. Ing. Giovanni Ruggieri - ISMES Spa Seriate (BG)*

1. INTRODUZIONE

I casi riportati nella letteratura internazionale di crolli o di danni a dighe causati da eventi sismici sono piuttosto rari. Essi riguardano principalmente rilevati di materiali sciolti, non compattati meccanicamente, realizzati per sedimentazione idraulica, suscettibili, allorché saturi, di repentine riduzioni della resistenza al taglio in presenza di sollecitazioni dinamiche.

Nonostante la statistica confermi quindi un buon comportamento di fronte a terremoti anche violenti, la verifica della sicurezza sismica delle dighe costituisce uno dei problemi di maggior interesse in considerazione dell'importanza socio-economica di queste opere e della gravità di un possibile crollo con conseguente rilascio incontrollato dell'acqua invasata.

Il problema assume poi una rilevanza del tutto particolare nel caso di dighe esistenti, per le quali si rende a volte necessario eseguire una nuova verifica (ad esempio a seguito di una rivalutazione della sismicità del sito o per modifiche intervenute nella configurazione strutturale dell'opera, etc.).

In questo caso l'opera, progettata quando le conoscenze sul comportamento sismico e la disponibilità di mezzi di calcolo erano scarse o senza tener conto di possibili sollecitazioni dinamiche perché il sito non era classificato fra le aree sismiche al momento della costruzione, potrebbe non risultare pienamente rispondente ai criteri di accettabilità richiesti dalla normativa vigente per la progettazione di nuove dighe, senza peraltro che, alla luce delle conoscenze più avanzate, debba essere considerata pericolosa e debba quindi essere sottoposta a interventi di ricondizionamento.

Per le dighe esistenti (come per ogni altra opera di ingegneria) è dunque lecito porsi il problema se sia corretto invocare una sorta di validità retroattiva della normativa oppure se, in considerazione del rapido sviluppo delle conoscenze in campo sismico, non sia più opportuno far riferimento allo stato dell'arte, privilegiando quindi il principio di una garanzia sostanziale e documentata della sicurezza a quello di un rispetto formale della normativa.

È infatti noto che i continui progressi degli ultimi anni per ciò che riguarda l'inquadramento concettuale del problema sismico (basato sui risultati di osservazioni del reale comportamento di dighe sotto l'azione di eventi sismici e di studi effettuati in settori paralleli, quali ad esempio quello degli impianti nucleari), la messa a punto di metodi di calcolo in grado di tener conto del comportamento nonlineare dei materiali e dell'interazione con il terreno e il serbatoio e, più in generale, l'adozione di un approccio probabilistico, tipico di un'analisi di rischio, hanno superato gli approcci di valutazione tipicamente previsti nelle normative esistenti.

Questa situazione è del resto confermata dall'ICOLD e dagli Enti di controllo e di gestione più attenti alla problematica sismica, che di recente hanno emesso una serie di raccomandazioni in cui vengono recepite le metodologie più aggiornate sulla scelta del terremoto di progetto, sui criteri di calcolo e sui criteri di verifica della sicurezza dell'opera.

Per questi motivi, e in considerazione dell'importanza che il problema della verifica sismica riveste in Italia per la sismicità del territorio e per il numero di dighe esistenti, è parso opportuno al Gruppo di Lavoro dell'ITCOLD "Aspetti sismici nella progettazione delle dighe" proporre un documento con lo scopo di:

- fare il punto sullo stato dell'arte della verifica sismica delle dighe esaminando le metodologie e i criteri più aggiornati;
- raccogliere e commentare la normativa specifica esistente a livello internazionale per confrontarla con quella italiana;
- esaminare l'applicabilità dei vari procedimenti proposti al contesto italiano sotto il profilo tecnico ed economico con particolare attenzione al caso di dighe esistenti;
- portare all'attenzione delle Autorità competenti una metodologia di verifica già sperimentata e in accordo con le conoscenze più aggiornate.

2. LO STATO DELL'ARTE NELLA VERIFICA SISMICA DELLE DIGHE

2.1 I DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Come già ricordato, negli ultimi anni sono stati prodotti numerosi documenti che esprimono il punto di vista di alcuni enti che per il loro prestigio scientifico rappresentano un punto di riferimento nel mondo delle dighe. Fra le associazioni si deve menzionare in primo luogo l'ICOLD con i suoi Comitati Nazionali, che in passato ha attivato tre successivi comitati sugli aspetti sismici della progettazione delle dighe; questi hanno prodotto i seguenti bollettini:

- Bollettino n. 27: "*A review of earthquake resistant design of dams*" (1974)
- Bollettino n. 46: "*The assessment of seismicity for the design of dams with recommendations for the observation of dam and reservoir sites*" (1982)
- Bollettino n. 62: "*Inspection of dams following earthquake-Guidelines*" (1988)
- Bollettino n. 72: "*Guidelines for selecting seismic parameters for large dams*" (1989)

Un quarto comitato è tuttora attivo con l'obiettivo di produrre tre nuovi documenti riguardanti il monitoraggio sismico, i criteri di verifica delle opere accessorie e l'ottimizzazione del progetto.

Sempre in ambito ICOLD il comitato per l'analisi e la progettazione delle dighe ha pubblicato il:

- Bollettino n. 52: "*Earthquake analysis procedures for dams: state of the art*" (1986)

Per ciò che riguarda i singoli comitati nazionali o gli enti di gestione, vanno segnalati per il loro interesse i seguenti documenti:

- USCOLD
 “*Strong motion instruments at dams: guidelines for their selection, installation, operation and aintenance*” (1989)
- ACRES
 “*Safety assessment for existing dams for earthquake conditions*” (1990)
- B.C. HYDRO
 “*Guidelines for selecting and applying seismic criteria for dams*” (1985)
- U. S. Bureau of Reclamation, *Engineering monograph No. 19*
 “*Design criteria for concrete arch and gravity dams*”, Febbraio 1977
- U. S. Bureau of Reclamation, “*Design of gravity dams*”, 1977

2.2 I METODI PER LA VERIFICA SISMICA DI UNA DIGA SECONDO LO STATO DELL'ARTE

2.2.1 GLI ASPETTI GENERALI

I citati documenti adottano in modo pressoché completo le conoscenze più avanzate in campo sismico e recepiscono molte delle metodologie già in uso in settori dell'ingegneria tradizionalmente basati su elevati livelli tecnologici, quali, ad esempio, l'impiantistica nucleare.

Gli aspetti innovativi di queste raccomandazioni possono essere riassunti nei seguenti punti:

- DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO
 In base ad un approccio di tipo probabilistico, vengono definiti differenti livelli di severità del sisma ai quali fare riferimento per la verifica della diga e vengono suggeriti i metodi più appropriati alla luce delle conoscenze attuali per la determinazione numerica dei parametri che li caratterizzano (*peak ground acceleration*, spettro di risposta, etc.).

- METODI DI CALCOLO

Il metodo di calcolo con forze statiche orizzontali equivalenti viene accettato soltanto come metodo di prima verifica e di dimensionamento di massima oppure di verifica finale per le sole opere di importanza modesta o a basso rischio; viene invece esplicitamente raccomandato il ricorso a metodi di calcolo ad elementi finiti con modelli di tipo bidimensionale e tridimensionale e con analisi lineari e nonlineari.

- CRITERI DI ACCETTABILITÀ DELL'OPERA

Oltre al criterio del confronto fra le sollecitazioni calcolate e le sollecitazioni ammissibili che è alla base dei criteri di accettabilità nelle normative tradizionali, viene introdotto il concetto che l'opera possa subire danni per effetto del terremoto più violento purché venga dimostrata la capacità della diga di controllare in ogni situazione il rilascio dell'acqua invasata.

- RISCHIO SISMICO

Viene introdotto il concetto di rischio sismico associato alla diga, al quale vengono collegati il grado di approfondimento dello studio, l'estensione delle indagini, il tipo di schema di calcolo.

Il rischio sismico viene definito quantitativamente con la determinazione di un indice che tenga conto di vari fattori quali, ad esempio: l'importanza socio-economica dell'opera, la gravità delle conseguenze di un crollo, la sismicità del sito, il tipo di diga, lo stato di manutenzione dell'opera.

- DIGHE ESISTENTI

Per la verifica di dighe esistenti viene suggerito un approccio differente [38], giustificato dal fatto che, in questo caso, l'obiettivo principale non è dimensionare l'opera, ma verificare che essa sia in grado di resistere al sisma con danni limitati e comunque tali da non comportare rischi. Ciò richiede che venga preso in esame esclusivamente l'aspetto della sicurezza (e quindi il massimo terremoto di progetto), utilizzando criteri di calcolo adeguati all'importanza e alla difficoltà del problema.

Nel seguito i vari punti citati vengono illustrati con maggior dettaglio.

2.2.2 LA DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

A differenza dei criteri contenuti nelle normative vigenti che fanno uso di coefficienti sismici (ed eventualmente di spettri) ottenuti da zonazioni a larga scala, con le nuove Raccomandazioni si suggerisce che il sisma di progetto venga definito attraverso studi ed indagini mirate allo specifico sito in esame.

Nella pratica corrente di progettazione antisismica si procede fissando più livelli di moto sismico corrispondenti a diversi obiettivi progettuali. Di solito vengono fissati due livelli, in corrispondenza dei quali si impongono due differenti requisiti di comportamento alla struttura in considerazione.

L'*Operating Basis Earthquake (OBE)* o Terremoto d'Esercizio è il livello sismico in corrispondenza del quale vengono accettati soltanto danni di minor conto in presenza dei quali la diga può continuare ad essere esercitata senza interruzioni e senza alcuna verifica. Il *Maximum Design Earthquake (MDE)* o Terremoto di Progetto è il terremoto più intenso che si possa prevedere per l'opera e per il quale la struttura può subire danni anche consistenti, purché venga garantita capacità di ritenuta dell'invaso.

Per la definizione di questi terremoti è opportuno eseguire studi mirati ad approfondire le conoscenze sia della sismicità dell'area che del quadro sismotettonico in cui questa si esplica. In particolare è opportuno seguire lo schema delle attività descritto nel seguito.

Si fa notare che le indagini sismiche storiche (fase 1) e la ricostruzione sismotettonica (fase 2) rappresentano due strade complementari che vanno percorse in parallelo per giungere a definire la sismicità dell'area a livello regionale: è evidente che si privilegeranno le indagini storiche nei paesi (fra cui l'Italia) per i quali i dati provenienti da cataloghi sismici o da fonti storiche sono preponderanti rispetto alle informazioni di tipo geologico; al contrario, la ricostruzione sismotettonica diviene fondamentale per le zone scarsamente popolate o prive di cataloghi attendibili.

INDAGINI SISMICHE STORICHE A SCALA REGIONALE - FASE 1

Lo studio in termini statistici dei dati di sismicità storica, quando disponibili in quantità sufficiente e di sufficiente affidabilità, è un passo fondamentale per comprendere le caratteristiche della sismicità dell'area e per stimare la probabilità di possibili terremoti futuri.

Vengono dunque consigliate specifiche ricerche nei cataloghi sismici, disponibili in numerosi paesi, nella letteratura tecnica e, se necessario, negli archivi storici per raccogliere e validare le informazioni sulla sismicità dell'area d'interesse.

Si può per tale via giungere a definire attraverso elaborazioni statistiche una relazione frequenza-magnitudo su scala regionale e in qualche caso per ciascuna delle zone sismogenetiche attive più significative.

Nella fase dello studio della sismicità per grandi dighe può essere opportuno disporre di una rete microsismica: l'esame dei dati raccolti può essere d'aiuto per riconoscere faglie profonde e per distinguere, in regioni tettonicamente complesse, le faglie maggiori da quelle minori; può inoltre servire a studiare, successivamente alla messa in servizio della diga, la sismicità indotta dall'invaso.

RICOSTRUZIONE SISMOTETTONICA - FASE 2

Le informazioni sulle caratteristiche sismotettoniche sono la base per tutte le valutazioni seguenti e quindi rivestono un ruolo indispensabile nel processo di valutazione della sismicità che si può manifestare in un sito.

Questi studi hanno lo scopo di localizzare le zone sismogenetiche attive per l'area e determinare per ognuna un terremoto massimo potenziale.

La ricostruzione sismotettonica si basa sull'analisi di:

- dati provenienti da studi di geologia regionale o di neotettonica;
- dati ottenuti con indagini geofisiche di sismica a riflessione o rifrazione;
- dati di paleosismologia;
- dati forniti da telerilevamento, fotointerpretazione e foto da satellite.

Gli oneri per giungere a definire in modo sufficientemente preciso la sismicità possono essere assai elevati per aree per le quali non esiste una storia sismica o non sono disponibili dati di tipo sismotettonico; in questi casi occorre valutare con molta attenzione il grado di approfondimento delle indagini, tenendo presente che spesso anche indagini laboriose non portano ad un reale miglioramento delle stime del sisma di progetto per la necessità di utilizzare leggi empiriche nella valutazione di alcuni parametri base.

VALUTAZIONE DELL'INTENSITÀ AL SITO - FASE 3

L'OBE viene solitamente definito in termini probabilistici come il terremoto avente un periodo di ritorno fissato sulla base di considerazioni principalmente di tipo economico: come è infatti evidente, un valore molto alto di OBE comporterebbe oneri tecnico-economici elevati; un valore troppo basso porterebbe a danneggiamenti e fuori servizi frequenti nel corso della vita dell'opera con costi anche in questo caso elevati. In genere è legato alla durata prevista per la vita dell'opera e viene definito (rif. [36]) come il terremoto che ha una probabilità del 50% di non essere superato in 100 anni.

Il calcolo delle probabilità di superamento del livello OBE al sito viene solitamente effettuato secondo una delle due metodologie di seguito descritte.

Secondo il primo metodo, alle varie strutture geologiche sismogenetiche vengono assegnati parametri statistici riguardanti le modalità di rilascio dell'energia sismica (tasso di evenienza, leggi di frequenza-magnitudo, magnitudo massime potenziali) e la sismicità al sito viene infine valutata tramite la combinazione delle probabilità calcolate per ogni struttura sismogenetica, avendo adottato una opportuna legge di attenuazione.

Il secondo metodo, valido in modo particolare per le aree, come l'Italia, ricche di storia sismica ben documentata, consiste nella elaborazione statistica dei risentimenti al sito dovuti ai passati terremoti. Tali risentimenti possono essere stimati tramite leggi di attenuazione del moto sismico, oppure essere ottenuti direttamente tramite l'analisi di documenti storici disponibili in letteratura, riguardanti gli effetti ed i danni causati dai terremoti passati (la cosiddetta

“intensità” sismica espressa, ad esempio, in Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS) o Medvedev-Sponheur-Karnik (MSK)).

Il secondo metodo, laddove le conoscenze di sismica storica lo permettano, è solitamente da considerare preferibile per la valutazione dell’OBE, in quanto non implica la costruzione di un modello di sismogenesi ma si appoggia direttamente su dati disponibili.

Il terremoto di progetto (MDE) è di solito assunto come una frazione (tanto più elevata quanto più alto è il rischio sismico associato all’opera) del *Maximum Credible Earthquake (MCE)* o Terremoto Massimo Credibile, che rappresenta il terremoto più violento che può essere ipotizzato per il sito.

La valutazione del MCE viene solitamente effettuata tramite un approccio di tipo deterministico: a partire dal quadro sismotettonico individuato durante le fasi 1 e 2 e tramite l’impiego di leggi di attenuazione, viene valutata la risposta del terreno al sito relativa ai terremoti massimi potenzialmente generabili dalle strutture geologiche attive nell’area circostante, prendendo in considerazione le distanze minime dalle strutture sismogenetiche stesse.

Laddove le conoscenze della geologia e della sismicità non siano sufficienti per un approccio di tipo deterministico, e non sia ipotizzabile uno studio ad hoc per una accurata definizione del quadro sismotettonico, si può procedere ad una stima di tipo probabilistico attraverso una analisi dei dati di sismicità disponibili in analogia con quanto consigliato per l’OBE.

Un approccio di tipo puramente probabilistico può essere talvolta proposto non solo in mancanza di un soddisfacente quadro sismotettonico, ma anche come metodo alternativo di costo ridotto ad una indagine approfondita nei casi in cui vi sia una generalizzata bassa sismicità regionale. Nel caso di elevata pericolosità sismica è comunque da considerare sempre essenziale lo sviluppo e l’approfondimento della conoscenza della sismicità e della tettonica dell’area, secondo quanto specificato nelle fasi 1 e 2.

La determinazione della sismicità al sito, qualunque sia l’approccio (probabilistico o deterministico) adottato, passa attraverso l’impiego di relazioni di attenuazione che mostrano come il fenomeno sismico (misurato tramite parametri quali l’intensità microsismica, il

valore di picco di accelerazione, velocità o spostamento, le ordinate dello spettro di risposta etc.) si attenua con la distanza dalla zona epicentrale. Tali leggi sono valutate empiricamente, sulla base dei dati effettivamente registrati nel passato in condizioni analoghe e, ove possibile, devono tener conto delle condizioni geotecniche locali.

Per l'Italia sono disponibili molti dati sia macrosismici (risentimenti d'intensità) che strumentali ottenuti con *strong-motion recorders* (accelerogrammi) e pertanto vi sono le condizioni per utilizzare, ove necessario, relazioni empiriche sufficientemente precise. In altri paesi, ove tali dati non sono disponibili, si usa talvolta effettuare stime dell'attenuazione tramite informazioni fornite da indagini di tipo geofisico.

VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE - FASE 4

La condizione più favorevole per la definizione del moto di input è quella in cui si possiede, a livello nazionale, un catalogo di registrazioni accelerometriche contenente un numero sufficiente di registrazioni rappresentative di diverse situazioni di magnitudo, distanza e condizioni del sito.

In mancanza di registrazioni rappresentative delle particolari condizioni morfologiche e stratigrafiche del sito in esame sarà opportuno sviluppare uno studio della risposta dinamica locale allo scopo di ricavare il moto sismico in superficie, nella situazione di *free field*, ed indagare l'influenza delle caratteristiche dei terreni di copertura e dell'andamento della superficie topografica sul fenomeno di propagazione delle onde sismiche. Per sviluppare tale studio sarà opportuno utilizzare, per quanto possibile, le registrazioni disponibili delle stazioni ubicate, nell'ambito dell'area sismotettonica di interesse, laddove il substrato roccioso è affiorante, o, alternativamente, gli accelerogrammi al tetto del substrato, ricavati alla corrispondente profondità mediante deconvoluzione delle registrazioni in superficie. Per indagini a minor costo si possono effettuare misure di microtremori da elaborare secondo la tecnica di Nakamura (rif. [43]).

VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DEL SISMA - FASE 5

Per le verifiche numeriche della sicurezza della diga è necessario rappresentare il sisma (OBE, MDE) attraverso i valori di alcuni dei suoi parametri rappresentativi; il tipo ed il numero di tali parametri variano in funzione della complessità del metodo di calcolo adottato; sono utilizzati: la *Peak Ground Acceleration* (PGA - Accelerazione Massima Orizzontale in superficie in campo libero), lo spettro di risposta e le storie temporali (accelerogrammi).

La PGA viene solitamente valutata tramite relazioni empiriche, a partire dalla "intensità" determinata secondo quanto indicato nella fase 3 o a partire da distanza epicentrale, Magnitudo e condizioni di sito.

Lo spettro di risposta può essere anch'esso calcolato tramite correlazioni empiriche, tenendo conto della magnitudo e della distanza del terremoto di riferimento, oltre che delle condizioni geotecniche locali. È comunque prassi comune in vari paesi adottare gli spettri di risposta indicati nelle normative nazionali. Tali spettri di risposta sono dati spesso come "forme spettrali" da scalare a prefissati valori di PGA.

Se la sismicità del sito è elevata e l'opera importante, si consiglia di effettuare uno studio specifico per una valutazione dello spettro di sito che tenga conto della reale situazione locale. In questo caso il procedimento frequentemente utilizzato è il seguente: a seguito delle fasi 1 e 2 sopra descritte, si selezionano dalle banche-dati accelerometriche mondiali quegli accelerogrammi che sono stati registrati in siti geologicamente simili al sito in esame e con valori di magnitudo e distanza epicentrale vicine a quelli previsti; di tali accelerogrammi vengono calcolati gli spettri di risposta; sull'insieme di tali spettri di risposta viene infine effettuata una analisi statistica, volta a definire uno spettro di risposta che verrà adottato come spettro di sito capace di descrivere adeguatamente i dati selezionati, tenendo conto anche delle incertezze statistiche.

Gli oscillogrammi utilizzati per le analisi dinamiche possono essere sia reali sia artificiali, ottenuti tramite diverse metodologie di calcolo. Gli accelerogrammi reali, ove disponibili, sono solitamente da considerare più rappresentativi del moto sismico atteso presso la

diga. Una selezione adeguata di accelerogrammi reali può venire effettuata, ad esempio, all'interno dell'insieme di accelerogrammi reali utilizzati eventualmente per il calcolo di uno spettro di risposta di sito. Allorché non risulti possibile l'uso di accelerogrammi reali, possono essere utilizzati accelerogrammi artificiali costruiti in modo che i loro spettri di risposta involupino adeguatamente uno spettro di risposta assegnato, e possibilmente con metodologie che tengano conto della natura non stazionaria degli accelerogrammi.

2.2.3 I METODI DI CALCOLO

I metodi di calcolo oggi disponibili permettono uno studio sufficientemente rigoroso del comportamento dinamico dell'opera e della sua interazione con la fondazione e con il serbatoio; ovviamente gli oneri di calcolo aumentano all'aumentare del grado di complessità dell'analisi. Per questo motivo, nelle raccomandazioni anche più aggiornate, vengono ancora accettati metodi semplificati (quali, ad esempio, il metodo pseudostatico) che in molti casi possono essere considerati accettabili dal punto di vista ingegneristico.

In generale viene suggerito che la scelta del metodo sia fatta sulla base del rischio sismico associato all'opera (si veda il paragrafo 2.2.5): quanto maggiore è il rischio tanto più rigoroso dovrà essere il metodo adottato; è evidente, però, che i metodi più rigorosi richiedono un grado di definizione del terremoto di progetto e delle proprietà dei materiali assai maggiore; non sempre però i dati occorrenti sono disponibili o è possibile ottenerli con la necessaria precisione.

Di seguito e con riferimento ai documenti citati al paragrafo 2.1, vengono passati in rapida rassegna i metodi consigliati e le loro condizioni di applicabilità.

A) DIGHE DI CALCESTRUZZO

A1) DIGHE A GRAVITÀ

I modi di collasso di una diga a gravità sono riconducibili allo scorrimento lungo la superficie di contatto fra calcestruzzo e fondazione o lungo le superfici di discontinuità critiche in fon-

dazione e alla fessurazione del calcestruzzo per trazione o ancora allo schiacciamento nelle zone compresse; viene invece esclusa la possibilità del ribaltamento date le caratteristiche (breve durata e continua alternanza di segno) dei carichi sismici.

Per lo studio di tali meccanismi vengono proposti i metodi di seguito descritti:

IL METODO PSEUDOSTATICO

Consiste nell'applicare alla diga le forze d'inerzia e le pressioni idrodinamiche generate dal sisma sotto forma di carichi statici equivalenti, determinati nell'ipotesi di struttura rigida. Le forze d'inerzia vengono calcolate come prodotto di un coefficiente sismico per il peso della diga, mentre le pressioni idrodinamiche vengono determinate con le note formule di Westergaard (relative alla ipotesi di fluido incomprimibile e diga rigida) [21] o di Zangar [3]. Va sottolineato che non è sempre facile mettere in relazione il coefficiente sismico suggerito dalla norma con i terremoti OBE o MDE.

I carichi dovuti al sisma debbono essere combinati con i carichi statici: peso proprio, spinta idrostatica, sottopressioni, etc. Generalmente il calcolo viene eseguito considerando un singolo concio (modello piano); un'analisi tridimensionale dovrà essere eseguita soltanto per dighe arcuate (per le quali è ipotizzabile un contributo alla stabilità fornito dal funzionamento ad arco) o quando i conci siano tra di loro interconnessi (ad esempio quando i giunti non sono estesi a tutta l'altezza della diga).

Il modello di calcolo può essere un semplice modello rigido o un modello elastico e tener conto anche della cedevolezza della fondazione.

Se le sollecitazioni così calcolate superano i limiti ammissibili, si pone la necessità di un approfondimento del calcolo che permetta di tener conto della formazione di possibili lesioni.

IL METODO PSEUDODINAMICO

Il metodo è basato sulla stima, realizzata tramite semplici formule tarate empiricamente, della frequenza e della forma modale del modo fondamentale di vibrare della diga, tenendo conto della presenza dell'acqua e della deformabilità della fondazione; è così possibile effettuare un'analisi semplificata con il metodo dello spettro di risposta.

IL METODO DINAMICO

Il metodo consiste nel calcolo della effettiva risposta sismica, utilizzando generalmente modelli ad elementi finiti, nei quali si può tener conto della deformabilità del terreno mediante l'introduzione nel modello di una parte della fondazione ovvero introducendo elementi discreti (molle e smorzatori) che ne approssimano la deformabilità. Si può inoltre tener conto delle sovrappressioni idrodinamiche considerando l'acqua incomprimibile o comprimibile a seconda del livello di approfondimento richiesto. Va peraltro sottolineato che sono oggi disponibili codici in grado di eseguire il calcolo del sistema accoppiato diga-serbatoio senza dover ricorrere a schematizzazioni semplificate.

La risposta (spostamenti e sollecitazioni) viene poi valutata attraverso un'analisi a spettro di risposta o attraverso l'integrazione passo-passo delle equazioni del moto a fronte di un dato accelerogramma di input. In quest'ultimo caso, per tener conto della scarsa rappresentatività statistica di un singolo accelerogramma, può essere necessario ripetere il calcolo con più "*time histories*".

Il ricorso all'analisi a *time-history* è indispensabile quando si voglia eseguire un'analisi non lineare o quando il numero di cicli di sollecitazione nel calcestruzzo sia importante per valutare il comportamento finale.

Il metodo dinamico è più oneroso dei metodi semplificati richiamati in precedenza non solo per gli aspetti numerici; infatti, affinché l'analisi sia adeguatamente accurata, il metodo esige una conoscenza più approfondita delle proprietà dei

materiali (calcestruzzo e roccia di fondazione) e delle caratteristiche del moto da imprimere alla struttura.

A2) *DIGHE A SPERONI*

In linea di principio valgono le considerazioni fatte per le dighe a gravità con l'avvertenza che le dighe a speroni sono particolarmente sensibili anche al terremoto in direzione parallela all'asse. Per tale motivo i modelli semplificati piani sono in genere inadeguati.

A3) *DIGHE AD ARCO*

La possibilità di adottare procedure semplificate di analisi è limitata dal fatto che la risposta dinamica di queste strutture non è governata in modo preponderante dal solo modo fondamentale di vibrare, come nel caso delle dighe a gravità, ma è determinata dalla sovrapposizione dei contributi di un numero elevato di modi.

Pertanto, in generale, si eseguono analisi dinamiche tridimensionali in campo elastico lineare.

In questo tipo di analisi si può tener conto in modo adeguato dei fenomeni di interazione della diga con il terreno e con il fluido e dell'assorbimento di energia al contorno dell'invaso. È possibile inoltre tener conto delle non linearità di comportamento connesse all'apertura e alla chiusura dei giunti di dilatazione ed alle reali leggi costitutive dei materiali.

B) *DIGHE DI MATERIALI SCIOLTI*

Anche la verifica del comportamento di una diga di materiali sciolti a seguito di un sisma può essere affrontata per stadi successivi e con metodi di complessità crescente in relazione alle caratteristiche ed all'importanza dell'opera [26 - 32].

POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

In primo luogo è necessario analizzare il potenziale di liquefazione della diga, in particolare delle zone interne, e della fondazione, per la presenza di limi, sabbie e ghiaia.

Se si riscontrano i presupposti per un approfondimento, questa analisi può essere condotta sulla base di analogie con casi reali equivalenti per potenzialità sismica (magnitudo e distanza epicentrale), o confrontando i parametri caratteristici dei materiali ottenuti con prove SPT o con prove cicliche in laboratorio e i valori di riferimento ricavati mediante procedure analitiche o empiriche.

ANALISI PSEUDOSTATICA

Una volta esclusa la possibilità di liquefazione, per materiali non suscettibili di importanti perdite di resistenza o di incrementi significativi di pressioni interstiziali a seguito di sisma (terreni argillosi, sabbie asciutte, sabbie sature dense), l'analisi pseudostatica dà una indicazione sufficientemente attendibile della resistenza sismica, soprattutto in aree di bassa o media sismicità.

L'analisi consiste nell'introduzione di una forza d'inerzia sotto forma di carico statico equivalente negli ordinari metodi di verifica all'equilibrio limite per accertarsi che il conseguente fattore di sicurezza risulti superiore al minimo assunto come riferimento.

ANALISI DEFORMAZIONALE SECONDO IL PROCEDIMENTO PROPOSTO DA NEWMARK

Se il livello di sismicità è particolarmente elevato e la struttura di ritenuta è di notevole importanza, è opportuno procedere ad un'analisi deformazionale secondo il procedimento proposto da Newmark [26] o ad un'analisi del potenziale di deformazione [Seed-Lee-Idriss 27].

L'analisi viene effettuata in campo bidimensionale in due fasi di calcolo principali che consistono rispettivamente nella determinazione della risposta della struttura al sisma e nel calcolo dello spostamento lungo una o più superfici di scorrimento critiche, con metodo rigoroso analitico o semplificato.

Con la prima parte della procedura si valuta l'accelerazione media indotta dal sisma nella porzione di rilevato delimitata

da una superficie di scorrimento: successivamente si passa al confronto del valore così ottenuto con l'accelerazione critica (definita come l'accelerazione che determina un fattore di sicurezza unitario) tipica del problema in esame; si procede al calcolo dello spostamento solo se tale accelerazione viene superata.

POTENZIALE DI DEFORMAZIONE SECONDO IL PROCEDIMENTO PROPOSTO DA SEED-LEE-IDRISS

Ancorché complessa, la procedura del potenziale di deformazione è senza dubbio la più completa.

Stabilito il sisma di progetto (MDE sotto forma di *time history*), il metodo comporta lo svolgimento in successione di un'analisi statica e di una dinamica su una opportuna sezione (analisi bidimensionali) per la valutazione dello stato di sollecitazione e di deformazione nel rilevato e di una indagine sperimentale per lo studio della distribuzione e dell'entità delle pressioni interstiziali.

La procedura per sommi capi è la seguente:

- Scelta della sezione trasversale della diga, significativa per le analisi.
- Determinazione della *time history* (o gruppo di *time histories*) che rappresenta la più gravosa sollecitazione sismica alla quale il sistema diga-fondazione può essere sottoposto.
- Determinazione dello stato tensionale esistente nel corpo diga e nella fondazione in condizioni statiche di esercizio.
- Ricerca mediante prove in sito e di laboratorio delle proprietà dinamiche dei materiali componenti diga e fondazione (modulo di taglio, smorzamento, coefficiente di Poisson) che ne determinano la risposta sismica individuando anche le variazioni di tali proprietà con il livello di deformazione.
- Calcolo degli spostamenti prodotti dal terremoto di progetto (sia nella diga che in fondazione), mediante l'impiego di un codice ad elementi finiti per l'analisi dinamica elastica-lineare. Per tener conto della non linearità del sistema terreno-struttura l'analisi viene condotta in due passi; nel primo

passo si impiegano le relazioni sforzi-deformazioni corrispondenti alle azioni statiche (in assenza del sisma); nel secondo passo si utilizzano i parametri elastici del terreno compatibili con il livello di deformazione dovuto all'azione del sisma e determinato al passo precedente.

- Esecuzione di prove in laboratorio su provini rappresentativi dei materiali componenti diga e fondazione, sottoposti agli effetti combinati dei carichi statici iniziali e delle azioni sismiche così da determinare le deformazioni e le pressioni interstiziali che si sviluppano per effetto di tali carichi.
- Determinazione del fattore di sicurezza della diga, durante e dopo il sisma, basata sulla conoscenza delle pressioni interstiziali generate dal sisma, delle caratteristiche di deformazione e di resistenza dei materiali tenendo anche conto della dissipazione delle pressioni interstiziali.
- Se la diga è riconosciuta sicura nei confronti di un predefinito stato limite, si devono valutare le deformazioni indotte dall'effetto combinato dei carichi statici e dinamici per determinare la deformata globale della diga.

La procedura è relativamente complessa e onerosa, ma si presta a vari livelli di semplificazione.

ANALISI ACCOPIATE NON LINEARI

Negli ultimi anni sono stati compiuti significativi progressi nella definizione e nell'utilizzo di modelli di calcolo non lineari in sforzi efficaci, con la determinazione delle pressioni neutre. La complessità che caratterizza tali modelli, rende però necessaria una conoscenza più approfondita delle proprietà geotecniche dinamiche dei materiali: questi dati non sempre sono disponibili, se non a seguito di opportune specifiche ricerche.

POTENZIALE DI FRATTURAZIONE IDRAULICA

L'esame del potenziale di fratturazione idraulica può essere riservato ai casi in cui la distribuzione delle tensioni in condizioni statiche evidenzia la presenza di zone del rilevato caratterizzate da modeste tensioni efficaci. In questo caso infatti l'azione del sisma potrebbe indurre stati tensionali ancora più critici.

Le migliori difese contro tale fenomeno appaiono comunque la regolarizzazione, ove possibile, della superficie di imposta ed il potenziamento dei filtri protettivi.

2.2.4 I CRITERI DI ACCETTABILITÀ

L'adeguatezza strutturale della diga può valutarsi con i due criteri seguenti.

Nel caso di dighe a gravità e per il terremoto di progetto MDE occorre verificare che, dopo aver incluso nel modello gli effetti di eventuali lesioni dovute a sforzi di trazione troppo elevati, le sollecitazioni non superino la resistenza a compressione e che la stabilità globale dell'opera sia assicurata durante e dopo il terremoto.

Nel caso di OBE si verifica che non si producano lesioni nel calccestruzzo e nella zona di contatto fra fondazione e diga.

Considerazioni analoghe possono essere fatte per le dighe a speroni e per le dighe ad arco: va sottolineato che per quest'ultime l'analisi numerica non lineare presenta maggiori complessità; questo fatto deve essere tenuto presente nel fissare i relativi criteri di accettabilità.

Per le dighe di materiale sciolto deve risultare esclusa, sia per il MDE che per l'OBE, la liquefazione dei terreni di fondazione e di qualunque zona del rilevato e deve risultare garantita la stabilità strutturale dell'opera. Inoltre, le analisi devono assicurare che gli spostamenti permanenti, in caso di OBE, non pregiudichino la funzionalità dell'opera; per l'MDE deve verificarsi che il possibile abbassamento del coronamento sia sempre inferiore ad una quota parte del franco disponibile al fine di garantire la sicurezza nei riguardi della tracimazione anche nella condizione di massimo invaso eccezionale.

2.2.5 IL RISCHIO SISMICO E I CRITERI DI VERIFICA

L'esperienza acquisita in occasione di eventi sismici di particolare gravità ha mostrato che le dighe sono strutture relativamente sicure nei riguardi dei terremoti e che molte di esse possono ritenersi in grado di superare terremoti anche violenti senza gravi danneggiamenti; tuttavia le dimensioni, l'importanza economica e sociale e i possibili danni conseguenti ad un crollo possono variare notevolmente da caso a caso.

Sembra dunque opportuno che la verifica sismica di una diga non debba necessariamente seguire il procedimento più rigoroso, ma possano essere adottate di volta in volta metodologie più semplici, compatibilmente con l'esigenza di garantire i requisiti di sicurezza.

In base a tale considerazione è stato introdotto nelle raccomandazioni più recenti un indice di rischio sismico in funzione del quale viene effettuata la scelta della metodologia di verifica più appropriata.

L'indice di rischio sismico viene costruito tenendo presente numerose caratteristiche del sito e delle strutture; allo stato attuale non esiste un criterio unico per giungere a definire tale indice e nelle raccomandazioni esaminate (in particolare il Bollettino ICOLD n°72 e i documenti ACRES e HYDRO) sono adottati criteri differenti; in linea di principio si possono comunque individuare due categorie di parametri che, variamente pesati, danno luogo a due fattori che a loro volta portano a definire l'indice di rischio sismico:

A) *PARAMETRI RELATIVI ALLA "SCUOTIBILITÀ" DEL SITO*

I parametri più significativi sono l'intensità sismica prevista al sito e rappresentata in prima approssimazione dall'accelerazione massima (PGA) relativa al MDE e la vicinanza di faglie attive.

Il bollettino ICOLD n° 72 suggerisce, ad esempio, la seguente tabella valida per terreni di buone caratteristiche:

- fattore di scuotibilità basso: $PGA < .1 \text{ g}$
- fattore di scuotibilità moderato: $PGA < .25 \text{ g}$
- fattore di scuotibilità alto: $PGA > .25 \text{ g}$ (senza faglie attive entro un raggio di 10 km)
- fattore di scuotibilità estremo: $PGA > .25 \text{ g}$ (con faglie attive distanti meno di 10 km dal sito)

Per terreni particolarmente deformabili ed eventualmente suscettibili di liquefazione è suggerito di assumere il fattore di scuotibilità "estremo".

B) *PARAMETRI RELATIVI AL RISCHIO POTENZIALE A VALLE*

Il fattore di rischio potenziale si basa sulla stima delle perdite di vite umane, dei danni alle proprietà, delle perdite di servizi, dei danni di tipo socio-economico ed ambientale, risultanti dal crollo parziale o totale della diga; tale stima deve essere fatta tenendo presente non solo l'attuale situazione, ma anche i piani di sviluppo futuro dell'area.

Più in dettaglio il fattore di rischio potenziale risulta legato a:

- Caratteristiche dell'invaso e principalmente il volume dell'invaso e l'altezza della diga: è evidente che i danni conseguenti al crollo sono proporzionali a tali parametri. Per valutare l'importanza di questi fattori occorre in generale prevedere il calcolo della propagazione dell'onda che si genera a valle in seguito al crollo e determinare le aree sommerse.

- Perdita di vite umane: la stima va effettuata tenendo presente la possibilità di adottare efficienti piani di allertamento e di evacuazione della popolazione con riferimento al caso più sfavorevole e quindi tenendo presente non soltanto la popolazione residente ma anche la popolazione temporaneamente presente.

- Perdita economica: è rappresentata dai danni stimati alle proprietà, alle infrastrutture di base (strade, ponti, etc.), alle attività industriali e commerciali della zona, etc., nonché i danni associati alla perdita della diga.

- Impatto socio-economico: tiene conto del danno derivante dall'impatto sulle comunità residenti (in termini di perdita di "benessere") conseguente alla distruzione di centri turistici, strutture di ricreazione, patrimonio culturale ed artistico, etc.

- Impatto ambientale: include i danni alla fauna e al suo habitat, i danni al paesaggio etc.

Non esiste ancora un criterio unico per pesare i vari fattori e giungere a costruire il fattore di rischio potenziale: ad esempio ICOLD suggerisce nel suo bollettino quattro livelli (*low, moderate, high, extreme*) mentre i documenti di BC HYDRO ed ACRES ne suggeriscono solo tre (*low, significant, high*).

I due fattori considerati (scuotibilità e rischio potenziale) vengono utilizzati, come già scritto, per la scelta delle metodologie per l'analisi dell'adeguatezza strutturale ed in particolare per la determinazione del Terremoto di Progetto e la scelta dei metodi di calcolo.

2.2.6 I CRITERI DI VERIFICA PER LE DIGHE ESISTENTI

Per le dighe esistenti la verifica sismica viene condotta con un'ottica differente rispetto al caso delle dighe di nuova costruzione.

In questo caso infatti, considerati gli elevati oneri di possibili interventi di consolidamento, non ha in genere significato cercare di adeguare l'opera (qualora fosse inadeguata) per garantire la funzionalità anche in seguito all'OBE, mentre diviene obiettivo prioritario dimostrare la capacità di superare il terremoto MDE senza crollo e rilascio dell'acqua invasata.

Per tale motivo le verifiche sismiche per dighe esistenti vengono di norma limitate al solo MDE.

Sotto questo punto di vista, qualora i metodi di calcolo semplificati non fornissero risultati soddisfacenti (il che può avvenire anche per dighe con basso indice di rischio sismico) è opportuno ricorrere ad analisi numeriche di maggior complessità ed attendibilità per indagare più a fondo le effettive risorse dell'opera.

Nel caso specifico di dighe esistenti è bene avvalersi di indagini sperimentali e di osservazioni fatte sull'opera stessa per accrescere la precisione e incrementare l'attendibilità dei modelli di calcolo.

In particolare è possibile:

- eseguire indagini di laboratorio e in sito per caratterizzare in modo dettagliato e preciso i parametri fisico-meccanici dei materiali;
- utilizzare le misure del comportamento reale dell'opera nel tempo, fornite dal sistema di monitoraggio statico, per derivarne tutte le informazioni utili alla realizzazione di un affidabile modello di calcolo.
- effettuare una verifica del comportamento dinamico, ed eventualmente la calibrazione del modello, effettuando, almeno per bassi livelli di eccitazione, una determinazione sperimentale diretta delle caratteristiche dinamiche fondamentali dell'opera.

Il diverso livello di approfondimento delle indagini rivolte alla acquisizione delle conoscenze deve essere correlato alla importanza economica e sociale dell'opera ed al rischio potenziale a valle e assume un ruolo di fondamentale importanza nel definire il grado di dettaglio e di attendibilità dei risultati ottenibili dalle analisi numeriche.

2.3 LA VERIFICA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE

2.3.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Si intendono per opere accessorie tutte le apparecchiature elettromeccaniche o le opere di calcestruzzo che devono assicurare il deflusso controllato dell'acqua contenuta nel bacino in ogni momento ed in tutte le condizioni di progetto.

Ne fanno quindi parte: paratoie di tutti i tipi, valvole di intercettazione, di regolazione e di dissipazione, sistemi di manovra e di controllo, condotte forzate, sfioratori fissi, torri di presa, tutte le apparecchiature ausiliarie quali carriponte, sgrigliatori, ecc.

Il livello di importanza che ciascuna apparecchiatura assume in caso di evento sismico dipende dall'impiego per essa previsto nel contesto generale dell'opera. L'insorgere di avarie che impediscano o riducano la funzionalità di un organo di controllo del flusso può pregiudicare la sicurezza dell'opera principale e avere conseguenze di tipo diverso sul rischio potenziale a valle.

Tipici esempi di avaria a cui possono essere soggetti gli organi di controllo del flusso sono:

- a) Impedimento della manovra di apertura/chiusura (ad esempio: l'intelaiatura che contiene il diaframma si deforma e lo blocca meccanicamente).
- b) Possibilità di apertura incontrollata (ad esempio: paratoia a ventola a seguito della rottura del sistema di sostegno).
- c) Possibilità di chiusura incontrollata (ad esempio: paratoia a settore o a ruote a seguito della rottura del sistema di sostegno).

La scelta dei tipi di apparecchiature più idonei nei vari casi ed i provvedimenti costruttivi atti a migliorarne la sicurezza di impiego devono tenere conto del comportamento specifico di ogni struttura nei riguardi delle possibili avarie.

Sulla base del livello di importanza, è possibile suddividere le opere accessorie in due gruppi principali:

OPERE DI 1^A CATEGORIA

Sono le apparecchiature il cui danneggiamento o mancato funzionamento può comportare la perdita di controllo dell'invaso.

In particolare deve essere valutato il rischio di un eventuale rilascio incontrollato dal serbatoio, come pure il pericolo insito nel possibile impedimento dello scarico durante le fasi successive all'evento sismico.

Possono essere considerate di 1^a categoria anche singole parti di strutture od organi di controllo.

OPERE DI 2^A CATEGORIA

Sono quelle che non devono garantire la gestione del bacino in condizioni di emergenza e la cui sostituzione o riparazione può essere eseguita nei tempi necessari, senza indurre potenziali pericoli.

Le considerazioni riportate nel seguito sono prevalentemente finalizzate alle apparecchiature di 1^a categoria.

2.3.2 I METODI DI VERIFICA SISMICA

Le opere accessorie sono normalmente parte di un più ampio contesto di opere civili, quale ad esempio il corpo diga.

Nel caso di apparecchiature elettromeccaniche, la struttura metallica le rende solitamente meno sensibili delle parti di calcestruzzo alle azioni di massa e quindi ai fenomeni sismici.

Per alcune di queste, in modo particolare per le paratoie, può però diventare molto importante l'interazione con la struttura civile in cui sono inserite.

Così ad esempio, considerando il Terremoto d'Esercizio (OBE), è opportuno verificare che le deformazioni del corpo diga permettano alle paratoie di restare in campo elastico.

Nel caso invece del Terremoto di Progetto (MDE), potendosi ammettere danni permanenti all'opera civile, le opere accessorie devono essere valutate nell'ottica di evitare avarie che ne impediscano il funzionamento previsto in emergenza.

L'INPUT SISMICO

L'input sismico relativo alle opere accessorie può essere assegnato nella forma di un fattore di carico, di uno spettro di risposta o di una *time history*; è comunque essenziale che le opere ausiliarie di prima categoria siano progettate e costruite per resistere al massimo terremoto potenzialmente risentibile al sito. È opportuno sottolineare che il moto impresso alla base di un'opera accessoria è in generale diverso da quello impresso alla base della diga in dipendenza della posizione e delle condizioni di elasticità del supporto.

METODI DI CALCOLO

La frequenza propria fondamentale delle opere metalliche è di norma sensibilmente maggiore delle frequenze più pericolose del sisma. Per questo motivo vengono generalmente accettati calcoli strutturali eseguiti col metodo pseudostatico.

Qualora non si rientri in questo campo, e ciò può accadere per apparecchiature di grandi dimensioni, è importante valutare la possibilità e la convenienza economica di ricorrere a più precise analisi dinamiche.

Per le opere di calcestruzzo una analisi pseudostatica può fornire buoni risultati qualora la frequenza fondamentale della struttura in esame abbia un valore superiore al campo di frequenza tipico dei sismi. L'analisi pseudostatica può essere utilizzata anche se la frequenza fondamentale è minore, purché si introduca nei calcoli l'accelerazione spettrale ad essa corrispondente. Se nel calcolo della risposta dinamica sono importanti i contributi di diversi modi di vibrare, un criterio semplificato proposto in Rif. [44] propone la possibilità di una analisi pseudostatica utilizzando l'accelerazione spettrale corrispondente al primo modo incrementata, conservativamente, di un fattore pari a 1.5.

In alternativa, anche per evitare soluzioni progettuali troppo conservative, possono essere svolte analisi dinamiche (a spettro di risposta o a *time history*).

DETERMINAZIONE DELLA SOVRAPPRESSIONE SISMICA

Per il calcolo della sovrappressione sismica sono utilizzabili le formule normalmente proposte per il corpo diga.

Per le apparecchiature poste sul paramento della diga, la sovrappressione viene in genere determinata con la formula derivata dal Westergaard (cfr.[21] e [22]).

Le condotte forzate e le apparecchiature poste all'interno di una galleria risentono della sovrappressione dovuta alla massa d'acqua ivi contenuta.

Per condotte di lunghezza modesta, si può ritenere che la massima sovrappressione sia proporzionale alla lunghezza stessa (cfr. [22]), secondo la relazione: $p = \rho \cdot a \cdot L$ (ρ = densità dell'acqua, a = accelerazione sismica, L = lunghezza della condotta).

In una condotta di lunghezza infinita, la sovrappressione sarebbe proporzionale alla velocità di propagazione della perturbazione nell'acqua (cfr. [22] e [23]), cioè: $p = a \cdot \left(\frac{C \cdot \rho}{\omega} \right) \cdot \sin(\omega t)$, indican-

do con C la velocità di propagazione della perturbazione nell'acqua e con ω la pulsazione della perturbazione considerata.

Espressioni in forma chiusa per le sovrappressioni nelle gallerie sono state proposte dagli jugoslavi T. Paskalov e V. Zelenovic, del Federal Bureau for Standardization - Belgrade (vedi § 3.1).

Analisi ad elementi finiti consentono una precisa valutazione dinamica delle onde di pressione tenendo conto della comprimibilità dell'acqua e dell'elasticità delle strutture.

Il maggior onere di progetto può risultare compensato per le condotte più importanti o laddove il rischio sismico sia più elevato.

RACCOMANDAZIONI PARTICOLARI PER LE OPERE DI CALCESTRUZZO

Di seguito vengono riportate indicazioni di massima, corrispondenti alle *prescriptive measures* della normativa europea, che hanno valore di guida per la progettazione.

- SFIORATORI

Ogni parte componente le strutture degli sfioratori (per esempio le luci di ammissione, gli scivoli e le strutture terminali) deve essere verificata, quando possibile, per un appropriato moto di input in dipendenza della criticità e della posizione del particolare elemento. Se la rottura del componente può determinare la perdita di controllo nel rilascio dell'acqua invasata, si dovrà prendere in considerazione il sisma MDE.

Il metodo di analisi da adottare è determinato dalla complessità dell'opera e dal livello di dettaglio che si richiede. Un'analisi pseudostatica può essere eseguita per le valutazioni preliminari: analisi dinamiche su modelli 2D o 3D possono essere poi utilizzate per le verifiche definitive.

In generale le paratoie possono considerarsi chiuse in occasione di un evento sismico; ma può essere necessario rivedere questa ipotesi nel caso in cui le aperture siano molto frequenti.

Le paratoie collocate sul coronamento risentono delle amplificazioni, anche elevate, del moto impresso alla base della diga, di cui è necessario tener conto per la verifica.

- LINEE DI TUBAZIONI, GALLERIE

Queste opere svolgono una funzione importante nel garantire la sicurezza dell'impianto, dal momento che può essere richiesto, a seguito di un sisma, un rapido svasso del serbatoio per motivi precauzionali o per consentire ispezioni; per tali opere le verifiche vengono eseguite adottando le stesse modalità previste per le dighe, quindi considerando il sisma MDE ed eseguendo appropriate analisi dinamiche.

Poiché l'ubicazione delle condotte è molto varia, nella valutazione della risposta sismica di queste opere si devono considerare attentamente, oltre alle strutture di sostegno che rivestono comunque un ruolo di importanza primaria ai fini della sicurezza, anche le reali condizioni di vincolo presenti tra i supporti.

Per quanto possibile, le tubazioni e le condotte forzate dovrebbero essere fondate su materiali non suscettibili di elevati cedimenti differenziali o assestamenti dovuti al moto sismico. Te-

nendo presente la possibilità di cedimento delle fondazioni possono essere previsti punti di articolazione e zone ad elevata flessibilità concentrata.

Le valutazioni di carattere sismico relative alle gallerie hanno, in generale, rilevanza minore, dal momento che queste opere sono realizzate in profondità e non risentono delle forti amplificazioni del moto riscontrabili nelle opere di superficie. Una attenzione particolare, comunque, meritano i portali di accesso che essendo realizzati in superficie possono essere esposti a forti scuotimenti e ostruiti facilmente da frane.

- TORRI DI PRESA E DI SCARICO

La grande varietà tipologica delle strutture di presa e scarico fa sì che le caratteristiche dinamiche delle opere di questo tipo differiscano sensibilmente tra loro. Torri corte e tozze si comportano praticamente come corpi rigidi e rendono utilizzabili metodi di verifica pseudostatici; opere molto alte e snelle richiedono analisi dinamiche. Alcune torri sono circondate dall'acqua per cui sono soggette alla interazione idrodinamica; talvolta la loro risposta dinamica è influenzata anche dall'acqua contenuta all'interno. L'apparente semplicità geometrica delle torri nasconde molto spesso complicazioni considerevoli rappresentate da aperture, variazioni di spessore delle pareti, ponti di accesso. L'estrema variabilità dei dettagli costruttivi di queste opere rende necessario considerare ogni struttura separatamente, tenendo presenti le possibilità di interazione tra i diversi componenti strutturali. Le opere meccaniche dovranno essere progettate ai fini della resistenza e manovrabilità post sisma, tenendo conto dei livelli di deformazione, anche elevati, che queste opere possono raggiungere.

QUALIFICAZIONE SISMICA

Molte apparecchiature o particolari non sono verificabili direttamente dal punto di vista sismico con procedimenti di calcolo. È il caso di molti componenti degli organi di comando, controllo, strumentazione; in generale, tutte le apparecchiature elettriche

ed oleodinamiche. In effetti non risulta che alcun tipo di analisi venga compiuto su di esse. Per qualificare sismicamente questo tipo di componenti si può far utilmente ricorso alla combinazione di analisi numeriche e di prove dinamiche su tavola vibrante. Ad esempio, la paratoia di uno sfioratore può essere progettata utilizzando soltanto l'analisi numerica, mentre questa può non essere sufficiente per garantire il corretto funzionamento dell'attuatore idraulico che la governa: il calcolo deve però, in questo caso, portare alla identificazione delle caratteristiche del moto per cui collaudare l'organo di comando attraverso prova su tavola vibrante.

In prospettiva, sembra quindi lecito ipotizzare una regolamentazione che tenda a qualificare sismicamente i vari elementi standard e in particolare la componentistica di comandi e delle segnalazioni degli impianti, in modo analogo a quanto già praticato in altri settori dell'ingegneria.

2.4 LA VERIFICA DELLA STABILITÀ DELLE SPONDE

Gli aspetti inerenti la stabilità delle sponde dell'invaso sono sempre ritenuti di fondamentale importanza, anche nella documentazione più recente in materia, ai fini della valutazione e della verifica delle condizioni di sicurezza di un serbatoio. In particolare, è sempre sottolineata la necessità di integrare gli studi sul comportamento della diga con accurate verifiche di stabilità dei pendii che costituiscono le spalle dello sbarramento ed il limite idrografico del bacino imbrifero. Si deve rilevare che a quest'ultima tematica viene comunque dedicata, nella maggior parte dei casi, un'attenzione alquanto ridotta rispetto a quella riservata all'analisi del comportamento del corpo diga.

I criteri di verifica di stabilità delle sponde sono sostanzialmente analoghi a quelli suggeriti per l'analisi della sicurezza delle dighe di materiali sciolti: per quanto attiene la definizione della sismicità del sito, sono ritenute ancora valide le considerazioni già segnalate per la diga, mentre per sviluppare le verifiche di stabilità vengono, nella letteratura, suggeriti diversi procedimenti di calcolo essenzialmente basati sul criterio dell'equilibrio limite; questi metodi diffe-

riscono fra loro, come è noto, per le ipotesi sulla geometria della superficie di rottura, sulla distribuzione degli sforzi nella porzione di terreno interessata dalla rottura e per il numero delle incognite e delle equazioni che compaiono nel modello di calcolo.

Per quanto attiene l'applicabilità di tali procedimenti risultano ancora valide le considerazioni espone in precedenza con riferimento all'analisi delle dighe di materiali sciolti. Tuttavia, si deve tenere presente che le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni naturali possono variare entro limiti molto ampi anche nell'ambito di distanze modeste. Di conseguenza l'incertezza con cui sono noti i parametri che caratterizzano il comportamento dei terreni può essere molto elevata e diviene il fattore determinante per l'affidabilità dei dati.

Per le ipotesi sul comportamento del terreno, assimilato ad un mezzo rigido perfettamente plastico, il metodo dell'equilibrio limite non consente di determinare lo stato di deformazione della porzione che potrebbe risultare instabile né di rappresentare i fenomeni dell'insorgenza delle pressioni interstiziali, del decadimento della resistenza al taglio, della rottura progressiva. Questi ultimi due fenomeni possono avere, in particolare, un ruolo non trascurabile sulle condizioni di sicurezza a lungo termine del pendio. Inoltre con tale metodo non è possibile tenere conto della variabilità nel tempo e nello spazio delle sollecitazioni inerziali indotte dagli eventi sismici.

Ancorché i procedimenti di analisi basati sul metodo dell'equilibrio limite possano essere utilmente impiegati nei casi in cui non si prevedano repentine riduzioni della resistenza al taglio dei terreni lungo la superficie di rottura ipotizzata, l'applicabilità allo studio delle condizioni di sicurezza delle sponde, e, più in generale, del serbatoio, risulta sensibilmente limitata dall'impossibilità di modellare le successive configurazioni della geometria e le caratteristiche del moto del corpo di frana dal movimento del distacco dal pendio sino al successivo arresto al piede.

A questo proposito va precisato, tuttavia, che allo stato attuale delle conoscenze sul tema, l'evoluzione di un fenomeno di frana può essere riprodotta, numericamente, con un sufficiente grado di approssimazione soltanto nel caso di geometrie del corpo di frana molto semplificate. Queste si riscontrano, ad esempio, negli ammassi roc-

ciosi fratturati, laddove il collasso interessa porzioni di pendio di dimensioni ridotte, assimilabili ad un insieme limitato di singoli blocchi, ed è caratterizzato dalla caduta di tali elementi isolati lungo la scarpata.

In considerazione delle notevoli difficoltà ed incertezze che si incontrano per modellare il movimento di una porzione di pendio costituito da rocce sciolte, in frana lungo un versante, la stima degli effetti dell'impatto del volume di terreno interessato dalla rottura sullo specchio di un lago non può essere sviluppata con un sufficiente grado di attendibilità.

Tenuto conto dei ben noti effetti catastrofici della caduta di una massa di terreno in un lago, sarà opportuno, pertanto, nei casi in cui si riconosca la possibilità di distacchi di porzioni di terreno o rocce dai versanti prospicienti lo specchio d'acqua ed anche quando, per la morfologia delle sponde e l'estensione delle zone interessate dai fenomeni di instabilità, si possa ipotizzare una parziale sommersione del volume di frana, prevedere il riposizionamento della sezione di sbarramento, ovvero adottare idonei interventi di stabilizzazione per garantire un adeguato margine di sicurezza delle pendici circostanti l'invaso.

2.5 LA SORVEGLIANZA E L'ISPEZIONE DOPO IL SISMA

La valutazione, subito dopo l'evento sismico, degli effetti da questo prodotti sulla diga è una esigenza fondamentale per poter prendere in modo tempestivo i provvedimenti atti a ridurre o contenere il rischio di crollo.

Tale esigenza è presente in tutta la documentazione citata che fornisce nel documento: "*Guidelines for inspection of dams following earthquakes*" i criteri fondamentali con cui eseguire l'ispezione dell'opera e che impone, per lo meno nelle normative più recenti, la messa in opera di sistemi di sorveglianza.

Per ciò che riguarda l'ispezione dell'impianto viene suggerito che:

- a) l'operatore o il guardiano effettui una ispezione immediata alla diga, al serbatoio e alle opere accessorie e riferisca all'ufficio di controllo preposto sui danni visibili riportati, descrivendone la localizzazione, l'entità e la natura. I principali tipi di danno da osservare sono a titolo esemplificativo:
- PER LA DIGA: lesioni sui paramenti, cedimenti, infiltrazioni d'acqua;
- PER LE IMPOSTE: spostamenti, lesioni, nuove venute d'acqua, movimenti di massi rocciosi;
- PER I DRENAGGI: aumento delle portate d'acqua;
- PER LE OPERE ACCESSORIE: dissesti strutturali e distorsioni delle paratoie, danni alle opere di presa, ai canali, ecc.; danni ai sistemi di alimentazione di energia, di segnalazione e di manovra.
- PER IL SERBATOIO: frane e cadute di massi, fratture a trazione sulla superficie del terreno, emergenze idriche ecc.
- In caso di danni gravi o di aumento delle perdite d'acqua o di nuove infiltrazioni devono essere immediatamente avviate le procedure d'emergenza.
- È molto importante che venga predisposta per ciascun impianto (tenendo dunque conto della tipologia e delle specifiche problematiche) una procedura che guidi l'operatore, spesso senza le competenze necessarie per giudicare della gravità della situazione, nelle ispezioni e fornisca indicazioni precise sul modo di comportarsi a fronte di ogni situazione.
- b) un gruppo di esperti effettui al più presto un'ispezione tecnica dettagliata se si sono riscontrati danni visibili nel corso dell'ispezione effettuata immediatamente dopo l'evento sismico. I componenti del gruppo di lavoro devono essere esperti in grado di effettuare una analisi approfondita dei danni riscontrati, giudicare delle condizioni dell'opera e suggerire eventuali provvedimenti d'urgenza.

L'analisi della gravità dei danni prodotti e quindi la proposta di intervento è notevolmente facilitata se si dispone di una registrazione del moto sismico che ha interessato l'opera.

Tali dati permettono infatti, se interpretati con un modello numerico adeguatamente tarato, di potere determinare lo stato di sollecitazione indotto dal sisma e di individuare eventuali irregolarità di comportamento; sotto questo aspetto è utile disporre di una analisi sperimentale del comportamento della diga effettuata mediante prove di vibrazione forzata sia come punto di riferimento per la struttura intatta sia come strumento di calibrazione del modello numerico.

Per questi motivi le normative più recenti impongono l'installazione di un sistema di sorveglianza sismica.

È evidente che le caratteristiche di complessità di tale sistema devono essere proporzionate all'importanza dell'opera e al rischio sismico: nei casi di importanza ridotta sarà sufficiente registrare l'intensità del sisma alla base; per gli altri casi è consigliabile raccogliere indicazioni anche sulla risposta della diga con sismometri e/o accelerometri installati in punti significativi.

3. LA NORMATIVA ITALIANA E ESTERA

3.1 I DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

L'attenzione ai problemi della sicurezza sismica delle dighe è andata crescendo negli ultimi anni, tanto che numerose nazioni si sono dotate, o sono in procinto di farlo, di specifiche normative o raccomandazioni per la progettazione e la verifica sismica delle dighe.

Esistono tuttavia grosse differenze di impostazione fra questi documenti: alcuni, infatti, sembrano derivati con piccoli adattamenti dai regolamenti sismici generali del paese (pensati dunque per strutture civili tradizionali) e solo alcuni, più recenti, si basano sulle nuove conoscenze del comportamento dinamico delle dighe.

È dunque parso opportuno, prima di prendere in esame in dettaglio il caso italiano, impostare un'analisi comparativa dei regolamenti esistenti in altre nazioni.

Si è dunque proceduto ad una ricerca bibliografica che ha consentito di raccogliere la seguente documentazione, comprensiva di norme e raccomandazioni:

- *Swiss Legislation Executive Decree.*
- *Japanese National Committee on Large Dam, 1988.*
- *Committee on Safety Criteria for Dams, Safety of Dams-Flood and Earthquake Criteria, 1985.*
- *Interagency Committee on Dam Safety, Federal Guidelines for Earthquake Analyses and Design of Dams, FEMA, 1985.*
- *United States-Committee on Large Dams, 1985.*
- *Comitato statale dell'URSS, SNIP - Norme e regole per l'edilizia, 1982.*
- *Decreto ministeriale 24 marzo 1982.*
- *The Ministry of Hydroelectric Power-China, National Standard for Antiseismic Design of Hydraulic Structure, 1978.*

- *U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams.*
- *Trifun PASKALOV and Vidoje ZELENOVIC - Federal Bureau for Standardization, Belgrade, 1985.*
- *Electric Power Ministry of Romania, EPM-PE729-79*
- *DIN 4149/1 - 19700/10 - 19700/11 - 19702.*
- *ICOLD, Guidelines for selecting seismic parameters for large dams, 1988.*
- *USCOLD, Earthquake Committee, Guidelines for Inspection of Dams following Earthquakes.*
- *ICOLD, Committee on Seismic Aspects of Dams design, Seismicity and Dam Design, 1983.*
- *ACRES, Safety Assessment of existing dams for earthquake conditions, Report for the Canadian Electrical Association, 1980.*
- *B.C.HYDRO, Guidelines for selecting and applying seismic criteria for dams, 1988.*
- *Regulations for the safety of dams, Decree-Low n.11/90, Portugal.*

Per alcune nazioni non è stato possibile raccogliere documentazione, ma solo risposte sintetiche che vengono raccolte nell'allegata tabella 3.1.A.

3.2 ANALISI DEI DOCUMENTI

Il confronto fra i vari documenti è stato effettuato prendendo in considerazione gli aspetti principali del processo di verifica sismica; per ciascun aspetto è stata preparata una tabella comparativa.

A) DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO (TABELLA 3.2.A)

Le problematiche prese in considerazione per il confronto sono state:

- Come si perviene alla sua definizione e alla sua valutazione e attraverso quali delle seguenti grandezze: MCE, MDE, OBE, e RIE (*Reservoir Induced Earthquake*);

- Attraverso quali modalità viene fornito o si consiglia di produrlo (*time histories*, spettri di risposta, Fourier o metodi combinati);
 - Se e come si tiene conto di condizioni locali, del terreno di fondazione, della geometria dell'opera e del rischio verso terzi;
 - Modalità di zonazione sismica e tabelle di corrispondenza tra sito ed accelerazione attesa del terreno:
- B) METODI DI CALCOLO E CRITERI DI ACCETTABILITÀ (TABELLE 3.2.B E 3.2.C)
- Tipi di analisi previste (pseudostatica, dinamica lineare, dinamica non lineare) e formule per la valutazione delle forze d'inerzia delle masse strutturali;
 - Interazione della diga con il serbatoio e formule per la valutazione della pressione idrodinamica esercitata sulla diga;
 - Criteri di sicurezza proposti e consigliati;
 - Stabilità delle sponde della valle e del serbatoio.
- C) CRITERI DI SORVEGLIANZA SISMICA (TABELLA 3.2.D)
- Metodi di sorveglianza da attuare durante l'esercizio (sistemi di monitoraggio statici e dinamici, prove in sito);
 - Tipo di ispezioni (a periodi regolari, dopo un evento sismico o diversamente).

NAZIONE	RISPOSTE RICEVUTE SENZA INVIO DI DOCUMENTAZIONE
Australia	<i>Non esiste regolamento sismico per le dighe.</i>
Austria	<i>Non esiste regolamento sismico per le dighe. L'approvazione di un progetto di una certa importanza è sottoposta a una commissione di esperti.</i>
Cile	<i>Non esiste regolamento sismico per le dighe. Il progetto di una diga deve essere approvato da una "Direzione centrale delle acque"</i>
Francia	<i>Non esiste regolamento sismico per le dighe, ma un regolamento per impianti nucleari e uno per le strutture in generale: quest'ultimo è in fase di rielaborazione</i>
Grecia	<i>Non esiste regolamento sismico per le dighe, ma soltanto quello più generale per le strutture</i>
Nuova Zelanda	<i>Al momento non vi è regolamento sismico per le dighe, ma è stata approvata una prima bozza. Anche la sorveglianza delle opere è lasciata alla responsabilità dei proprietari</i>

Tabella 3.1.A

Scelta del terremoto di progetto

Nazione	criterio di definizione del terremoto di progetto				modalità di definizione:		determinazione dell'intensità da zonazione			influenza rischio verso terzi
	MCE	MDE	OBE	RIE	spettro di risposta	time history	carta sism. territorio	influenza terreno	indagini specialistiche	
Canada	si	si	si		si	si			si	si
Cina			si	si	si		si	si	si	
Germania		si	si		si		si	si		
Giappone			si			si	si			
Portogallo	si	si	si	si	si	si	si	si	si	
Romania		si			si	si	si	si		
ex URSS		si	si	si		si	si	si	si	
USA		si	si	si	si	si	si	si	si	si
ex Yugoslavia		si	si		si	si	si	si		
ICOLD		si	si	si	si	si			si	si
Italia			si		si		si		si	

Tabella 3.2.A

Criteri di analisi per dighe di calcestruzzo

Nazione	tipo di analisi			stato arte	combinazione dei carichi				criteri di sicurezza		
	pseudo-dinamica statica	dinamica	non lin.		combinaz. orizz e vert	pressione idrodin.	peso proprio	altri carichi (*)	stabilità delle sponde	OBE	MDE
Canada	si	si			si	si	si	si		2	5
Cina	si	si				si			si	1	
Germania	si	si			si	si				1	
Giappone				si		si				1	
Portogallo	si	si	si		si	si	si	si		3	
Romania	si	si			si	si					
ex URSS	si	si			si	si	si	si	si	1	
USA				si		si	si	si		2	5
ex Yugoslavia	si	si	si		si	si	si	si		4	6
ICOLD				si	(*)	si	si	si		2	7
Italia	si	si			si, contem.	si, Wester.	si	si	si	1	

(*) - si, in relazione al tipo di analisi

(*) - carico idrostatico, ghiaccio, sedimenti, sottopressioni

1- tensioni ammissibili

2- minimi danni. La diga deve rimanere operativa

3- risposta elastica e rotture localizzate. Si prevede anche una verifica a rottura

4- tensioni ammissibili con coefficiente di sicurezza >1

5- sono accettati danni senza rilascio dell'invaso

6- tensioni ammissibili con coefficiente di sicurezza =1

7- sono accettati danni con minime perdite d'acqua. Con MDE non ci deve essere

una rottura catastrofica

Tabella 3.2.B

Criteri di analisi per dighe di materiali sciolti

Nazione	lique- fazione	metodo di calcolo delle forze d'inerzia			metodo di calcolo della deformazione e di verifica della stabilità	
		pseudostatico	dinamico	non lineare	equilibrio limite	Newmark
Canada	si	si	si	si	si	si
Cina		si	si		si	
Germania						
Giappone		si	si	si	si	si
Portogallo	si	si	si	si	si	si
Romania						
ex URSS		si	si		si	
USA	si	si	si		si	si
ex Yugoslavia		si	si	si	si	si
ICOLD	si	si	si	si	si	si
Italia		si	si		si	

Tabella 3.2.C

Criteri di sorveglianza

Nazione	metodi di sorveglianza	ispezioni obbligatorie	ulteriori indagini
Canada			
Cina	sistema dinamico	studi sperimentali	
Germania	sistema statico	si	
Giappone	sistema statico e dinamico	si	prove su modello
Portogallo	sistema statico e dinamico	si	prove su modello
Romania			prove in sito e su modello
Svizzera	sistema statico	si	
ex URSS	sistema statico e dinamico		prove in sito e su modello
USA	sistema statico e dinamico	si	
ex Yugoslavia	sistema dinamico		prove in sito e su modello
ICOLD	si	si	
Italia	sistema statico e dinamico	si	consigliate prove su modello

Tabella 3.2.D

4. *L'APPLICAZIONE DELLO STATO DELL'ARTE AL CASO ITALIANO*

4.1 *PREMESSA*

La conoscenza dei vari fenomeni che interessano una diga durante un terremoto e dei parametri che li caratterizzano permette di affrontare il problema della verifica sismica di una diga con un grado di elevata affidabilità, disponendo di codici di calcolo sofisticati; a tal fine è però necessario disporre di una conoscenza approfondita della sismicità del sito e delle caratteristiche dei materiali, ottenibili soltanto con adeguate indagini.

È dunque evidente l'interesse a ricorrere a metodi di verifica semplificati, compatibilmente con il rischio che l'opera comporta.

Tuttavia, questa strada è percorribile nel caso di dighe di nuova progettazione per le quali il rispetto dei criteri di accettabilità può essere spesso ottenuto con un'adeguata soluzione progettuale; per il caso di dighe esistenti, invece, diviene essenziale, qualora i metodi semplificati evidenzino il non rispetto dei prudenziali limiti ammissibili previsti nelle norme, procedere a verifiche con metodi più raffinati che permettono una realistica previsione del comportamento dell'opera senza il ricorso a schemi e criteri troppo cautelativi.

Si è dunque ritenuto importante esaminare nel seguito quali siano gli oneri di tipo tecnico ed economico di un tale approccio nel contesto italiano, tenendo presente l'elevato numero di dighe esistenti in zona sismica; in particolare si esamineranno:

- a) le esigenze di qualifica : numero delle dighe italiane in zona sismica e livello di rischio associato;
- b) le modalità per giungere a definire il sisma di progetto a partire dalle conoscenze esistenti (catalogo sismico, carta sismotettonica, etc.);
- c) le implicazioni operative nell'adozione di modelli numerici complessi, per ciò che riguarda le difficoltà e gli oneri sia di calcolo che di indagini sull'opera.

Lo scopo di tale analisi è la verifica della effettiva applicabilità dei metodi suggeriti dallo stato dell'arte sul piano tecnico e quello economico.

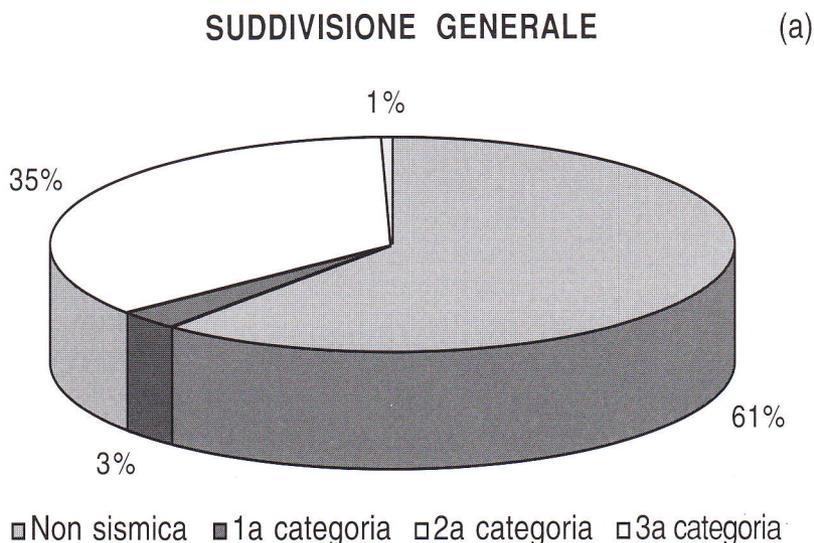
4.2 GLI IMPIANTI ESISTENTI IN ITALIA E LE ESIGENZE DI QUALIFICA

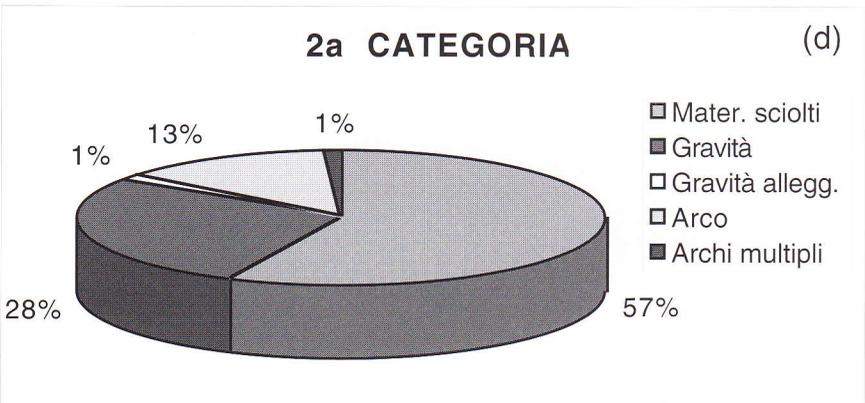
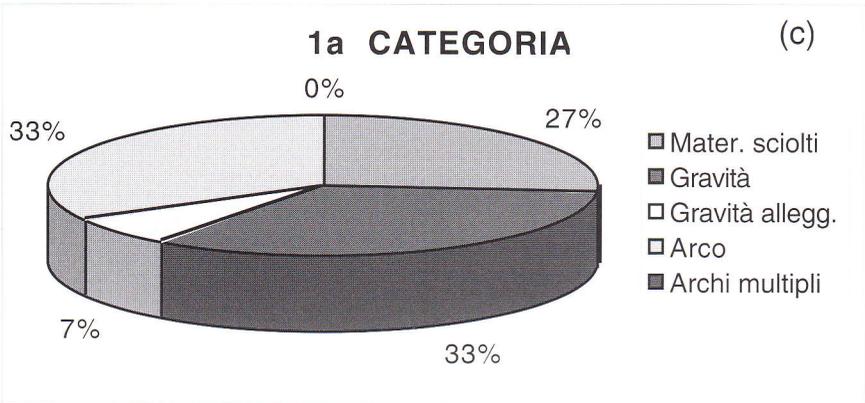
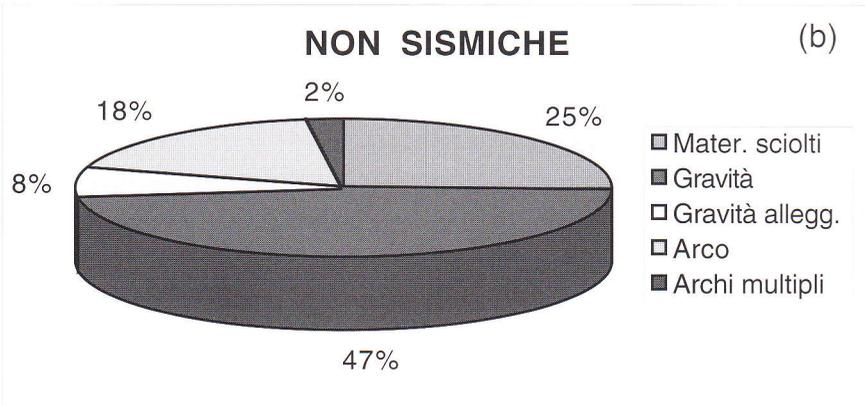
Facendo riferimento a quanto esposto nell'introduzione, si vuole ora definire l'entità del problema sismico legato alle dighe fornendo nelle successive tabelle un quadro semplificato degli impianti esistenti in Italia.

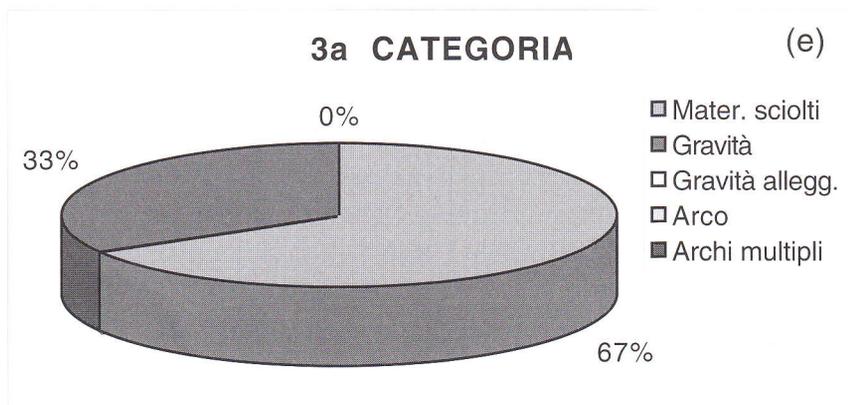
I diagrammi a settori delle figure seguenti forniscono una visione sintetica della distribuzione delle grandi dighe sul territorio nazionale in rapporto alla sismicità dei siti. La figura (a) evidenzia l'appartenenza alle diverse zone sismiche.

Le figure (b), (c), (d) ed (e) operano, per ogni zona sismica, la suddivisione tipologica, che è poi riassunta quantitativamente nella tabella (f).

GRANDI DIGHE ITALIANE Suddivisione per categorie sismiche







Categoria sismica	TIPO DIGA					Totale
	Materiali sciolti	Gravità	Gravità allegg.	Arco	Archi multipli	
Non sismica	79	153	24	56	7	319
1a categoria	4	5	1	5	0	15
2a categoria	105	51	2	24	2	184
3a categoria	2	1	0	0	0	3
TOTALE	190	210	27	85	9	521

(f)

4.3 LA CARATTERIZZAZIONE SISMICA DI UN SITO

La concreta applicazione in Italia dei criteri esposti al paragrafo 2.2.2, conduce a studi che consistono in:

- descrizione della sismicità tramite l'esame del quadro sismotettonico dell'area di interesse per il sito con conseguente valutazione della massima intensità macrosismica risentita in tempi storici.

Si utilizzano le conoscenze geologiche, geofisiche e sismologiche esistenti e i cataloghi dei terremoti italiani per individuare i

“centri sismici” che possono interessare il sito e la magnitudo massima potenziale ad essi associata.

- analisi statistica delle intensità stimate al sito in modo da definire il periodo medio di ritorno ovvero la probabilità di accadimento. L'intensità al sito viene ricavata da un'esame dei dati disponibili relativi alle intensità risentite e alle isosisme o, per altri terremoti di interesse, utilizzando la relazione di attenuazione media italiana.
- determinazione dello spettro di risposta al sito sulla base di una selezione dalle banche dati mondiali di registrazioni accelerometriche rappresentative delle condizioni sismotettoniche e di sito.

Gli studi condotti hanno in linea di principio confermato la possibilità di utilizzare nel contesto italiano la metodologia proposta senza eccessive difficoltà.

Si osserva che, laddove si disponga di un catalogo dei terremoti e di un modello sismotettonico di riferimento, l'attività di definizione del terremoto di progetto risulterebbe semplificata e potrebbe essere svolta con un impegno contenuto.

Si possono anche evidenziare alcuni problemi di carattere generale:

- a) OPPORTUNITÀ DI UN CATALOGO DI RIFERIMENTO. Attualmente in Italia esistono cataloghi di diversi enti (ENEL, ENEA, ING, SSN, GNDT-CNR) oltre a numerosi cataloghi di reti sismiche locali e di studi di sismica storica. L'esistenza di un unico catalogo di riferimento renderebbe più facilmente confrontabili studi diversi che partirebbero comunque da basi di dati comuni e porterebbe ad un minore dispendio di energie nella raccolta dei dati di interesse per ogni specifica applicazione.
- b) MODELLO SISMOTETTONICO DI RIFERIMENTO. Attualmente il GNDT ha effettuato una proposta di zonazione sismotettonica del territorio nazionale, che potrebbe essere assunta come base di lavoro qualora si ritenga di voler diminuire i costi della attività di identificazione delle sorgenti sismiche o quando il riconoscimento delle aree attive non presenti carattere di ambiguità.
- c) Opportunità di ulteriori studi sulla generazione di *time histories* sintetiche, per potenziare e migliorare le possibilità attualmente

offerte dai programmi disponibili. Inoltre, andrebbero meglio chiarite le relazioni tra accelerazione massima e durata del segnale, che al giorno d'oggi sono considerate variabili tra loro indipendenti.

4.4 LE PROBLEMATICHE DELL'ADOZIONE DI SCHEMI DI CALCOLO COMPLESSI

La verifica sismica di una diga secondo le metodologie più avanzate precedentemente esposte comporta sia lo studio del comportamento a fronte del terremoto di esercizio, che può essere condotto con analisi di tipo lineare e con modelli spesso semplificati, sia uno studio a fronte del terremoto massimo di progetto con la necessaria adozione di modelli più complessi in campo non lineare.

Allo stato attuale sono disponibili codici in grado di affrontare in linea di principio entrambi i tipi di analisi, ma con differenze rilevanti nei costi di impiego e nella affidabilità dei risultati (rif. [24] e [25]).

Nel seguito vengono riportate alcune considerazioni generali, tratte dalla letteratura citata, ma anche basate su esperienze dirette riguardo la validità ed efficacia dei diversi tipi di analisi e la concreta applicabilità dei metodi di verifica avanzati.

4.4.1 LE DIGHE A GRAVITÀ

La verifica sismica delle dighe a gravità può presentare livelli di complessità crescenti in relazione al grado di dettaglio e di attendibilità dei risultati che si vuol conseguire. È opportuno comunque tener presente che la definizione completa e realistica di un modello matematico complesso richiede la conoscenza di un elevato numero di parametri, conoscenza che molto spesso non è conseguibile in modo certo.

Il campo delle possibilità di calcolo spazia dalla analisi pseudo-statica lineare su modelli piani alla analisi dinamica non lineare su modelli tridimensionali; per la scelta tra modellazione piana o tridimensionale è opportuna la valutazione preliminare del più verosimile meccanismo di funzionamento della struttura correlato allo stato

DIGHE MURARIE

GRANDEZZE RICHIESTE PER LE ANALISI					
ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA	PER I MATERIALI		PER I CARICHI		
	Parametri del calcestruzzo	Parametri della roccia	Invaso	Sisma	Temperature
STATICHE (pseudostatiche, dinamiche su modelli semplificati)	E_{st} c/s E_{din} c/s ρ c/s R_c	E_{st} roccia E_{din} roccia C_r φ_r	Andamenti annuali del livello di invaso; Interrimento	Accelerazione ZPA Spettro di risposta aria e acqua	Andamenti annuali delle temperature di
Andamenti annuali del livello di invaso; DINAMICHE (analisi modale + spettro di risposta e/o time history) onde di pressione sul fondo dell'invaso.	E_{din} c/s ρ c/s β c/s R_c	E_{din} roccia β radiazione C_r φ_r	interrimento, forma e dimensioni dell'invaso. Eventuale stima dell'assorbimento delle	Spettro di risposta Time history aria e acqua	Andamenti annuali delle temperature di

Tabella 4.4.A

ERRATA - CORRIGE

DIGHE MURARIE

GRANDEZZE RICHIESTE PER LE ANALISI		PER I CARICHI			
		PER I MATERIALI	Invaso	Sisma	Temperature
ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA	Parametri del calcestruzzo	Parametri della roccia	Invaso	Sisma	Temperature
	STATICHE (pseudostatiche, dinamiche su modelli semplificati)	E_{st} c_{ls} E_{din} c_{ls} ρ c_{ls} R_c	E_{st} roccia E_{din} roccia C_r φ_r	Andamenti annuali del livello di invaso; Interrimento	Accelerazione ZPA Spettro di risposta
DINAMICHE (analisi modale + spettro di risposta e/o time history)	E_{din} c_{ls} ρ c_{ls} β c_{ls} R_c	E_{din} roccia β radiazione C_r φ_r	Andamenti annuali del livello di invaso; interrimento, forma e dimensioni dell'invaso. Eventuale stima dell'assorbimento delle onde di pressione sul fondo dell'invaso.	Spettro di risposta Time history	Andamenti annuali delle temperature di aria e acqua

Tabella 4.4.A

dei giunti di dilatazione su cui la distribuzione delle temperature nel corpo diga può avere una diretta influenza.

In relazione ai possibili meccanismi di cedimento di una diga a gravità sono necessari due tipi di controlli: il primo è relativo allo stato tensionale e conduce alle verifiche di resistenza, il secondo riguarda la stabilità allo scorrimento.

In generale le verifiche di resistenza per le dighe a gravità non presentano aspetti critici poiché le sollecitazioni risultano di entità modesta, anche se, nell'ipotesi di comportamento elastico lineare del materiale, valori di trazione superiori a quanto prescritto dalla normativa italiana si possono determinare all'unghia di monte. In tale ipotesi, infatti, non si può fare affidamento sulla redistribuzione dei picchi di tensione che si realizza, invece, quando si prende in considerazione la non linearità del legame costitutivo.

La verifica di stabilità allo scorrimento presenta molto spesso aspetti critici perché può dar luogo a valori del rapporto fra forze orizzontali molto prossimi ai valori limite ammessi. In questo caso è fondamentale una conoscenza approfondita dei parametri relativi ai materiali (roccia e calcestruzzo) e al contatto della struttura con la roccia; può inoltre risultare opportuno valutare, ad esempio, gli scorrimenti permanenti in condizioni limite di adesione nulla.

Per le dighe a gravità, in generale, la risposta sismica è fondamentalmente governata da un solo modo di vibrare, per la determinazione del quale si deve tener conto in modo opportuno della interazione con il terreno e con il fluido.

Nel paragrafo seguente si esamineranno in maggior dettaglio i diversi aspetti delle problematiche sopra delineate.

PROBLEMI DI MODELLAZIONE E POSSIBILI SCELTE

Nelle analisi numeriche delle dighe a gravità si prende generalmente in considerazione un singolo concio facendo ricorso, quindi, a schematizzazioni piane della struttura.

Nella modellazione piana del concio si fa tipicamente riferimento alla ipotesi di stato piano di tensione, che riproduce la situazione di concio isolato; l'ipotesi di stato piano di deformazione, che riproduce la situazione di diga monolitica indefinitamente lunga, può essere

utilizzata per una schematizzazione della condizione di giunti chiusi.

Nel caso delle dighe esistenti può talvolta rendersi necessaria la riproduzione nel modello di fratture. Per tener conto di tali discontinuità strutturali è necessario l'impiego di elementi che simulano il contatto monolatero con attrito tra superfici affacciate.

L'esigenza di una modellazione tridimensionale della struttura può scaturire dalla opportunità di riprodurre l'effetto irrigidente dovuto alla curvatura in pianta oppure alla conformazione della valle quando questa è profonda e stretta. È da sottolineare che il comportamento ad arco viene mobilitato solo nella ipotesi di monoliticità dell'opera (giunti chiusi). La modellazione tridimensionale fornisce anche la possibilità di rappresentare l'apertura solo parziale dei giunti.

Le non linearità del materiale possono essere tenute in conto attraverso la definizione di speciali legami costitutivi. Per il calcestruzzo, in particolare, si può ad esempio far ricorso ad una modellazione che tenga conto della ridotta o nulla resistenza a trazione del materiale (modelli *no-tension*) oppure a modelli che consentono di indagare i meccanismi di formazione e propagazione delle fessure (modelli di meccanica della frattura). Per contro, per seguire questi approcci, sono richiesti studi approfonditi, essendo necessaria una definizione accurata delle proprietà dei materiali e dei valori numerici di tutti i parametri atti a definire in modo appropriato il modello scelto.

Nelle analisi dinamiche un dato caratteristico del materiale è rappresentato dallo smorzamento isteretico. Lo smorzamento dipende dal livello di tensione o deformazione presente nel materiale. In Rif. [1] e [2] sono riportati per il calcestruzzo valori di smorzamento isteretico variabili tra il 2% e il 7% in funzione del livello di sollecitazione cui il materiale è sottoposto. Un valore pari al 5% si può considerare generalmente appropriato. Questo valore non comprende le capacità dissipative del terreno (per isteresi e radiazione) e del fluido (per viscosità e radiazione).

Generalmente, nelle analisi numeriche, si deriva dai fattori di smorzamento suddetti uno smorzamento viscoso equivalente comunemente impiegato nelle analisi modali cui si fa seguire la valutazione della risposta sismica mediante analisi a spettro di risposta.

Nelle analisi a *time history* lo smorzamento viscoso viene generalmente riprodotto definendo una matrice di smorzamento proporzionale alle matrici di massa e di rigidezza secondo il modello di Rayleigh (Rif. [3]).

Lo smorzamento viscoso, al contrario di quello isteretico, produce una dissipazione di energia di entità dipendente dalla frequenza di eccitazione. Adottando uno smorzamento viscoso alla Rayleigh si può imporre il valore appropriato di smorzamento in corrispondenza a due frequenze scelte opportunamente.

L'interazione terreno-struttura e fluido-struttura possono avere un peso non trascurabile nel determinare la risposta dinamica delle dighe a gravità (Rif. [5] e [6]).

Il terreno può essere rappresentato discretizzandone una regione sufficientemente estesa intorno alla diga oppure utilizzando parametri concentrati di rigidezza (molle) e smorzamento (*dampers*).

Nel caso in cui il terreno sia rappresentato mediante elementi finiti, la regione discretizzata deve essere estesa tanto da far ritenere trascurabili, al di fuori dell'area considerata, gli effetti prodotti dalle forze statiche applicate dalla diga al terreno. Ai nodi del contorno, fatta eccezione per la superficie libera, si impongono vincoli che ne impediscono qualsiasi spostamento. Al terreno si attribuisce in generale densità nulla.

Per la definizione degli smorzamenti modali si può far ricorso alle medie pesate dei due diversi valori di smorzamento associati al terreno e alla struttura, assumendo come pesi le rispettive energie modali di deformazione. La schematizzazione del terreno mediante elementi finiti permette di rappresentare eventuali irregolarità geometriche nelle immediate vicinanze della diga e consente di considerare la deformabilità della superficie di contatto diga-fondazione nei casi in cui questa assume importanza.

Nel caso in cui il terreno venga rappresentato mediante molle e smorzatori equivalenti, le rigidezze di questi elementi (per traslazione verticale, orizzontale e *rocking*) possono ricavarsi facendo riferimento alla teoria del semispazio elastico. La base della diga viene, in questo caso, considerata rigida.

Ad ognuno dei tre moti rigidi della diga sul terreno si può asso-

ciare uno smorzamento viscoso in grado di simulare la dissipazione di energia dovuta alla radiazione. Per la valutazione degli smorzamenti modali complessivi (comprendenti gli effetti di isteresi e radiazione) si può utilizzare il criterio di Roesset (Rif. [7]) dello smorzamento modale pesato. In questo modo si può diversificare il contributo di dissipazione di energia dovuto alle tre diverse componenti del moto.

Per quanto concerne la comprimibilità o incomprimibilità del fluido, l'opportunità di assumere l'una o l'altra delle due ipotesi può emergere da valutazioni preliminari sulle caratteristiche dinamiche che le due componenti interagenti (struttura e fluido) possiedono separatamente. A tale riguardo, un indice significativo dell'importanza che l'ipotesi di comprimibilità ha sul comportamento dinamico globale del sistema fluido-struttura è il rapporto tra la prima frequenza dell'invaso con pareti rigide e la prima frequenza della diga in assenza di invasore (Rif. [8]). Valori di tale indice minori di 1.1 individuano in genere le situazioni in cui la comprimibilità produce effetti significativi sulla risposta della struttura.

È da notare comunque che l'ipotesi di incomprimibilità, che si traduce nella semplice considerazione di masse aggiunte alla struttura, può offrire una buona approssimazione delle sovrappressioni dovute al moto sismico orizzontale. Per quanto riguarda il moto sismico verticale, è invece necessaria la completa eliminazione di tali masse.

Nel caso in cui la risposta sismica della diga sia calcolata con il metodo dello spettro di risposta, la regola SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) risulta generalmente appropriata per le dighe a gravità; la risposta sismica di queste strutture è infatti prevalentemente determinata dal primo modo di vibrare e i modi successivi al primo sono ben distanziati.

A questo riguardo si richiama la possibilità di eseguire analisi preliminari semplificate le quali fanno riferimento ad un unico modo di vibrare definendo una forma modale standard e, mediante semplici formule empiriche, il valore della frequenza naturale ad essa associata (Rif. [9]).

4.4.2 LE DIGHE AD ARCO

Nel calcolo strutturale delle dighe ad arco è in genere necessario far ricorso a modellazioni tridimensionali.

Sono attualmente ancora molto utilizzate modellazioni del tipo “archi-mensole” le quali danno risultati accettabili per i carichi dovuti a peso proprio o a spinta idrostatica, ma conducono a valutazioni poco attendibili per altri carichi quali il sisma in direzione spalla-spalla o i carichi termici. Modelli ad elementi finiti offrono invece possibilità di modellazione, in generale, più ampie e una rappresentazione più appropriata della reale configurazione della struttura e della sua interazione con il terreno e con il fluido, oltre a fornire un quadro più preciso dello stato tensio-deformativo della struttura.

Nelle dighe ad arco i giunti di dilatazione hanno un’influenza rilevante sul comportamento tensio-deformativo dell’opera. Con giunti chiusi la diga ha un comportamento monolitico con possibilità di trasferire azioni di taglio tra i diversi conci. In tali condizioni è maggiore la capacità della struttura di trasferire i carichi orizzontali dal centro alle imposte e dei carichi verticali alla roccia di fondazione, in quanto la diga è in grado operare redistribuzioni dello stato tensionale in funzione della distribuzione delle caratteristiche meccaniche delle zone di fondazione.

Lo stato tensionale che si determina nelle dighe eseguendo analisi lineari per carico sismico e termico presenta spesso, in alcuni punti, valori di trazione che superano la resistenza del materiale. Il significato di questo stato di sovrasollecitazione, che deriva dall’assunzione di un comportamento elastico lineare, non è sempre indicativo di situazioni critiche dal punto di vista della sicurezza; l’entità e la localizzazione delle sovrasollecitazioni sono elementi importanti da considerare nella valutazione di questi risultati. Per stimare l’estensione di possibili condizioni di danneggiamento del materiale (ad esempio, fessurazione) è inevitabile il ricorso alla modellazione del comportamento non lineare, rappresentabile in termini di degrado della rigidezza (ad esempio con i modelli “*smeared cracking*”). Tenendo conto della non linearità dei legami costitutivi in generale si ottiene una riduzione dei picchi di trazione ed una ri-

DIGHE A GRAVITÀ

(MODELLI BIDIMENSIONALI)

TEMPI DI
CALCOLO

ANALISI STATICHE	pseudo statiche	STRUTTURA FLUIDO TERRENO	elementi finiti	T = 1
			Westergaard	dT = 0
	pseudo dinamiche	STRUTTURA FLUIDO TERRENO	parametri concentrati	dT = 0
			elementi finiti	dT = 1
ANALISI DINAMICHE	STRUTTURA	STRUTTURA FLUIDO TERRENO	elementi finiti	T = 1
			Westergaard	dT = 0
			parametri concentrati	dT = 0
			elementi finiti	dT = 1
	FLUIDO	STRUTTURA FLUIDO TERRENO	elementi finiti	T = 4
			Westergaard	dT = 0
			E.F. incomprimibili	dT = 2
			E.F. comprimibili	dT = 4
TERRENO	STRUTTURA FLUIDO TERRENO	parametri concentrati	dT = 0	
		elementi finiti	dT = 1	

T = Tempo di calcolo normalizzato per l'analisi strutturale

dT = Tempo aggiuntivo per le diverse operazioni

Tabella 4.4.B

distribuzione degli sforzi, non più assorbiti localmente dal materiale, verso zone vicine.

Variazioni dei valori dei parametri che caratterizzano i materiali, delle condizioni di vincolo, nel tipo di elemento e nella modellazione geometrica possono avere effetti significativi sui risultati. Per questo motivo, nel caso delle dighe ad arco, è essenziale che i risultati delle analisi siano attentamente valutati conducendo, se del caso, analisi di convergenza per la valutazione dei possibili errori di tipo numerico oltre che analisi di tipo parametrico tese a valutare i possibili campi di variazione dei risultati in funzione delle possibili variazioni dei dati di ingresso e delle scelte di modellazione.

PROBLEMI DI MODELLAZIONE E POSSIBILI SCELTE

Nella modellazione delle dighe ad arco è importante poter valutare in quale misura i criteri di rappresentazione della roccia di fondazione, del fluido, dei giunti di dilatazione, e dell'assorbimento di energia al contorno influenzano i risultati delle analisi.

Nell'analisi sismica la fondazione è in genere modellata priva di massa, trascurando quindi gli effetti inerziali ad essa associati e tenendo conto soltanto della sua deformabilità.

La zona di fondazione inclusa nel modello deve essere sufficientemente ampia da non determinare alterazioni nel calcolo della risposta dinamica del sistema diga-terreno, in particolare delle frequenze naturali di vibrazione. In generale risulta che, anche per bassi rapporti dei moduli di elasticità della roccia di fondazione e del calcestruzzo si ottengono buoni risultati (Rif. [14]) considerando, nella discretizzazione ad elementi finiti, una porzione di terreno di sezione approssimativamente semicircolare di raggio pari a 2 volte l'altezza della diga.

La comprimibilità del fluido può avere una influenza significativa nel determinare la risposta dinamica della diga; l'insorgenza di risonanze nel bacino e la dispersione di energia attraverso i contorni assorbenti non possono essere colti assumendo l'ipotesi di incomprimibilità (Rif. [15]).

Ulteriori ricerche sull'argomento potranno chiarire meglio l'importanza della comprimibilità e quanto essa incida sulla risposta di-

namica delle dighe; tuttavia sembra ragionevole, ai fini della pratica valutazione dello stato di sicurezza di una diga ad arco, far ricorso al criterio seguente (Rif. [8]).

Indicando con f_1 la prima frequenza di risonanza dell'invaso che può stimarsi in prima approssimazione con l'espressione:

$$f_1 = C/4H \quad (C = \text{velocità del suono nell'acqua; } H = \text{livello di invasivo})$$

e con f_d la prima frequenza del sistema diga-fondazione senza acqua, se:

$$f_1/f_d > 1.5$$

la risposta della diga può considerarsi non influenzata apprezzabilmente dagli effetti della comprimibilità dell'acqua; se:

$$f_1/f_d < 1.1$$

gli effetti della comprimibilità sul sistema diga-terreno-invaso possono invece risultare significativi e importanti. Per valori intermedi del rapporto gli effetti della comprimibilità debbono essere valutati caso per caso e risulta comunque opportuno effettuare una verifica con l'approccio semplificato di fluido incomprimibile.

Lo stato tensionale nel corpo diga a fronte dei carichi sismici e termici è fortemente condizionato dal comportamento dei giunti: ad esempio per effetto dell'apertura dei giunti si riduce il contributo resistente degli archi e una maggiore quota di carico graverà sulla componente a mensola. Per questi motivi il ricorso ad un modello monolitico della diga (diga priva di giunti di dilatazione) può portare a stati di tensione irrealistici.

La ricerca del più verosimile meccanismo di funzionamento della struttura può compiersi eseguendo analisi pseudostatiche su modelli dotati di elementi che riproducono il comportamento unilaterale delle superfici in contatto con attrito. In questo modo è anche possibile indagare meglio i possibili meccanismi di rottura: se le sollecitazioni di trazione nella direzione degli archi si riducono per effetto

dell'apertura dei giunti, si possono determinare sovrasollecitazioni, di compressione e di trazione, alla base delle mensole; oppure, nel caso di aperture parziali dei giunti, le aree che rimangono a contatto possono essere soggette a maggiori sforzi di compressione; la crisi della struttura potrà avere quindi modalità diverse da quelle che un calcolo lineare sulla struttura monolitica potrebbe suggerire.

La determinazione della risposta dinamica in presenza di aperture e chiusure dei giunti si presenta, peraltro, molto problematica per la difficoltà di definire in modo adeguato alcuni parametri, rispetto ai quali la risposta stessa è molto sensibile (ad es. condizioni iniziali di apertura dei giunti, etc.; Rif. [18], [19], [20]). Ai fini pratici, quindi, le procedure di calcolo per l'analisi dinamica delle dighe ad arco in grado di tener conto del fenomeno di apertura e chiusura dei giunti appartengono oggi al campo della ricerca applicata più che a quello delle pratiche applicazioni ingegneristiche.

4.4.3 LE DIGHE DI MATERIALE SCIOLTO

Sino a circa la metà degli anni '60, i dati ricavabili dalla letteratura tecnica, indicano che, l'attenzione posta dalla comunità tecnico-scientifica ai timori sulla potenziale vulnerabilità delle dighe di materiali sciolti ai sismi, sia stata molto scarsa o nulla.

È fondamentalmente con gli eventi sismici che hanno interessato, negli Stati Uniti, le aree di West Yellowstone nel 1959 e di Los Angeles nel 1971 ed hanno provocato danni rilevanti alle dighe di Hebgen e di San Fernando, che gli studiosi riconsiderano seriamente il problema.

Gli studi svolti hanno messo in evidenza che le dighe di materiale sciolto non hanno in generale una risposta di tipo rigido. Il moto sismico nel terreno di fondazione si propaga nel corpo diga modificandosi e diversificandosi nei vari punti, costituendo quella che è usualmente definita come la risposta della struttura al moto sismico alla base. Di norma si riscontra una amplificazione delle accelerazioni procedendo dalla base verso il coronamento.

Il tipo di risposta dipende dalle caratteristiche del moto alla base, dalla geometria e dalle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali del rilevato, con la precisazione che la propagazione del moto

avviene in un mezzo poroso in cui interagiscono le tre fasi: solida, fluida e gassosa.

Gli studi e il riesame delle cause che hanno indotto situazioni di collasso in rilevati di terra a seguito di azioni sismiche, condotti negli anni 70, hanno posto in chiara luce il problema della liquefazione dei materiali granulari incoerenti poco addensati dovuta alla insorgenza di sovrappressioni interstiziali conseguenti alle sollecitazioni cicliche indotte dal terremoto.

La gran mole di indagini sperimentali condotte per lo studio del comportamento dinamico dei terreni è stata svolta per lo più su terreni a granulometria medio fine, sui quali la sperimentazione con le usuali apparecchiature di laboratorio è relativamente agevole.

Sono ancora alquanto limitati, invece, i risultati di indagini sperimentali sui materiali a granulometria medio grossa, che d'altra parte trovano largo impiego nelle strutture in esame. Sulla base di dati sperimentali e di studi di laboratorio, la verifica della sicurezza nei confronti della liquefazione viene svolta con metodi semiempirici consolidati. Allorché può essere esclusa la condizione di liquefazione, la verifica sismica di una diga in terra viene sviluppata esaminando le condizioni di stabilità globale sotto l'azione delle forze dinamiche.

Per quanto riguarda le modellazioni numeriche per la simulazione della risposta sismica dei rilevati di terra, si è assistito ad un notevole sviluppo a partire dalla metà degli anni sessanta sino ad oggi.

PROBLEMI DI MODELLAZIONE E POSSIBILI SCELTE

L'approccio di calcolo attualmente previsto dal regolamento italiano è quello pseudostatico che assimila gli effetti inerziali dovuti al sisma a forze statiche "equivalenti" (una orizzontale e una verticale) applicate al baricentro di porzioni del rilevato.

La verifica sismica di una diga di terra con questo metodo comporta la verifica di stabilità lungo differenti potenziali superfici di rottura per la determinazione del valore minimo del coefficiente di sicurezza allo scorrimento. Se il coefficiente di sicurezza risulta minore di un valore prefissato, si considera instabile la porzione del rilevato delimitata dalla relativa superficie di scorrimento.

DIGHE AD ARCO

(MODELLI TRIDIMENSIONALI)

TEMPI DI
CALCOLO

ANALISI STATICHE	pseudo statiche	STRUTTURA FLUIDO TERRENO	elementi finiti	T = 4
			Westergaard	dT = 0
			elementi finiti	dT = 2
ANALISI DINAMICHE	STRUTTURA	STRUTTURA	elementi finiti	T = 12
			Westergaard	dT = 0
			E.F. incompressibili	dT = 4
	FLUIDO	FLUIDO	E.F. comprimibili	dT = 8
			E.F. comprimibili	dT = 8
			E.F. comprimibili	dT = 8
TERRENO	TERRENO	elementi finiti	dT = 2	

T = Tempo di calcolo normalizzato per l'analisi strutturale
dT = Tempo aggiuntivo per le diverse operazioni

Tabella 4.4.C

Purtroppo non è possibile fissare in modo certo ed univoco un limite inferiore che definisca il minimo coefficiente di sicurezza accettabile.

Per cercare di comprendere questo metodo, nei limiti che il metodo stesso consente, è necessario, partendo dalla definizione, capire quale è il significato concettuale che si suole attribuire al “coefficiente sismico”. Sicuramente, sino a quando non si attribuisce un ben preciso significato a questo parametro, sarà alquanto difficile sceglierne un appropriato valore ai fini delle verifiche di sicurezza.

La questione è stata e continua ad essere oggetto di dibattito nella comunità tecnico-scientifica. Fondamentalmente, l’analisi della letteratura tecnica ha messo in evidenza che vi sono tre diverse tendenze, ognuna delle quali attribuisce un diverso significato al coefficiente sismico.

- la prima è quella che attribuisce al prodotto tra il coefficiente sismico ed il peso della porzione di rilevato delimitata dalla potenziale superficie di rottura il significato di massima forza d’inerzia indotta in tale porzione dall’azione sismica;
- la seconda considera il coefficiente sismico come un mezzo per determinare una forza statica, la quale sia equivalente nei suoi effetti (ad esempio produce le stesse deformazioni) alle reali forze d’inerzia indotte dal terremoto;
- la terza, considera il coefficiente sismico come una costante empirica che serve a determinare il modulo di una forza, la quale, introdotta nei calcoli per la verifica di sicurezza, costringe il progettista ad adottare una sezione del rilevato più cautelativa (paramenti con pendenze più basse) e quindi di maggior sicurezza ed anche onere economico rispetto al caso in cui questa forza non è considerata.

Alcune di queste definizioni potrebbero essere accettabili in fase di progetto della diga al fine di indurre il progettista ad adottare una sezione cautelativa; non sono più accettabili se si vuole usare questa procedura per verificare le condizioni di sicurezza di una diga esistente.

Potrebbe essere accettabile la seconda definizione. Ci si rende però subito conto che in questo caso si è costretti a svolgere analisi

molto complesse per valutare lo stato deformativo della diga dovuto all'azione sismica, che è poi in fin dei conti proprio quello che serve per poter formulare un giudizio di sicurezza. Il successivo passo di trovare una forza statica che produca gli stessi effetti appare a questo punto del tutto inutile.

SVILUPPI DEL METODO PSEUDOSTATICO

Nel 1966 Seed e Martin (rif. [45]) hanno proposto una variante all'applicazione del metodo pseudostatico con la quale si tiene conto dell'effetto di amplificazione del moto sismico allorché le onde si propagano dalla base al coronamento. Gli autori propongono di valutare l'amplificazione e quindi la risposta del rilevato al moto sismico alla base, con un modello relativamente semplificato che è quello della trave tozza a taglio. Con questa procedura i coefficienti sismici crescono in modulo considerando superfici di scorrimento che delimitano porzioni del rilevato meno estese al di sotto del coronamento.

METODO DI NEWMARK O DEGLI SPOSTAMENTI PERMANENTI

L'approccio numerico per la stima delle deformazioni permanenti indotte da una eccitazione sismica agente su un rilevato di terra è stato formulato per la prima volta da Newmark nel 1965 (rif.[26]).

Con tale approccio viene stabilita a priori una potenziale massa scivolante assimilata ad un blocco rigido che si suppone possa muoversi su un piano orizzontale o inclinato in presenza di attrito.

In questa semplice schematizzazione non è possibile tener conto di fenomeni più complessi quali la eventuale caduta di resistenza al taglio del terreno causata da incrementi delle pressioni interstiziali indotte dall'azione sismica (liquefazione). La procedura si è peraltro dimostrata pienamente valida nel caso di materiali non suscettibili del fenomeno di liquefazione (per esempio materiali argillosi o granulari molto addensati o granulari poco addensati non saturi).

L'applicazione del metodo (con le integrazioni apportate da Makdisi e Seed) richiede la successiva esecuzione dei seguenti passi di analisi:

- 1) analisi statica per la definizione dello stato tensionale nel corpo diga preesistente alla azione sismica;
- 2) analisi dinamica lineare ripetuta fino a convergenza per tener conto della nonlinearità dei legami sforzo-deformazioni e smorzamento-deformazione nel terreno;
- 3) analisi pseudostatiche per il calcolo delle accelerazioni critiche di scorrimento di masse potenzialmente instabili;
- 4) calcolo dell'accelerazione inerziale media con riferimento ad un solo accelerogramma di input nelle parti di diga potenzialmente instabili;
- 5) calcolo degli spostamenti permanenti della massa scivolante.

4.4.4 DATI IN INGRESSO ED ONERI DI CALCOLO

Nelle tabelle di seguito proposte si evidenziano i dati in ingresso occorrenti nelle diverse analisi numeriche distinte per grado di complessità. Viene anche fornita un'indicazione orientativa, in termini relativi, delle variazioni degli oneri di calcolo al variare del tipo di analisi.

4.5 LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E DEL COMPORTAMENTO DELLE DIGHE

Facendo riferimento alle dighe esistenti, l'impegno di risorse richiesto per l'esecuzione dell'intero iter di attività secondo cui si sviluppa l'analisi sismica delle dighe è fortemente condizionato dal reperimento dei dati meccanico-fisici dei materiali (calcestruzzo e roccia di fondazione). In particolare i metodi di indagine normalmente impiegati per la determinazione dei diversi parametri sono richiamati brevemente nella tabella seguente. L'onere, in termini di tempo-uomo, associabile alla caratterizzazione fisico-meccanica delle dighe esistenti è molto variabile: può infatti oscillare da un mese (per semplici ispezioni visive con redazione di verbali di ispezione) fino ad alcuni mesi per campagne di sperimentazione complete.

Per una dettagliata descrizione delle tipologie di indagine e prove normalmente applicate sulle dighe si rimanda al Rif. [42].

4.5.1 LE DIGHE DI CALCESTRUZZO

La determinazione delle proprietà del calcestruzzo viene effettuata con indagini in sito e con prove di laboratorio su campioni di materiale estratti mediante carotaggi.

Le indagini conducono alla determinazione delle caratteristiche elastiche, chimico-fisiche, meccaniche e mineralogiche.

Le attività in sito possono consistere di rilievi sonici per la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione e/o di misure sclerometriche. Entrambi i tipi di rilievi forniscono indici numerici correlabili con le proprietà elastiche e di resistenza meccanica del materiale.

Le attività di laboratorio consentono di eseguire numerose determinazioni quali ad esempio la massa volumica, la porosità, la resistenza a compressione monoassiale, il modulo di elasticità e la composizione.

4.5.2 LE DIGHE DI MATERIALE SCIOLTO

Per il riconoscimento e la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione e dei diversi materiali da costruzione che costituiscono il rilevato di sbarramento sono necessarie indagini di laboratorio ed indagini in sito.

Mediante le indagini di laboratorio, da eseguire su campioni rappresentativi prelevati nell'area di imposta, in corrispondenza delle cave di prestito e nel corpo del rilevato è possibile, infatti, determinare sia le caratteristiche mineralogiche e le proprietà indici dei diversi tipi di terreno e materiali da costruzione sia le caratteristiche meccaniche dei terreni e dei materiali con granulometria medio-fina.

Per la caratterizzazione meccanica dei materiali con granulometria medio-grossa è necessario, invece, eseguire indagini in sito ed integrare i risultati di tali indagini con i dati che si acquisiscono mediante i controlli sui rilevati sperimentali e sull'opera, durante la costruzione, ed inoltre con i dati, riportati nella letteratura, che sono stati desunti dall'analisi del comportamento di dighe di terra già realizzate.

È opportuno precisare che la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali del rilevato e dei terreni di

imposta non può essere completata, nella generalità dei casi, nell'ambito di un'unica campagna di indagini. Ad esempio le sperimentazioni di laboratorio sui campioni di terreno prelevati in corrispondenza delle cave di prestito, indispensabili per orientare la progettazione e la scelta delle modalità di posa in opera dei materiali da costruzione, consentono soltanto di caratterizzare i terreni nella loro sede originaria di formazione e le miscele di tali terreni. Di conseguenza queste indagini devono essere estese con una sperimentazione sui campioni prelevati nel corpo diga, in modo da consentire la verifica delle soluzioni progettuali e la caratterizzazione dei materiali di cui risulta costituito, in definitiva, il rilevato di sbarramento. Al riguardo si deve osservare che, in considerazione del comportamento non lineare dei terreni, le modalità di esecuzione delle prove di laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali del rilevato devono essere definite sulla base dei risultati di analisi statiche, finalizzate alla determinazione della distribuzione degli sforzi nel corpo diga con riferimento alle diverse condizioni di carico che possono prospettarsi durante la vita dell'opera nell'istante precedente l'insorgenza delle scosse sismiche. In tal modo è possibile modellare in laboratorio la risposta meccanica dei materiali con granulometria medio-fina allorché sono sottoposti alle sollecitazioni che derivano dalla sovrapposizione dei carichi dinamici a quelli statici, relativi alla condizione preesistente il terremoto.

Mediante le prove in sito è possibile pervenire anche alla caratterizzazione dinamica dei materiali con granulometria medio-grossa, sebbene, tuttavia, con riferimento ai bassi livelli di deformazione, minori di quelli indotti dalle azioni sismiche. Per una stima del decadimento delle proprietà meccaniche di tali materiali all'aumentare dell'entità delle deformazioni è necessario, invece, fare riferimento ai dati riportati nella letteratura, ricavati da analisi a ritroso sulla base dell'osservazione del comportamento di altre dighe di terra.

METODI DI INDAGINE	PARAMETRI DETERMINABILI
Prove di vibrazione forzata	Frequenze proprie f ($\diamond E_{din\ cls}$) forme modali e smorzamenti β
Tomografie soniche sulla struttura	Velocità soniche V_s ($\diamond E_{din\ cls}$)
Carotaggi nel calcestruzzo (prove su campioni in laboratorio)	Resistenza a compressione R_c , densità ρ_{cls} , modulo di Poisson ν_{cls} , modulo di elasticità statico $E_{st\ cls}$ e dinamico $E_{din\ cls}$
Carotaggi nella roccia (prove su campioni in laboratorio)	Resistenza R_r , densità ρ_r , angolo di attrito interno φ_r e coesione C_r , modulo di Poisson ν_r , modulo di elasticità statico $E_{st\ r}$ e dinamico $E_{din\ r}$
Sondaggi	Profilo geotecnico
Rilievi strutturali dell'ammasso roccioso	Geometria dei giunti e delle discontinuità
Prove geomeccaniche in sito	Parametri globali dell'ammasso roccioso: resistenza, densità, parametri di attrito e coesione interni e modulo di Poisson

Tabella 4.5.A

4.5.3 LE PROVE DINAMICHE IN SITO

Attraverso una campagna di prove su una determinata diga si ottiene il “profilo dinamico” che consiste in:

- funzioni di trasferimento
- frequenze proprie
- forme modali
- coefficienti di smorzamento.

Il “profilo dinamico” si riferisce ad uno stato particolare dell’opera (un dato livello di invaso, una assegnata distribuzione di temperatura, ecc.), nel senso che le quantità sopra citate variano se varia que-

sto stato. Questi dati permettono anche un'affidabile calibrazione del modello analitico. I risultati forniti dalle prove definiscono una situazione di riferimento non solo globale (modello modale sperimentale), ma anche puntuale (funzioni di trasferimento), con la quale potranno essere interpretate tutte le misure effettuate in tempi successivi sulla diga (ripetizione delle prove, registrazioni sismiche).

Un'altra importante applicazione dei risultati sperimentali riguarda la diagnostica strutturale, che si pone l'obiettivo dell'individuazione delle anomalie strutturali attraverso i metodi di identificazione in via di sviluppo.

Il tempo occorrente per l'esecuzione di una tipica campagna di prove è di 1-2 settimane, mentre il tempo complessivo comprendente tutte le fasi dell'attività è di 2-3 mesi.

4.6 LE OPERE ACCESSORIE

Il livello di affidabilità delle opere accessorie presenti negli impianti italiani è sensibilmente variabile a causa di differenti condizioni di progetto, esecuzione e conservazione; in campo sismico ciò risulta ancora più evidente.

Quanto segue è volto ad individuare alcuni aspetti di carattere generale che, tenuto conto delle esperienze esistenti in materia, possano costituire la base per la scelta degli organi più idonei o per evidenziare criteri migliorativi della sicurezza.

Per le apparecchiature elettromeccaniche esistenti, è importante rilevare come eventuali revisioni o adeguamenti atti ad aumentarne la affidabilità potrebbero, in molti casi, avere costi decisamente accettabili, essendo minimi gli interventi da eseguire sulle parti fisse.

OPERE DI SUPERFICIE

Un evento sismico potrebbe indurre variazioni sull'assetto delle pile di sostegno/contenimento delle paratoie. Una piccola rotazione di una pila rispetto all'asse verticale può generare spostamenti non trascurabili alla sommità e compromettere la manovrabilità del diaframma.

COMPORTAMENTO DEI VARI TIPI DI PARATOIE

I vari tipi di paratoie hanno un diverso comportamento nei confronti delle avarie definite al Cap. 2.3.

	Tipo di avaria		
	(a) impedimento manovra	(b) apertura incontrollata	(b) chiusura incontrollata
Paratoie a ventola	no (1)	si	no
Paratoie a settore (3)	no (2)	no	si
Paratoie a ruote	si	no	si
Paratoie a strisciamento	si	no	no
Paratoie gonfiabili	no	si	no

Tabella 4.6.A

Note:

- (1) Il diaframma deve essere attrezzato con un sistema portatenute laterale deformabile. Allo stato attuale della tecnica sono stati realizzati sistemi che permettono spostamenti delle superfici di tenuta dell'entità di circa 50 mm senza compromettere la manovrabilità del diaframma. Spostamenti superiori possono comunque essere ipotizzati. I meccanismi di manovra dovranno disporre di forza sufficiente a deformare il sistema portatenute.
- (2) Per le tenute laterali vale quanto detto nella nota (1). I perni di rotazione debbono disporre di sistemi di tipo autoallineante (boccole, cuscinetti sferici) per poter garantire la rotazione anche a seguito di un disallineamento dei perni.
- (3) Esistono paratoie a settore con contrappeso integrale sulle gambe che permette l'operazione di apertura in mancanza di energia. Il comportamento di queste paratoie è identico a quello delle paratoie a ventola.

OPERE DI PRESA

In generale le opere di presa si trovano nel corpo della diga. Pertanto, a seguito di azioni sismiche, è possibile ipotizzare l'insorgenza di modeste fessurazioni nell'opera civile.

Queste fessurazioni possono impedire il funzionamento delle apparecchiature di intercettazione. Se, ad esempio, ne vengono interessate le intelaiature di contenimento e guida delle paratoie, la loro deformazione può portare al bloccaggio del diaframma.

È necessario prendere le seguenti precauzioni:

- a) Rinforzare l'intelaiatura mediante un rivestimento completo del gargame.
- b) Sovradimensionare l'armatura del calcestruzzo nella zona circostante.
- c) Collegare correttamente l'intelaiatura con l'armatura prima di eseguire il secondo getto di tamponamento.

I tipi di organi di intercettazione maggiormente utilizzati nelle prese sono:

- paratoie a ruote
- paratoie a rulli

Nella progettazione di queste opere è necessario tenere nel dovuto conto le forze trasversali dovute all'azione del sisma, che il diaframma scarica sull'intelaiatura.

Per opere di minori dimensioni, spesso vengono utilizzate valvole, in particolare a farfalla.

Le funzioni degli organi di intercettazione sono:

- a) Apertura/chiusura a carico equilibrato per l'esercizio e la manutenzione dell'impianto a valle.
- b) Chiusura d'emergenza in caso di avaria grave alle opere a valle. Nel caso di un evento sismico la funzione (b) assume grande importanza. Questa funzione deve essere assolutamente affidabile. In caso di avaria i sistemi di sicurezza che sorvegliano le apparecchiature poste a valle devono intervenire sul comando della chiusura di emergenza.

APPARECCHIATURE AUSILIARIE

Per il corretto funzionamento o per la manutenzione dell'opera di presa, sono comunemente presenti altri tipi di apparecchiature elettromeccaniche, quali: griglie, sgrigliatori, panconature, carriponte.

Le griglie, progettate tenendo conto degli effetti fluidodinamici che nascono durante il loro normale funzionamento, non risentono sensibilmente delle azioni sismiche; particolare attenzione sarà rivolta agli ancoraggi nell'opera civile.

Le panconature presentano problematiche analoghe alle paratoie, seppure spesso di ridotta entità; è infatti consigliabile limitare comunque il numero di luci panconate contemporaneamente per mantenere una certa operatività degli scarichi in caso di evento sismico.

Nella progettazione di sgrigliatori e carriponte, si dovrà tenere conto di dispositivi che impediscano spostamenti o ribaltamenti pericolosi per gli operatori o per altre apparecchiature vicine.

SCARICHI DI MEZZOFONDO E DI FONDO

Il comportamento di queste opere, a seguito di un'azione sismica, è simile a quello descritto per l'opera di presa; pertanto le precauzioni da prendere sono le medesime.

TIPI DI ORGANI UTILIZZATI IN QUESTE OPERE

Ogni opera è attrezzata con due organi di intercettazione, uno di guardia ed uno di regolazione.

Le tipologie più comuni sono:

- a) Due paratoie a strisciamento sistemate nella stessa camera.
- b) Una paratoia a strisciamento/ruote ed una a settore.
- c) Una valvola a farfalla ed una valvola di scarico a cono fisso.

Questa soluzione viene utilizzata frequentemente negli scarichi di mezzofondo.

Queste apparecchiature, se progettate con le precauzioni sopra descritte, possono essere considerate affidabili.

Le valvole a farfalla saranno dotate di contrappeso per favorire la manovra in emergenza.

CONDOTTE FORZATE

Le condotte sono apparecchiature progettate per reggere carichi verticali (peso proprio) e pressione interna.

L'azione sismica introduce in questo sistema forze orizzontali e verticali che vanno considerate nella progettazione della condotta, dei sistemi di appoggio e dei plinti di sostegno.

La condotta deve inoltre essere dimensionata per resistere alle onde di pressione originate dal terremoto, che possono essere valutate come indicato al cap. 2.3.

Qualora, lungo il percorso di una condotta, siano previste zone in cui le fondazioni siano soggette a spostamenti differenziali, è necessaria la presenza di giunti di dilatazione e articolazioni.

Se il diametro della condotta è modesto e le deformazioni previste sono limitate, la stessa flessibilità della condotta e l'adozione di vincoli opportuni potranno essere sufficienti a impedirne la rottura.

CONTROLLO DELL'INTEGRITÀ DELLA CONDOTTA

In zona sismica l'integrità della condotta deve essere tenuta costantemente sotto controllo.

Il sistema di controllo interviene comandando la chiusura d'emergenza della paratoia/valvola di presa.

Questa azione può essere svolta da un sistema composto da due misuratori di portata, uno posto all'inizio della condotta ed uno alla fine. Un sistema elettronico confronta i valori, ed interviene quando questi non coincidono.

La lettura sarà di tipo continuo e l'intervento dovrà essere ritardato divenendo esecutivo solo se permane l'anomalia per un periodo ben definito. Ciò allo scopo di evitare interventi intempestivi durante i transitori.

Un prototipo di sistema automatico di protezione è in corso di realizzazione presso i centri CRIS e CRA della Direzione Studi e ricerche dell'ENEL S.p.A. Il sistema è costituito da un insieme di trasduttori di pressione posti lungo la condotta forzata e da un modello matematico idrodinamico in grado di simulare la propagazione delle perturbazioni di pressione lungo la condotta stessa.

Il modello matematico legge i valori di pressione sui due trasduttori

di estremità; a partire da tali valori il modello aggiorna i valori delle pressioni all'interno della condotta, cosicché in corrispondenza di un generico trasduttore si hanno i valori misurato e calcolato della pressione.

Se si verifica una fuga d'acqua, questa viene avvertita tempestivamente dai trasduttori di pressione più vicini, mentre il modello può accorgersene solo dopo che la perturbazione ha raggiunto l'estremità della condotta più vicina, si è riflessa ed è ritornata nuovamente nel punto della fuga. Pertanto uno scostamento tra il valore di pressione misurato e quello calcolato in un qualsiasi trasduttore, superiore ad una soglia opportuna legata all'approssimazione del modello e agli errori di misura, viene interpretato come segnale di una fuga in atto.

Il sistema in corso di sperimentazione è valido ad individuare fughe anche inferiori all'1%, in condizioni di funzionamento a regime, per qualsiasi valore di portata; in caso invece di fughe durante transitori bruschi, come ad esempio quelli di apertura del by-pass, la sensibilità del sistema è in corso di definizione.

Altri dispositivi più semplici, come palmole e manometri differenziali, provocano la chiusura quando la portata supera di una certa entità il valore nominale.

Pur essendo sistemi meno sensibili del precedente, hanno il vantaggio di funzionare anche se in totale assenza di energia elettrica. Possono essere utilizzati anche strumenti per rilevazioni indirette, quali accelerometri o estensimetri, impiegati singolarmente o in associazione fra tipi diversi.

SISTEMI DI MANOVRA

I sistemi di manovra utilizzati per azionare i vari tipi di paratoie sono:

- a) Sistemi elettromeccanici con argani a funi o a catene, o con martinetti a vite.
- b) Sistemi elettroidraulici con martinetti e centrale oleodinamica.

Per opere importanti, i sistemi elettroidraulici sono da preferire. Questi sistemi sono poco sensibili alle azioni sismiche, pertanto sono generalmente affidabili.

Per la manovra delle paratoie a ventola in zona sismica, il sistema elettroidraulico è soprattutto da preferirsi in sostituzione dei vecchi sistemi a contrappeso; in questi, infatti, le azioni orizzontali potrebbero provocare la fuoriuscita dalla sede delle articolazioni, con conseguente impedimento delle manovre.

SISTEMI DI ALIMENTAZIONE

- ENERGIA PRINCIPALE

Normalmente l'energia elettrica di alimentazione viene fornita dalla rete locale di distribuzione. A seguito di un evento sismico la rete di distribuzione può subire danni. Pertanto questa fonte non può essere considerata sicura, e deve essere affiancata da fonti di riserva.

- ENERGIA DI RISERVA (SECONDA FONTE)

Al fine di garantire la funzionalità dei sistemi di manovra è necessario poter disporre di almeno due fonti alternative di energia, indipendenti fra loro ed indipendenti dalla fonte principale. L'energia può essere generata mediante uno dei seguenti sistemi:

- a) Gruppo elettrogeno azionato da un motore endotermico con avviamento automatico.
- b) Gruppo motopompa con motore endotermico.
- c) Gruppo turbopompa comprendente una turbina idraulica, alimentata con l'acqua del serbatoio.
- d) Batteria di accumulatori oleopneumatici in grado di garantire un certo numero di manovre.

I sistemi indicati sono tutti compatibili con gli impianti di manovra elettroidraulici. Per gli impianti di manovra elettromeccanici solo il sistema (a) è compatibile.

I sistemi di riserva debbono prevedere la possibilità di essere attivati anche dai quadri di controllo a distanza.

- ENERGIA DI RISERVA (TERZA FONTE)

In tutti i sistemi di manovra si deve prevedere la possibilità del-

l'intervento manuale diretto. Pertanto, gli argani e i martinetti a vite saranno dotati di manovella. Le centrali oleodinamiche saranno dotate di pompe a braccia.

IMPIANTI DI DISTRIBUZIONE ENERGIA

- IMPIANTO ELETTRICO.

La linea elettrica di alimentazione proveniente dalla cabina di trasformazione allacciata alla rete di distribuzione deve essere alloggiata preferibilmente entro tubazioni interrato od in canalette, sull'opera di cemento, al fine di ridurre la possibilità di interruzione. È necessario prevedere che il cavo elettrico possa assorbire gli eventuali allungamenti dovuti agli spostamenti differenziali delle strutture e del terreno.

Le fonti di energia di riserva dovranno essere alloggiare in prossimità degli utilizzatori per ridurre al minimo la lunghezza dei cavi di alimentazione.

- IMPIANTO OLEODINAMICO

Le tubazioni di collegamento tra la fonte di energia (centrale oleodinamica) e gli utilizzatori debbono essere realizzate in acciaio inossidabile e fissate con staffe di materiale plastico per consentire un eventuale assestamento.

Nell'attraversamento dei giunti di dilatazione delle opere civili è necessario prevedere sistemi di collegamento flessibili.

I collegamenti dei vari tratti di tubazione debbono essere realizzate con flange saldate; solo in prossimità degli utilizzatori e per brevi tratti potranno essere realizzate con raccorderia ad anello tagliente. In zona sismica è bene ridurre al minimo le lunghezze delle tubazioni, quindi occorre prevedere fonti di energia in prossimità di ogni opera.

COMANDI E SEGNALAZIONI

Al fine di facilitare l'operatività dei sistemi di manovra è necessario prevedere punti di comando delle varie apparecchiature facilmente accessibili ed in zone sicure. Le manovre delle varie utenze

saranno realizzate da:

- quadri locali alloggiati in cabine a livello terreno.
- quadro centralizzato in casa di guardia.
- eventuale telecomando a distanza.

Tutte le indicazioni di posizione, stato ed avaria debbono essere riportate in tutti i quadri di comando. Per assicurare il monitoraggio continuo della situazione e la possibilità di manovre in assenza totale di energia elettrica, mediante fonti di energia di emergenza, i circuiti elettrici di comando e segnalazione debbono essere alimentati da batterie con carica batteria in tampone.

I circuiti di sicurezza che comandano la chiusura automatica degli organi di intercettazione devono essere del tipo a mancanza di tensione.

5. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

Il regolamento sismico italiano in vigore, che certamente risente del periodo (1959 con una revisione nel 1982) in cui venne formulato, impone criteri di verifica probabilmente troppo conservativi e comunque non più in linea con i progressi delle conoscenze nel comportamento sismico delle opere e con le più moderne capacità di calcolo.

D'altra parte le dighe sono opere eccezionali per importanza economica e sociale e sono dunque necessari un'attenzione del tutto particolare ai problemi della loro sicurezza e della loro funzionalità e lo svolgimento di indagini e verifiche in generale più approfondite che per le costruzioni ordinarie.

Appare dunque lecito richiedere che la verifica sismica di una diga venga condotta non soltanto, come ovvio, secondo quanto richiesto dal regolamento sismico (in attesa che venga "aggiornato"), ma anche adottando i criteri suggeriti dallo stato dell'arte e dalle procedure di analisi più recenti; gli oneri derivanti dalla complessità delle analisi appaiono alla luce delle considerazioni precedenti del tutto giustificati.

Naturalmente, a seconda dell'importanza dell'opera e soprattutto del rischio sismico ad essa associato, si dovrebbero graduare lo sforzo e il grado di approfondimento delle verifiche, premiando in ogni caso un approccio ingegneristico al problema.

Sulla base delle considerazioni svolte nei paragrafi precedenti si raccomanda dunque che la verifica venga condotta considerando i punti seguenti.

A) VALUTAZIONE DEL "RISCHIO SISMICO"

Il rischio sismico connesso con l'impianto dovrebbe essere espresso attraverso un "indice di rischio sismico" che tenga conto dei vari fattori illustrati al paragrafo 2.2.5:

- scuotibilità del sito (valore dell'accelerazione di picco, vicinanza a zone sismogenetiche)

- rischio potenziale a valle, dipendente dalle caratteristiche strutturali, dalle possibili perdite di vite umane, dalle perdite economiche e dall'impatto socio-economico e ambientale.

Per quanto riguarda le modalità di valutazione di tali fattori e di determinazione attraverso essi dell'indice di rischio, sembra adeguata la proposta contenuta nel bollettino ICOLD n. 72: “*Guidelines for selecting seismic parameters for large dams*”.

L'indice di rischio dovrebbe essere utilizzato per stabilire il grado di approfondimento richiesto nella determinazione del terremoto di progetto e nelle verifiche sismiche.

B) DETERMINAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

Si dovranno individuare due livelli di sisma: l'OBE (sisma di esercizio) e l'MDE (sisma massimo di progetto) rispetto ai quali effettuare le verifiche secondo quanto esposto nei capitoli precedenti.

Per strutture che presentano un indice di rischio basso, il terremoto di esercizio (OBE) potrebbe essere direttamente fornito dal regolamento sostituendo l'attuale classificazione dei comuni sismici con carte sismiche del territorio nazionale aggiornate (di fonte GNDT).

Per impianti ad elevato rischio dovrebbe essere imposta una valutazione specifica del terremoto al sito (OBE e MDE) attraverso indagini della sismicità storica e studi di sismotettonica secondo lo stato dell'arte.

C) VERIFICHE NUMERICHE E CRITERI DI ACCETTABILITÀ

In funzione dell'indice di rischio sismico dovranno essere svolte l'una o l'altra (o entrambe) le verifiche sotto indicate:

- verifica al terremoto di esercizio (OBE), adottando il criterio di confronto fra lo stato di sforzo calcolato in campo elastico e le tensioni ammissibili per le dighe murarie e il criterio di verifica del coefficiente di sicurezza minimo per le dighe di materiali sciolti. Per le dighe murarie, la definizione di tensioni ammissibili dovrà tener conto della effettiva resistenza dei materiali sia a compressione che a trazione.

- verifica al terremoto di progetto MDE, attraverso la quale si dovrà dimostrare la capacità della diga di controllare l'invaso anche in presenza di eventuali danni.

In particolare per impianti a basso rischio sismico potrà essere effettuata la sola verifica con OBE adottando metodi semplificati (metodo statico equivalente, metodo pseudodinamico, modelli bidimensionali); per impianti ad elevato rischio dovrà essere imposta la verifica sia rispetto all'OBE che all'MDE con l'impiego dei metodi di calcolo suggeriti dallo stato dell'arte.

Nel caso che la verifica riguardi una diga esistente potrà essere accettato che la verifica effettuata con OBE porti localmente al superamento delle tensioni limite ammissibili, purché venga effettuata con successo la verifica a fronte del MDE.

In queste analisi dovranno essere utilizzati modelli di calcolo adeguati, adottando i valori effettivi delle caratteristiche fisico-mecchaniche dei materiali ed introducendo tutte le particolarità strutturali (inclusi eventuali lesioni o cedimenti) significative.

A tale proposito sarà necessario eseguire indagini appropriate per la caratterizzazione dei materiali e per un completo riconoscimento dello stato dell'opera nel suo insieme.

Da ultimo occorre sottolineare l'importanza che per dighe in zona sismica sia adottato in ogni caso il livello di sorveglianza minimo consistente nella misura del terremoto alla base della diga nella sezione massima.

Il sistema di sorveglianza dovrà però essere adeguatamente ampliato se l'indice di rischio connesso con la diga è elevato: in questo caso esso includerà la misura del sisma anche in corrispondenza delle sponde e della risposta della diga nei punti più significativi (almeno in cresta in corrispondenza della sezione massima).

Qualora infine esista la possibilità del verificarsi di fenomeni di sismicità indotta, dovrà essere prevista la sorveglianza microsismica del serbatoio.

È evidente che la verifica sismica condotta secondo i criteri esposti risulta per molti aspetti più complessa e quindi costosa di quanto imponga la semplice applicazione del regolamento, in particolare per

la necessità di una più approfondita analisi della sismicità, lo studio del “rischio” connesso con la diga e l’adozione di metodi di analisi più sofisticati.

La maggior complessità e i maggiori oneri sono comunque ampiamente giustificati in termini di maggior sicurezza e garanzia di funzionalità di opere destinate a fornire servizi essenziali per la società.

6. RIFERIMENTI

[1] J.D.Stevenson, “*Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels*”, Nuclear Engineering and Design, Vol. 60, (1980), pp.211-237

[2] U.S. Atomic Energy Commission, Regulatory Guide 1.61, “*Damping values for seismic design of nuclear power plants*”, October 1973

[3] Newmark N.M., Rosenblueth E., “*Fundamentals of earthquake engineering*”, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1971

[4] Raphael J.M., “*The nature of mass concrete in dams*”, University of California, Berkeley

[5] Fenves G., Chopra A.K., “*Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams: separate hydrodynamic and foundation interaction effects*”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No.6, Giugno 1985

[6] Fenves G., Chopra A.K., “*Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams: combined hydrodynamic and foundation interaction effects*”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No.6, Giugno 1985

[7] Roesset J.M., Whitman R.V., “*Modal analysis for structures with foundation interaction*”, ASCE Journal of the Structural Division, Vol.99, No.ST3.March 1973

[8] Duron Z.H. and Hall J.F., “*Experimental and finite element studies of the forces vibration response of Morrow Point Dam*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.16;1988

[9] Fenves G., Chopra A.K., “*Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams*”, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-85/10, Giugno 1986

[10] U.S. BUREAU OF RECLAMATION, Engineering Monograph No. 19, “*Design Criteria for concrete arch and gravity dams*”, Febbraio 1977

[11] CEB-FIP MODEL CODE 1990

[12] A.K. Chopra, L. Zhang, "*Base sliding response of concrete gravity dams to earthquake*", Earthquake Engineering Research center, Report No. UCB/EERC-91/05, Maggio 1991

[13] Training Aids for Dam Safety (TADS), "*Evaluation of concrete dam stability*", U.S.Government Printing Office, Denver Colorado, 1990

[14] Fok K., A.K.Chopra, "*Earthquake analysis and response of concrete arch dams*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-85/07, July 1985

[15] R.W.Clough, K.T.Chang, H.Q.Chen, Y.Ghanaat, "*Dynamic interaction effects in arch dams*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-85/11, Ottobre 1985

[16] R.W.Clough, Y.Ghanaat, X.F.Qiu, "*Dynamic reservoir interaction with Monticello dam*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-87/21, Dicembre 1987

[17] R.W.Clough, K.T.Chang, H.Q.Chen, R.M.Stephen, Y.Ghanaat, J.H.Qi, "*Dinamic response behavior of Quan Shui Dam*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-84/20, Novembre 1984

[18] G.L.Fenves, S.Mojtahedi, R.B.Reimer, "*Parameter study of joint opening effects on earthquake response of arch dams*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-92/05, Aprile 92

[19] G.L.Fenves, S.Mojtahedi, R.B.Reimer, "*ADAP-88 - A computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-89/12, Novembre 1989

[20] J.S-H. Kuo, "*Joint opening nonlinear mechanism: interface smeared crack model*", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-82/10, Agosto 1982

[21] H.M. Westergaard, "*Water pressures on dams during earthquakes*", Trans. ASCE, vol. 98, 1933

[22] O.C. Zienkiewicz, "Hydrodynamic pressures due to earthquakes", Water Power, sept. 1964

[23] S. Okamoto, "Introduction to earthquake engineering", University of Tokio Press, 1973

[24] *First Benchmark Workshop on "Numerical Analysis of Dams"*, organized by the Committee on Computational Aspects of Dams Analysis and Design of ICOLD, Bergamo - Italy, May 28-29, 1991

[25] *Second Benchmark Workshop on "Numerical Analysis of Dams"*, organized by the Committee on Computational Aspects of Dams Analysis and Design of ICOLD, Bergamo - Italy, July 16-17, 1992

[26] Newmark, N.M., "Effects of earthquake on dams and embankments", Geotechnique, 15(2), 1965

[27] Seed, H.B., "Considerations on the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", Geotechnique, 29(3), 1979

[28] Sherard, J.L., "Earthquake considerations in earth dam design", Journ. of Soil Mech. Div., ASCE, 93(SM4), 1967

[29] ICOLD, "Earthquake analysis procedures for dams - state of the art", Bulletin 52, 1986

[30] Gazetas, G., "Seismic response of earth dams: some recent developments", Journ. of Soil Dyn. and Earthq. Eng., 6(1), 1987

[31] Sarma, S.K., "Seismic stability of earth dams and embankments", Geotechnique, 25(4), 1975

[32] Makdisi, F.I. and Seed, H.B., "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations", Journ. of Geot. Eng. Div., ASCE, 104(GT7), 1978

[33] ICOLD, "A review of earthquake resistant design of dams", Bulletin 27, 1974

[34] ICOLD, "The assessment of seismicity for the design of dams with recommendations for the observation of dam and reservoir sites", Bulletin 46, 1982

[35] ICOLD, “*Inspection of dams following earthquake -Guidelines*”, Bulletin 62, 1988

[36] ICOLD, “*Guidelines for selecting seismic parameters for large dams*”, Bulletin 72, 1989

[37] USCOLD: “*Strong motion Instruments at dams: Guidelines for their selection, Installation, Operation and Maintenance*” (1989)

[38] ACRES: “*Safety assessment for existing dams for earthquake conditions*” (1990)

[39] B.C. HYDRO: “*Guidelines for selecting and applying seismic criteria for dams*” (1985)

[40] U. S. Bureau of Reclamation, Engineering monograph No. 19 “*Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams*”, February 1977

[41] U. S. Bureau of Reclamation, “*Design of gravity dams*”, 1977

[42] S.Superbo, P. Devin, G.Ruggeri, M.Fanelli, A.Zaninetti: “*Techniques used in assessing the conditions and physical-mechanical properties of materials in old dams - acquired experience and current research*”. Technical Symposium on Maintenance of older dams, Chanberry (France) 1993.

[43] Mucciarelli M. et al., “*Refining Nakamura’s technique: processing techniques and innovatives instrumentations*”, in press on XXV E.S.C. Assembly, 1996.

[44] USCOLD, “*Guidelines for earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams*”, 1990.

[45] Seed H.B., Martin G.R., “*The seismic coefficient in earth dam design*”, Journal of soil mechanics Foundation Division, ASCE, n. SM3, 4824, May 1966.

ELENCO DELLE SIGLE E DELLE ABBREVIAZIONI

ACRES:	<i>Acras International Limited</i>
GNDT:	Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti
ICOLD:	<i>International Committee On Large Dams</i>
ING:	Istituto Nazionale di Geofisica
ITCOLD:	<i>Italian National Committee On Large Dams</i>
MCE:	<i>Maximum Credible Earthquake</i>
MCS:	Scala Mercalli-Cancani-Sieberg dell'intensità sismica
MDE:	<i>Maximum Design Earthquake</i>
MM:	Scala Mercalli modificata dell'intensità sismica
OBE:	<i>Operating Basis Earthquake</i>
PGA:	<i>Peak Ground Acceleration</i>
RIE:	<i>Reservoir Induced Earthquake</i>
SPT:	<i>Standard Penetration Test</i>
USCOLD:	<i>United States National Committee On Large Dams</i>

