

2.10 Dighe e terremoti: il caso del sisma Aquilano

C.G. Lai¹, M. Corigliano¹, M. Agosti¹ ■

2.10.1 Introduzione

Nell'area colpita dall'evento sismico del 6 Aprile 2009 e dalle successive repliche è situato il bacino di Campotosto il quale è chiuso da 3 sbarramenti artificiali per lo sfruttamento idroelettrico dell'invaso. Essi sono la diga in terra e pietrame di Poggio Cancelli e le dighe a gravità ordinaria in calcestruzzo di Rio Fucino e di Sella Pedicate a cui si aggiunge la diga ad arco Providenza situata alla confluenza del torrente Chiarino con il fiume Vomano.

La risposta sismica delle dighe interessate dagli eventi sismici dell'Aquilano è risultata soddisfacente in quanto nessuno degli sbarramenti o delle opere accessorie ubicate nell'area colpita dal terremoto ha subito danneggiamenti a causa dello scuotimento.

Tuttavia, il bacino di Campotosto è situato in corrispondenza della "faglia di Campotosto"

nota anche come "faglia dei Monti della Laga" (Galadini e Galli, 2003). Seppur a questa faglia non è associata una sismicità storica rilevante, non è possibile escludere a priori una sua potenziale attivazione. Nel più improbabile degli scenari ipotizzabili, la dislocazione tettonica generata dalla faglia di Campotosto potrebbe intercettare in superficie il corpo della diga di Rio Fucino.

Il capitolo descrive una sintesi delle analisi numeriche bi- e tri-dimensionali che sono state svolte per lo studio dell'interazione tra la dislocazione della faglia di Campotosto e la diga Rio Fucino nel periodo immediatamente successivo all'evento sismico. La descrizione del caso studio è preceduta da un succinto stato dell'arte sulla complessa problematica dell'interazione delle opere di sbarramento con rotture di faglie in superficie osservate in recenti terremoti.

2.10.2 Il sistema di dighe nell'Aquilano

Il patrimonio delle dighe italiane conta più di 500 opere di sbarramento di diversa tipologia (a gravità, a volta, sostenute da contrafforti, ecc) e di diverso materiale (in terra, in calcestruzzo, in muratura, miste) di cui più di 300 sono attualmente in esercizio. Di queste molte sono situate in zone del territorio nazionale caratterizzate da media o elevata sismicità. Storicamente le dighe sono strutture note avere una risposta generalmente soddisfacente alle azioni sismiche. Tuttavia, trattandosi di opere strategiche, è comunque necessario adottare precauzioni superiori rispetto alle costruzioni ordinarie, in quanto il collasso di una diga può avere conseguenze catastrofiche. Anche la presenza di danni rilevanti pur senza il collasso può determinare la messa fuori esercizio dell'opera di sbarramento con pesanti ricadute economiche che superano i costi di ripristino della funzionalità della diga. Il recente terremoto del 6 Aprile 2009 nell'area Aquilana con le successive repliche ha colpito una zona in cui sono presenti numerose opere di sbarramento. Gli sbarramenti più prossimi all'area in cui si è manifestato lo sciame sismico sono ubicati tra i 20 e i 35 km in direzione Nord-Est rispetto

all'epicentro della scossa principale del 6 Aprile 2009 (vedi Fig. 1). Altre dighe sono ubicate a distanze maggiori, tra i 40 e i 70 km, in direzione Ovest e Sud-Est dunque relativamente lontane e in direzione opposta a quella di una possibile evoluzione dell'attività sismica evidenziata dalle repliche dell'evento principale. La Tabella 1 riporta l'elenco delle principali dighe ubicate nell'Aquilano.

Fig. 1
Sciame sismico associato al terremoto del 6 Aprile 2009 e ubicazione delle opere di sbarramento nell'area Aquilana.

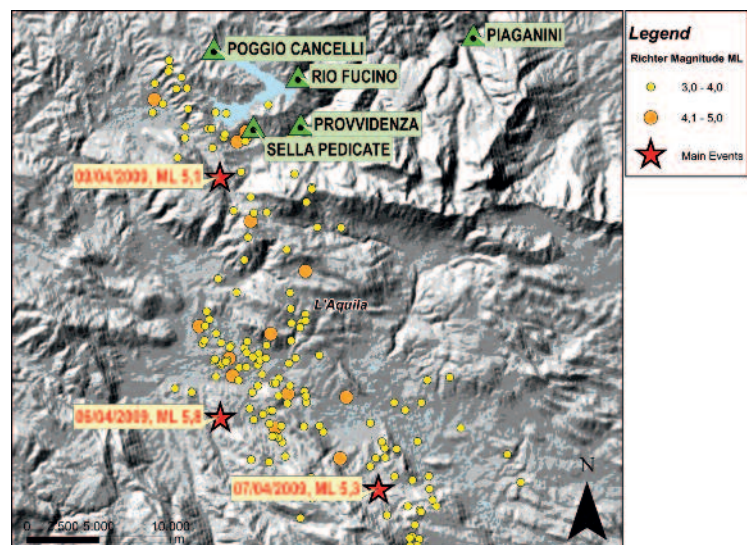


Tabella 1 - Dighe ubicate in prossimità dello sciame sismico associato al terremoto del 6 Aprile 2009 dell'Aquilano (fonte Registro Italiano Dighe, sito web: <http://www.registroytalianodighe.it/>)

Nome diga	Regione	Prov.	Condizione	Fiume	Uso	Tipologia	Altezza L.584/94 (m)	Volume L.584/94 (mil. mc)	Quota max regolazione (m. s.l.m.)
Dighe ubicate a Nord-Est dello sciame sismico									
Piaganini	Abruzzo	TE	esercizio normale	Vomano	idroelettrico	arco gravità	43,5	1,4	397
Poggio Cancelli	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Rio Castellano	idroelettrico	terra e/o pietrame con nucleo verticale	27,3		
Provvidenza	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Vomano	idroelettrico	arco semplice	46,2	2,4	1060
Rio Fucino	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Fucino	idroelettrico	gravità ordinaria in calcestruzzo	36,7	218	1317,5
Scandarello	Lazio	RI	esercizio normale	Scandarello	idroelettrico	gravità ordinaria in calcestruzzo	44	12,5	868,3
Sella Pedicate	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Vallone S. Giov.	idroelettrico	gravità ordinaria in calcestruzzo	20,75		
Dighe ubicate ad Ovest dello sciame sismico									
Salto	Lazio	RI	esercizio normale	Salto	idroelettrico	gravità ordinaria in calcestruzzo	93	268,55	540,5
Turano	Lazio	RI	esercizio normale	Turano	idroelettrico	gravità ordinaria in calcestruzzo	73	163	540
Dighe ubicate a Sud-Est dello sciame sismico									
Alanno	Abruzzo	PE	esercizio normale	Pescara	idroelettrico	terra con manto	16,45	0,57	124
Barrea	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Sangro	idroelettrico	cupola	33,6	24,3	973
Bomba	Abruzzo	CH	esercizio normale	Sangro	idroelettrico	terra e/o pietrame con nucleo inclinato	57,5	83,3	255
Casoli	Abruzzo	CH	invaso limitato	Aventino	idroelettrico	gravità a speroni pieni	47	21	255
Montagna Spaccata 1	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Rio Torto	idroelettrico	cupola	71	9,05	1068
Montagna Spaccata 2	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Rio Torto	idroelettrico	gravità a speroni pieni	14,4		
Montagna Spaccata 3	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Rio Torto	idroelettrico	pietrame con manto	16,45		
Penne	Abruzzo	PE	invaso limitato	Tavo	irriguo	terra e/o pietrame con nucleo verticale	35,7	9,2	256
San Domenico Al Sagittario	Abruzzo	AQ	esercizio normale	Sagittario	idroelettrico	volte sostenute da contrafforti	28,9	1,16	806,5

Il bacino di Campotosto, situato a 20 chilometri a Nord della città de L'Aquila, è prossimo alla zone in cui si sono concentrati gli epicentri associati alle repliche dell'evento sismico del 6 Aprile 2009. In questo bacino sono presenti tre sbarramenti per lo sfruttamento idroelettrico dell'invaso: la diga in terra di Poggio Cancelli (27.3 m) (vedi Fig. 2) e le dighe a gravità ordinaria di Rio Fucino (36.7 m) e di Sella Pedicate (20.75 m), a cui si aggiunge la diga ad arco Provvidenza (46.2 m) situata alla confluenza del torrente Chiarino con il fiume Vomano. La dimensione tra parentesi indica l'altezza della diga definita ai sensi della Legge 584/94.

Durante gli eventi sismici dell'Aprile 2009 le dighe del bacino di Campotosto, così come le opere più lontane dalla zona epicentrale, non hanno subito danni. Anche le sponde degli invasi non hanno evidenziato alcun fenomeno di instabilità franosa. Tuttavia, il bacino di Campotosto, è situato in corrispondenza della "faglia di Campotosto" nota anche come "faglia dei Monti della Laga" (Galadini e Galli, 2003). Seppur a questa faglia non è associata una sismicità storica rilevante, non è possibile escludere a priori una sua potenziale

attivazione. Nel più improbabile degli scenari ipotizzabili, la dislocazione tettonica generata dalla faglia di Campotosto potrebbe intercettare in superficie il corpo della diga di Rio Fucino.

Nei giorni successivi alla scossa principale del 6 Aprile 2009, sono stati eseguiti dei rilievi da un gruppo di tecnici coordinato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (rapporto EMERGEO - INGV, 2009) lungo il sistema tettonico denominato Faglie dei Monti della Laga e nelle aree limitrofe. La figura 3 riporta una mappa in cui sono indicate le zone rilevate. Il rapporto recita testualmente:

"A seguito della ricognizione lungo la Faglia dei Monti della Laga sono stati messi in luce solamente alcuni fenomeni di origine gravitativa e/o legati allo scuotimento sismico recentemente avvenuto in quest'area. Questi fenomeni comunque sono stati osservati in modo discontinuo e solo per brevi tratti, poche decine di metri, e non sono stati ricollegati neppure a fenomeni gravitativi di dimensione e profondità rilevanti. Anche lungo le numerose scarpate che interessano i depositi di conoide e/o di versante poste ad ovest della Faglia non sono stati individuati indizi



Fig. 2
Diga in terra Poggio Cancelli, bacino di Campotosto (AQ): paramento di monte della diga rivestito da una scogliera di pietrame arenaceo.

di movimenti recenti ricollegabili all'attività sismica dell'aprile 2009, anche se la presenza di un manto erboso schiacciato dalla neve invernale e, saltuariamente, di uno strato nevoso potrebbero mascherare la presenza di piccole (pochi cm) e discontinue (pochi metri) fratture nel terreno" (rapporto EMERGEO - INGV, 2009).
Scopo di questo capitolo è illustrare i risultati ottenuti dalle analisi numeriche che sono state svolte nel periodo immediatamente successivo all'evento

del 6 Aprile 2009 e che hanno riguardato la simulazione di un ipotetico scenario di attivazione della faglia di Campotosto e conseguente intercettazione in superficie con le fondazioni della diga a gravità ordinaria di Rio Fucino. Lo studio si è focalizzato sulla interazione tra l'opera di sbarramento e la dislocazione tettonica imposta dalla faglia di Campotosto. La valutazione della risposta sismica della diga allo scuotimento non rientrava tra gli obiettivi dello studio.

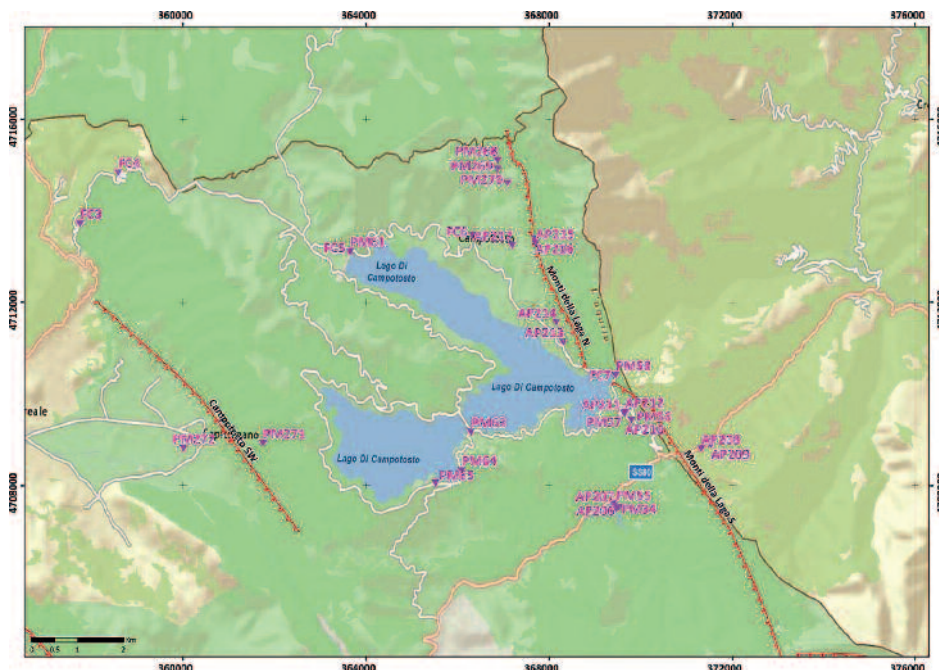


Fig. 3
Mappa con indicate le zone rilevate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nei giorni successivi all'evento del 6 Aprile 2009 nei pressi del lago di Campotosto (da rapporto EMERGEO - INGV, 2009).

2.10.3 Risposta sismica delle opere di sbarramento

Quando si pensa agli effetti di un evento sismico si hanno in mente in primo luogo le conseguenze dello scuotimento che il terremoto produce, tuttavia i terremoti di origine tettonica, sono la conseguenza della rottura di una faglia che può propagarsi fino in superficie provocando sulle strutture che vengono intercettate effetti che possono essere disastrosi. Terremoti recenti caratterizzati da rotture significative di faglia in superficie (come ad esempio i terremoti di Landers, 1992; Kocaeli 1999; Chi-Chi, 1999; Duzce, 1999), hanno riportato l'attenzione della comunità tecnico-scientifica sugli effetti devastanti che possono essere prodotti da rotture di faglie su costruzioni e infrastrutture. Per le opere di ritenuta idraulica un evento sismico rappresenta quindi un pericolo a cui associare una molteplicità di effetti tra cui i più importanti sono quelli indotti dallo scuotimento del suolo e dalla possibile intercettazione in superficie della rottura di faglia con il corpo diga.

La risposta sismica delle grandi dighe durante gli eventi sismici del passato è da considerarsi soddisfacente. Tuttavia nonostante gli inizi promettenti, i criteri in gran parte utilizzati per l'analisi e la verifica sismica delle dighe esistenti sono attualmente da considerarsi obsoleti e risulta pertanto impossibile valutare il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza di queste importanti opere all'azione dei terremoti e quindi del rischio sismico ad esse associato (Wieland, 2006). Il rischio sismico associato alle grandi dighe è cresciuto nel tempo, in parte per i criteri antisismici di progettazione usati per la realizzazione delle dighe più vecchie, oggi in gran parte superati, e in parte per l'aumento della popolazione presente a valle delle opere di sbarramento che ne accresce l'esposizione.

A partire dagli anni '90, l'*International Commission on Large Dams* (ICOLD) con la pubblicazione delle linee guida "*Selecting Seismic Parameters for Large Dams*" (Bulletin 72), ha introdotto per le dighe un approccio alla progettazione di tipo prestazionale. In esse viene definito un livello di severità del terremoto di progetto e le prestazioni che la struttura deve garantire per tale evento. Per la progettazione sismica delle dighe e delle opere accessorie sono due i terremoti di progetto a cui generalmente ci si riferisce (Wieland, 2006):

- *Operating Basis Earthquake* (OBE): tale evento è caratterizzato da un livello di severità a cui è associata una probabilità del 50% di essere superato durante una finestra

temporale di 100 anni e che corrisponde ad un periodo di ritorno di 145 anni. Per questo evento possono essere utilizzati dal progettista anche periodi di ritorno di 200 oppure 500 anni. Per l'evento OBE la prestazione richiesta per la struttura è che essa debba rimanere funzionante nel dopo terremoto e possa subire solo danni minori riparabili in breve tempo.

- *Maximum Credible Earthquake* (MCE): questo evento è spesso indicato anche come *Maximum Design Earthquake* (MDE) o *Safety Evaluation Earthquake* (SEE). In generale l'evento MCE rappresenta il terremoto di massima severità attesa al sito. Esso è assunto generato da una faglia riconosciuta oppure da una sorgente ubicata all'interno di una zona sismogenetica, compatibile con il contesto sismotettonico conosciuto o presunto della regione. L'evento MCE è quindi definito in modo deterministico. Tuttavia alla luce delle difficoltà di determinare il moto sismico corrispondente, il terremoto MCE è spesso definito in modo probabilistico ponendo come riferimento un periodo di ritorno di 10.000 anni. In questo contesto i termini MDE e SEE sono usati in sostituzione di MCE. A seguito dell'evento MCE è richiesto che la diga conservi la sua stabilità ed eviti il rilascio incontrollato di acqua dal bacino, sebbene siano ammessi gravi danni e possa essere necessario diminuire il livello dell'invaso.

In Italia sono state recentemente pubblicate le "*Linee guida per la valutazione della sicurezza sismica delle dighe in esercizio*" (CSLP, 2007) che prescrivono un evento di progetto per lo Stato Limite di Collasso (SLC) che corrisponde ad un periodo di ritorno di 2.475 anni.

Una peculiarità dei grossi serbatoi è legata alla sismicità indotta dalla presenza dei serbatoi stessi (*Reservoir-Triggered Seismicity*, RTS). Infatti nella fase di riempimento del serbatoio il cambiamento di regime geostatico indotto dal serbatoio può provocare degli eventi sismici non di natura tettonica. Tuttavia questo aspetto in genere non causa particolari criticità nella progettazione in quanto gli eventi associati a RTS hanno una intensità notevolmente più ridotta rispetto all'evento MCE (Wieland, 2006).

Il tema della progettazione sismica delle opere di sbarramento è molto vasto e complesso e riguarda strutture con caratteristiche diverse (a gravità, ad arco, a speroni, ecc.) e realizzate in materiali diversi (calcestruzzo, materiali sciolti,

ecc.) e non può ovviamente essere esaurito nelle poche pagine di questo capitolo. Tuttavia nei paragrafi successivi vengono evidenziate alcune peculiarità riguardanti la risposta sismica delle dighe soggette sia agli effetti dello scuotimento che a quelli della dislocazione di faglia.

2.10.3.1 Effetti dello scuotimento

Le grandi dighe sono state storicamente tra le prime opere ad essere progettate tenendo conto dell'azione sismica. Per quanto riguarda le dighe in calcestruzzo il metodo di analisi sismica proposto da Westergaard nel 1930 ha riscontrato l'approvazione a livello mondiale da parte dei progettisti di dighe e ciò fino agli anni '70. L'approccio proposto da Westergaard è di tipo pseudo-statico. Esso considera la diga come una struttura rigida poggiante su una fondazione rigida alla quale vengono applicate le forze d'inerzia e le pressioni idrodinamiche generate dal sisma sotto forma di forze statiche equivalenti. Prima della pubblicazione delle linee guida ICOLD (1989), era consuetudine utilizzare un coefficiente sismico pari a 0.1 per la progettazione di opere situate in zone in cui le informazioni sulla pericolosità sismica del sito non erano disponibili (Wieland, 2006). Ad oggi è risaputo come i terremoti possano produrre accelerazioni del terreno considerevolmente superiori ai valori assunti al tempo del progetto di molte dighe esistenti. È inoltre riconosciuto oramai da tempo, come l'accelerazione di picco al suolo possa essere notevolmente amplificata dalla base al coronamento della diga.

I metodi di analisi e la capacità computazionale si sono evoluti nel tempo. I modelli matematici che simulano la risposta della diga possono prendere in conto le proprietà elastiche dei materiali costituenti lo sbarramento e la sua massa. Le proprietà vibratorie delle dighe (forme modali e frequenze proprie della struttura) possono quindi agevolmente essere determinate riconoscendone l'influenza sulla risposta dinamica del manufatto ad una eccitazione sismica di prefissata intensità e caratteristiche del moto. Oggigiorno le analisi modali e dinamiche lineari (elastiche) sono largamente utilizzate. Per quanto riguarda invece le analisi dinamiche non lineari la strada da percorrere è ancora lunga. Analisi dinamiche capaci di tener in debito conto del comportamento non-lineare del materiale costituente la diga, dell'interazione fluido-struttura e, nelle dighe in terra, dell'accoppiamento idro-meccanico tra la fase solida del mezzo poroso e l'acqua interstiziale sono ancora una prerogativa della ricerca.

Analoga situazione per analisi dinamiche di dighe in calcestruzzo che tengano conto in modo adeguato della presenza dei giunti e della formazione e propagazione delle fessure.

Per quanto riguarda le dighe in materiali sciolti, le prime analisi di risposta dinamica di una diga in terra è stata fatta da Mononobe e al. nel 1936. Questi ricercatori giapponesi modellarono la diga considerando una sezione triangolare simmetrica in condizioni di deformazioni piane e costituita da un materiale elastico lineare. La diga era assunta poggiante su una fondazione rigida. Tuttavia a quel tempo, la pratica corrente era quella di considerare le azioni sismiche attraverso l'introduzione di un coefficiente oggi noto come *coefficiente sismico* (Wieland, 2006). Nel 1965, Newmark nella sua *Rankine Lecture* dal titolo "*Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*", fu il primo a proporre i fondamenti di una procedura per la valutazione del potenziale di deformazione di una diga in terra causato dallo scuotimento sismico. Tale procedura, oggi nota in letteratura come il "*metodo di Newmark*" si basa sulla idealizzazione di una diga in terra con un modello dinamico semplificato del quale sono successivamente risolte le equazioni del moto. La figura 4 mostra alcuni degli schemi riportati da Newmark nell'articolo redatto per la sua *Rankine Lecture*. Curiosamente Newmark, sviluppa i suoi ragionamenti a partire dalle osservazioni riportate nella tesi di dottorato ed in articoli scritti da Ambraseys successivamente destinato a diventare uno dei padri fondatori della moderna *Sismologia Applicata all'Ingegneria* e il cui iniziale tema di ricerca era tuttavia lo studio della stabilità sismica di dighe in terra.

Una caratteristica delle dighe in terra è legata all'eventualità che possa verificarsi il fenomeno della liquefazione del materiale granulare costituente la diga in virtù della presenza di acqua interstiziale all'interno del corpo diga. L'analisi sismica di una diga in terra riguarda dunque sia la risposta dinamica della diga che la valutazione del potenziale di liquefazione. Tali aspetti andrebbero a rigore valutati mediante analisi idro-meccaniche accoppiate la cui definizione dei parametri di ingresso presuppone una accurata caratterizzazione geotecnica della diga stessa.

Le linee guida del 2007 (CSLP, 2007) distinguono i criteri di analisi in *metodi pseudo-statici* e *metodi dinamici*. I metodi dinamici vengono a loro volta suddivisi in *metodi semplificati*, se per i terreni viene assunta una relazione semplificata della legge sforzi-deformazioni (analisi

Fig. 4
Figure estratte dalla Rankine
Lecture del 1965 del prof.
N.M. Newmark (Newmark,
1965).

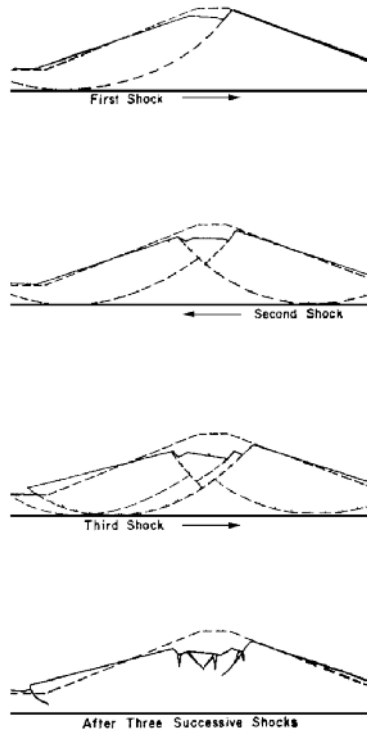


Fig. 3. Major deformation pattern (after Ambraseys)

lineari o lineari equivalenti in termini di sforzi totali), e *metodi rigorosi* (in termini di sforzi efficaci) che tengono conto della presenza del fluido interstiziale e fanno riferimento a modelli elasto-plastici complessi, idonei a simulare il comportamento non-lineare dei terreni conseguente alla applicazione di sforzi ciclici.

Le analisi di tipo pseudo-statico per la loro semplicità sono un valido strumento e possono essere impiegate nella fase di progettazione preliminare e per opere situate in zone di media e bassa sismicità. Tuttavia, nei casi in cui i materiali della diga mostrano una tendenza a generare significativi incrementi di pressione interstiziale, oppure significative perdite di resistenza (>15%) durante prove di laboratorio sotto l'effetto di azioni cicliche, l'uso del coefficiente sismico non garantisce un soddisfacente livello di protezione e deve essere abbandonato (Wieland, 2006).

Se il livello di sismicità è elevato è necessario ricorrere ad analisi dello stato di deformazione attraverso metodi dinamici semplificati come quelli proposti da Newmark (1965), Makdisi e Seed (1978), oppure mediante l'utilizzo di metodi numerici avanzati.

2.10.3.2 Interazione tra opere di sbarramento e rottura di faglia superficiale

Nell'analisi dell'interazione tra la rottura di una faglia in superficie e una qualsiasi struttura è importante sottolineare che siti in cui siano pre-

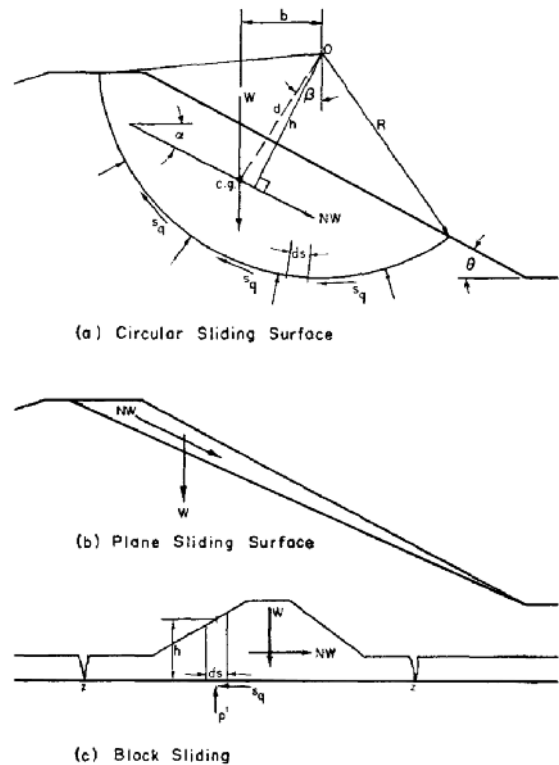


Fig. 15. Forces acting on a sliding element

senti faglie attive non dovrebbero a-priori accogliere l'insediamento di una costruzione (EC8-5). Ciò sia per le conseguenze dirette causate dalla interazione della rottura di faglia con la struttura, sia per la possibilità che si verifichino forti scuotimenti in prossimità della faglia stessa nonché effetti di campo vicino.

Queste considerazioni assumono un significato particolare per le opere di sbarramento a causa dell'elevato rischio associato a questo tipo di strutture. In fase di progetto, la presenza di faglie attive e la possibilità di movimenti lungo discontinuità o lineamenti tettonici al di sotto della fondazione di una diga, è una discriminante fondamentale per la selezione della tipologia e del sito di costruzione (Wieland 2008). Nei casi in cui non sia possibile individuare zone più sicure dal punto di vista tettonico e la costruzione di uno sbarramento di ritenuta idraulica appare irrinunciabile, è consigliata l'adozione della tipologia di sbarramento in materiale sciolto. Le dighe in terra infatti, sono più "duttili" e meno vulnerabili agli effetti dei terremoti rispetto alle dighe in calcestruzzo. Ciò a condizione che gli spostamenti differenziali attesi possano essere assorbiti dalla zona di tenuta senza provocare il collasso o fuoriuscite di acqua. Nel caso in cui non sia nota la posizione e l'attività delle faglie eventualmente presenti in prossimità del sito di insediamento di una diga, è necessario adottare l'approccio più conservativo possibile, prevedendo dettagli costruttivi che

garantiscono la capacità del manufatto ad assorbire gli spostamenti indotti di origine tettonica. Occorre tuttavia tener conto che l'adozione di eventuali giunti posti all'interno di dighe in calcestruzzo possono risultare inefficaci quando la dislocazione non avviene secondo le modalità previste. Inoltre l'efficacia di questi sistemi di protezione non è ancora stata sufficientemente comprovata dall'esperienza (Wieland e al., 2008). Oltre che da cause sismogenetiche i movimenti tettonici possono essere prodotti da scorrimenti asismici di natura viscosa. Si tratta di spostamenti gradualmente e molto lenti in contrasto alle rotture di faglia causate da un terremoto che avvengono in pochi secondi e possono provocare dislocazioni di diversi metri con velocità dell'ordine o superiori a 1 m/s. Lo scorrimento viscoso è un fenomeno relativamente raro e può essere trascurato in quelle zone in cui non vi è una chiara evidenza. In relazione alle loro caratteristiche geometriche e cinematiche spesso le faglie sono suddivise in tre grandi gruppi: faglie trascorrenti; normali o dirette ed inverse.

In zone ad elevata sismicità l'esistenza di faglie in prossimità di opere di sbarramento è un'eventualità non rara e che può anche essere ignorata al momento della costruzione del manufatto.

La probabilità che una faglia si trovi nelle vicinanze di una diga è relativamente elevata poiché i corsi d'acqua spesso seguono le faglie dal momento che la roccia in corrispondenza della faglia, a causa dello scorrimento relativo, è più fratturata e conseguentemente più facilmente erodibile (Sherard e al., 1974).

Attività sismica di una faglia sismogenetica

Un aspetto fondamentale nel valutare la rilevanza pratica del problema legato alla interazione diga-faglie è la definizione del grado di attività di una faglia. In linea di principio dovrebbe essere definita *attiva* una faglia capace di generare spostamenti permanenti con potenziale danno alle costruzioni, in un intervallo di tempo di interesse sociale (INGV, 1998). Una definizione comunemente accettata definisce come attiva una faglia che abbia prodotto spostamenti superficiali durante l'Epoca geologica dell'Olocene (circa gli ultimi 11.000 anni), costituendo quindi un pericolo per le strutture che siano localizzate in prossimità di essa (CGS, 2003). Si definisce invece come potenzialmente attiva una faglia che abbia prodotto spostamenti superficiali nell'era Quaternaria (circa gli ultimi 1.800.000 anni). Alcune linee guida identificano una categoria intermedia, considerando le

faglie che hanno causato spostamenti nel tardo Quaternario (circa gli ultimi 130.000 anni) (Christenson e al., 2003). Le norme tecniche americane per le costruzioni (IBC, 2006) stabiliscono come attiva una faglia caratterizzata da un tasso medio di scorrimento ("*slip-rate*") di almeno 1mm all'anno ed evidenze geologiche di attività sismica nell'Epoca Olocenica.

La distinzione tra faglie attive e faglie non attive basata su queste definizioni è comunque di difficile attuazione. La storia degli spostamenti recenti in molte faglie non può essere stabilita in modo certo ed è responsabilità del geologo interpretare le evidenze di quanto frequentemente una determinata faglia abbia generato spostamenti. La valutazione del rischio di rottura in superficie è fondata sui concetti di prossimità temporale e ricorrenza degli spostamenti lungo faglie esistenti. In generale è possibile affermare che, quanto più recente è la manifestazione storica di attività di faglia, tanto maggiore è la probabilità di riattivazione in futuro. Entità, direzione e frequenza dell'attività variano da faglia a faglia o anche lungo diversi segmenti della stessa faglia e risultano pertanto di difficile determinazione.

L'esistenza di dati storici o strumentali riguardo la rottura superficiale di faglie è molto importante, ma l'intervallo temporale per cui queste informazioni sono disponibili è molto ridotto. Eventi che producono grandi rotture in superficie possono verificarsi anche a migliaia di anni di distanza, dunque le indagini volte all'identificazione di faglie devono considerare studi di natura geologica, sismologica, geofisica e geodetica, e includere anche dati derivanti dal telerilevamento, dalla realizzazione di trincee, fori di esplorazione, ecc. (Wieland, 2008). Il parametro più significativo per determinare il grado di attività di una faglia è il tasso di scorrimento (in inglese "*slip-rate*"). Esso è definito da una velocità di scorrimento media (ad es. mm/anno) calcolata per un lasso temporale che comprenda diversi terremoti. In Italia a partire dalla fine degli anni '90 è stata sviluppata da un gruppo di ricercatori dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, una banca dati che contiene importanti dati sulle principali sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale con un potenziale per terremoti di M 5.5 e superiore (*Database of Individual Seismogenic Sources – DISS*, <http://diss.rm.ingv.it/diss/>).

Vulnerabilità delle dighe alla rottura di faglia superficiale

Può accadere che siano scoperte faglie in prossimità delle fondazioni di una diga durante le esplorazioni e le indagini geognostiche iniziali

oppure durante la sua costruzione. Quando questo accade sono possibili diversi scenari. Se la diga è in fase di pianificazione, il progetto può essere modificato oppure è possibile cambiare l'orientamento della diga per minimizzare il rischio. Sono questi i casi delle dighe Clyde in Nuova Zelanda e Cedar Spring in California. In alternativa, studi geologici specifici possono stabilire che il tasso di scorrimento della faglia è sufficientemente basso da non comportare pericoli per lo sbarramento, classificando così la faglia come inattiva. È questo il caso dell'East-side Reservoir Project in California. Nel caso invece di faglie riconosciute attive, studi ingegneristici possono stabilire che la diga è in grado di sopportare il massimo spostamento atteso. Questo è avvenuto per gli sbarramenti Tarbela in Pakistan e Seven Oaks in California. Per una diga esistente, adeguamento sismico e rinforzo possono abbassare il livello di rischio come è recentemente avvenuto in Nuova Zelanda per la diga di Matahina. Infine, come ultimo scenario, il sito prescelto per l'insediamento della diga può essere abbandonato come è avvenuto per lo sbarramento di Arburn in California (Allen e Cluff, 2000).

Nel caso in cui in prossimità di una diga sia individuata una faglia potenzialmente attiva è necessario valutare l'entità dello spostamento atteso in superficie a seguito della dislocazione tettonica. Questo dato può essere stimato in prima approssimazione a partire da correlazioni empiriche (vedi per es. la relazione di Wells e Coppersmith, 1994) che legano questo parametro alla magnitudo dell'evento atteso e alle dimensioni della faglia.

La vulnerabilità delle dighe alla rottura di faglia superficiale dipende da molti fattori ma è soprattutto funzione della tipologia dello sbarramento, della geometria e dei materiali che lo costituiscono. Di seguito vengono riportate alcune considerazioni desunte dal lavoro di Wieland e al. (2008) sulla risposta attesa per diverse tipologie di dighe soggette a fagliazione superficiale:

- Dighe in terra con nucleo impermeabile (ECRD - *Earth Core Rockfill Dams*): sono dighe zonate nelle quali più elementi in terra con diverse proprietà geotecniche determinano la tenuta statica e/o la tenuta idraulica del manufatto. Questa tipologia è in grado di assorbire notevoli spostamenti orizzontali poiché la zona del filtro, costituito da materiale sciolto di granulometria gradualmente variabile, essendo priva di coesione, non è soggetta a rotture. Lo strato filtro dovrebbe mantenere uno spessore residuo, dopo lo

spostamento, di almeno due metri per essere efficace. Il materiale argilloso al di sopra della faglia dovrebbe essere abbastanza duttile da non subire aperture che potrebbero provocare erosione interna e nel contempo limitare la propagazione della zona di scorrimento impedendo che raggiunga la sommità.

- Dighe in terra con paramento di monte impermeabilizzato (ACRD - *Asphalt Core Rockfill Dams*) e CFRD (*Concrete Face Rockfill Dams*): sbarramenti in cui uno o più elementi in terra assicurano la tenuta statica mentre un elemento artificiale di bassa permeabilità posto sul paramento di monte, solitamente calcestruzzo o materiale bituminoso, assicura la tenuta idraulica. La sicurezza delle dighe CFRD è ritenuta maggiore rispetto alle dighe in terra con nucleo impermeabile. L'elemento cruciale è il comportamento della piastra in calcestruzzo sotto l'effetto dell'azione sismica. Le azioni indotte nella piastra possono essere sufficienti a creare fenomeni di instabilità fuori piano o danneggiamenti nei giunti. Il principale vantaggio delle CFRD è che in caso di fessurazioni, se il materiale sotto il paramento è adeguatamente assortito non vi saranno fenomeni di erosione. Le dighe con paramento bituminoso in asfalto possono avere una vulnerabilità molto minore rispetto a quelle con paramento in calcestruzzo grazie alla maggior flessibilità nel piano. In ogni caso l'esperienza riguardo il comportamento di queste dighe è limitata.
- Dighe a gravità in calcestruzzo convenzionale o compatto (RCC - *Rolled Compacted Concrete*). La differenza tra questi due tipi di sbarramento consiste nel fatto che le prime sono costituite da conci o blocchi affiancati e costruiti in parallelo, mentre le seconde sono costituite da getti di calcestruzzo orizzontali di 30-50 cm con un basso contenuto d'acqua che vengono compattati durante la costruzione da rulli vibranti. Per materiali molto rigidi come il calcestruzzo anche spostamenti di piccola entità possono essere causa di rotture. L'estensione del danno è difficile da prevedere e molto dipende dalla conformazione della fondazione. I movimenti di faglia possono rompere il contatto tra la diga e la fondazione permettendo alla pressione dell'acqua di ridurre la resistenza al taglio alla base. In letteratura è generalmente consigliato di evitare la scelta delle dighe in calcestruzzo nei siti ad elevata

sismicità in particolare dove sono presenti faglie o dove studi geologici forniscono risultati incerti. Spesso informazioni importanti sull'attività sismica delle faglie possono essere ottenute durante gli scavi per le fondazioni dello sbarramento. Nel caso di dighe in terra modifiche del progetto per accrescerne la sicurezza sono relativamente semplici, mentre per le dighe in calcestruzzo può essere necessario cambiare completamente la tipologia costruttiva.

- Dighe ad arco ed ad arco-gravità (*Concrete arch and arch-gravity dams*). Le dighe ad arco sono le più sensibili agli spostamenti differenziali della fondazione. Un esempio degli effetti causati da piccoli spostamenti dei supporti delle dighe ad arco è riscontrabile nel caso della diga Zeuzier in Svizzera (Amberg e Lombardi 1982).

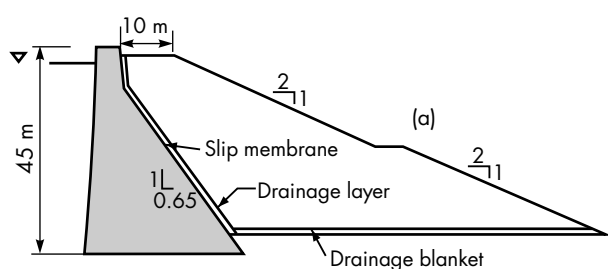
In conseguenza delle valutazioni presenti in letteratura (Leps, 1989) e dalle stime riportate sopra, sembra chiaro come la presenza di faglie nel contesto tettonico di costruzione di una diga possa influenzare fortemente la scelta della tipologia costruttiva ed in alcuni casi, data l'incertezza delle valutazioni, impedirne la costruzione come nelle situazioni di Rudbar Lorestan in Iran o di Steno in Grecia (Gilg e al, 1987), i cui progetti di realizzazione sono fermi in attesa che vengano completate analisi geologiche più approfondite.

Nel caso in cui lo stile di fagliazione del sito sia univocamente definito e la faglia intercetti perpendicolarmente la diga, è possibile introdurre dei giunti di scorrimento all'interno dello sbarramento che permettano l'assorbimento degli spostamenti. Sono due i casi in cui questo sistema costruttivo è stato adottato: la diga di Morris in California e lo sbarramento di Clyde in Nuova Zelanda (Wieland e al., 2008).

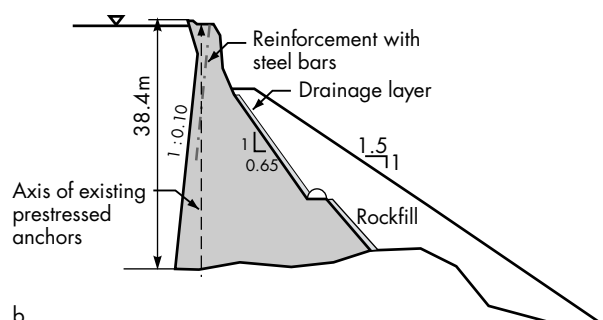
Per quel che concerne le dighe esistenti, se si rendono necessarie modifiche per la mitigazione degli effetti di fagliazione superficiale, indipendentemente dalla tipologia di diga, probabilmente il più pratico e affidabile sistema difensivo è la costruzione di un rinforzo (in inglese *"buttressing"*) di materiale granulare drenante contro il paramento di valle (Leps, 1989). La figura 5 illustra schematicamente alcuni interventi di rinforzo su dighe a gravità in calcestruzzo. Questa modifica, nel caso di apertura di fessure, costringe l'acqua ad attraversare una successione di filtri e di *crack stoppers* controllandone il deflusso in maniera analoga alla zona di transizione e filtro presente in una diga in terra. Il riporto disposto a valle della diga ha inoltre un effetto di contrasto alla pressione idrostatica esercitata sulla diga migliorando la stabilità nei confronti dello scorrimento.

Uno dei casi più recenti e significativi in cui la dislocazione tettonica indotta da una faglia ha interessato uno sbarramento in calcestruzzo è rappresentato dalla diga Shih-Kang a Taiwan

Fig. 5
Esempi di rinforzi di dighe a gravità in calcestruzzo con riporto di materiale granulare sul paramento di valle: a) Diga Glendevon (U.K.); b) Diga Spullersee (Austria) (Léger e Javanmardi, 2007).



a.



b.

che, durante il terremoto di Chi-Chi del 1999, è stata attraversata dalla faglia Chelungpu (vedi Fig. 6). La faglia ha attraversato la diga nella parte nord e ha prodotto un sollevamento di circa 8m, distruggendo lo sfioratore e la traversa di chiusura (Faccioli et. al, 2008).

Il crescente interesse verso il tema della interazione tra costruzioni e rotture di faglia superficiali è testimoniato da una serie di progetti di ricerca che sono stati appositamente finanziati allo

scopo. Si cita in particolare il progetto europeo QUAKER (*"Quantification and Reduction of Seismic Risk through the Application of Advanced Geotechnical Engineering Techniques"*) recentemente concluso che ha in gran parte riguardato proprio lo studio della risposta di opere geotecniche all'interazione con rotture di faglia in superficie. I risultati di questo progetto sono raccolti in un numero speciale della rivista *Bulletin of Earthquake Engineering* del 2008 (numero 6).

Fig. 6
Diga Shih-Kang attraversata
dalla faglia Chelungpu
durante il terremoto di Chi-
Chi (Taiwan) del 1999
(immagine adattata da
Faccioli e al. (2008) da
Hwang, 2000).

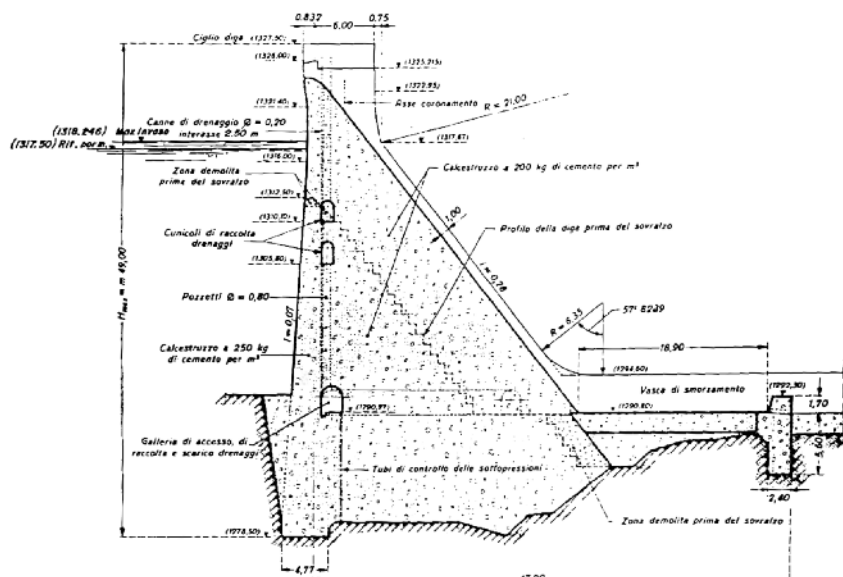


2.10.4 La diga di Rio Fucino

La diga oggetto di studio è lo sbarramento Rio Fucino, una diga a gravità ordinaria in calcestruzzo, con profilo triangolare e andamento planimetrico rettilineo. La diga chiude il bacino di Campotosto nella zona Est (42°32'07"N, 13°24'38"E, vedi Fig. 8). L'altezza di massima ritenuta della diga è uguale a 39 m, lo sviluppo del coronamento è pari a 154 m, mentre il volume di invaso è uguale a 218 mil. mc (L. 584/94). Il corpo diga è suddiviso in 12 conci mediante 11 giunti disposti secondo piani verticali. La quota di massimo invaso è pari a 1318.15 m.s.l.m., superiore di 9.15 m rispetto alla quota attuale pari a 1309 m.s.l.m.

In figura 7 è mostrata la sezione trasversale della parte tracimante. La diga è stata realizzata in due fasi, la prima delle quali ebbe inizio nel 1939 e si concluse nel 1955. Nel 1966 ebbe inizio la fase di sopraelevazione che si concluse nel 1971. Infine negli anni '90 fu realizzata una variante che si concluse nel 1994. La diga è stata progettata considerando per il sito un grado di sismicità $S = 9$ secondo le norme vigenti al tempo della progettazione (Servizio Nazionale Dighe, 1998). Come descritto nell'introduzione la diga Rio Fucino si trova in prossimità della faglia di Campotosto. L'interazione tra la rottura di una faglia in superficie e una costruzione è un problema

Fig. 7
Sezione trasversale della
parte tracimante della diga
di Rio Fucino - Foglio
Condizioni e Manutenzione
(F.C.E.M.) (Servizio
Nazionale Dighe, 1998).



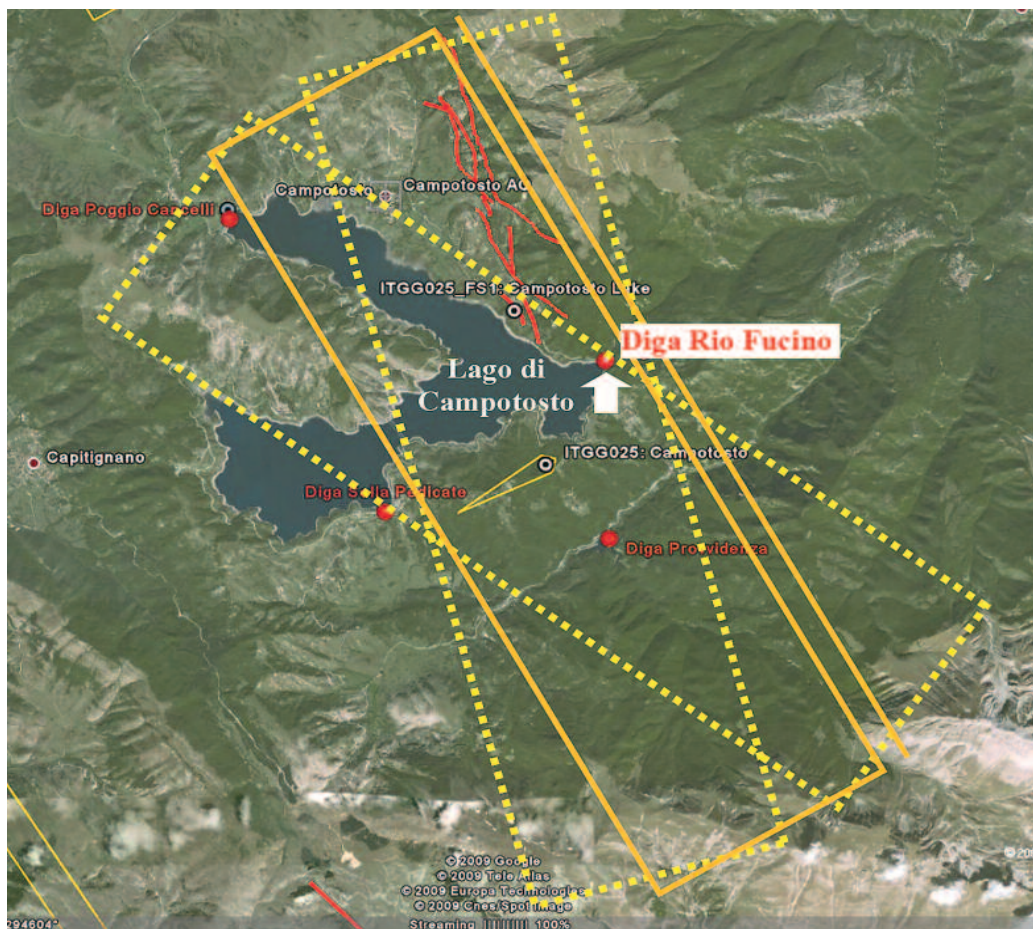


Fig. 8
Localizzazione della Diga Rio Fucino rispetto alla faglia di Campotosto proiettata in superficie con variabilità di direzione tra $N125^\circ$ e $N165^\circ$ (linee tratteggiate gialle). Immagine modificata dalla banca dati DISS 3.0.4 disponibile sul sito web <http://www.ingv.it/DISS>.

molto complesso da analizzare da un punto di vista numerico. Per tale motivo si è deciso di studiarlo considerando modelli di complessità crescente, partendo da un modello bidimensionale con legge costitutiva dei materiali interessati di tipo elastico-lineare, con l'obiettivo di studiare il cinematisimo della diga soggetta alla dislocazione tettonica senza che fosse interessata la resistenza dell'opera. In una seconda fase l'analisi è stata ripetuta mettendo in conto la resistenza del calcestruzzo costituente la diga. Infine è stato realizzato un modello numerico tridimensionale al fine di simulare l'effetto della intercettazione della rottura di faglia in superficie con un angolo, rispetto allo sviluppo longitudinale della diga Rio Fucino, diverso da zero.

2.10.4.1 Caratterizzazione sismologica del sito e dei materiali costituenti la diga

La faglia di Campotosto è caratterizzata da un meccanismo di fagliazione di tipo normale puro. L'azimut ha un campo di variazione compreso tra $N125^\circ$ e $N165^\circ$ e da un angolo di immersione compreso tra 60° e 70° verso Sud-Ovest (fonte INGV-2, 2009). Le dimensioni della faglia sono stimate dell'ordine di 14×9.5 km, con profondità minima e massima pari rispettivamente a 1.0 km

e 9.6 km (fonte DISS v3.0.4). Per una magnitudo potenziale massima variabile tra 6.0 e 7.0 si stima che la faglia sia in grado di generare una dislocazione tettonica in superficie variabile tra un valore minimo di 0.4 m ad un valore massimo di 0.9 m (fonte INGV-2, 2009). L'asse della diga di Rio Fucino è orientato a circa $N108^\circ$ e forma quindi un angolo compreso tra 17° e 57° in senso antiorario rispetto alla direzione longitudinale di intercettazione della faglia. In figura 8 è illustrata l'ubicazione della faglia Campotosto in relazione alla posizione della diga Rio Fucino.

Come descritto in precedenza ed evidenziato dalla figura 7, la diga di Rio Fucino è stata realizzata in due fasi: la prima negli anni 1939-1955 e la seconda tra il 1966 e il 1971. Negli anni 90 è stato realizzato un carotaggio dal quale sono stati estratti dei provini di calcestruzzo a diverse profondità che hanno interessato i materiali di entrambe le fasi di costruzione. Sui provini sono state eseguite prove di caratterizzazione e meccaniche al fine di determinare i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali. In particolare sono state eseguite prove di compressione monoassiale non confinata e di trazione diretta. La Tabella 2 riassume i principali risultati di queste prove.

Tabella 2 - Caratteristiche fisico-meccaniche determinate sui provini di calcestruzzo estratti dalla diga Rio Fucino (da ISMES, 1996)

Risultati relativi alla seconda fase di costruzione Quota: 0.00 - 23.11 m					Risultati relativi alla prima fase di costruzione Quota: 23.11 - 47.60 m				
Provino	V _p [m/s]	Sforzo di rottura [MPa]	Modulo elastico seccante [MPa]	Coeff. Poisson [-]	Provino	V _p [m/s]	Sforzo di rottura [MPa]	Modulo elastico seccante [MPa]	Coeff. Poisson [-]
1	5240	50.34	35780	0.23	8	4740			
2	4960				9	4670	40.29	25490	0.22
3	5370	41.88	32510	0.22	10	4640	33.19		
4	5230				11	4650			
5	5110	32.39			12	4650	1.51T		
6	5550	2.56T			13	4640	27.32	22540	0.18
7	5150	23.82			14	4350			
					15	4410	22.87		
					16	4900	25.43		
					17	4520	0.62T		
					18	4510	25.96	22460	0.12
					19	4270			

T = prova di trazione diretta

La Tabella 2 evidenzia che le caratteristiche di resistenza e deformabilità del calcestruzzo realizzato nelle due fasi di costruzione sono differenti e di questo si è tenuto conto nelle successive analisi numeriche. Nelle analisi elastiche i valori dei moduli di Young secanti e i coefficienti di Poisson consentono di definire i parametri costitutivi del materiale. Per le analisi numeriche in cui il calcestruzzo è stato modellato con una legge costitutiva elastica perfettamente plastica è stato definito un criterio di rottura non lineare del tipo Hoek-Brown (Hoek e Brown, 1980) formulato per la modellazione di ammassi rocciosi, ma utilizzato anche per il calcestruzzo (Karam e Tabbara, 2009). I parametri del criterio di Hoek-Brown sono stati definiti sulla base delle prove di resistenza a compres-

sione monoassiale non confinata e di trazione diretta eseguite sui provini di calcestruzzo. Il criterio di resistenza di Hoek-Brown è stato poi opportunamente linearizzato attraverso la soluzione in forma chiusa proposta Hoek e al. (2002), che consente di definire parametri di resistenza equivalenti al criterio di Mohr-Coulomb. La figura 9 mostra l'involuppo di rottura di Hoek-Brown e la corrispondente linearizzazione in accordo al criterio di Mohr-Coulomb per il calcestruzzo utilizzato nella seconda fase di costruzione (1966-1971). Per il calcestruzzo della prima fase di costruzione (1939-1955) si è ottenuta una figura analoga. La Tabella 3 riassume i parametri del calcestruzzo ricavati per entrambe le fasi di costruzione, utilizzati nelle analisi numeriche.

Fig. 9
Involuppo di rottura di Hoek-Brown e linearizzazione in accordo al criterio di Mohr-Coulomb per il calcestruzzo utilizzato nella seconda fase di costruzione (1966-1971).

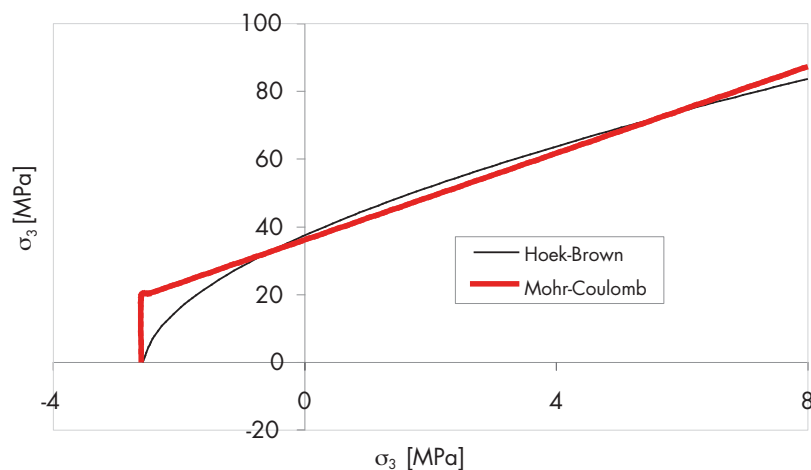


Tabella 3 - Parametri di resistenza e deformabilità del corpo diga utilizzati nelle analisi numeriche

	ρ (kg/m ³)	K (Pa)	G (Pa)	σ_t (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)
Diga prima fase di costruzione (1939-1955)	2370	1.1E10	9.8E10	1.08	5.07	52
Diga seconda fase di costruzione (1966-1971)	2420	1.9E10	1.3E10	2.56	6.94	47

Il substrato di fondazione è costituito da una stratificazione alternata di arenarie e marne (Servizio Nazionale Dighe, 1998), di cui però non sono disponibili risultati di prove che permettano una caratterizzazione geomeccanica. Per tale motivo per questi materiali sono stati assunti valori dei parametri meccanici di letteratura. Nella modellazione numerica è stato assunto un legame costitutivo di tipo elastico lineare con modulo volumetrico di 26 GPa e modulo di taglio di 7 GPa. La densità di massa è stata assunta pari a 2700 kg/m³. Le analisi numeriche hanno mostrato che le caratteristiche meccaniche del substrato roccioso hanno una influenza ridotta sui risultati.

2.10.4.2 Analisi numeriche bidimensionali

Analisi lineari

La simulazione numerica dello scorrimento di una faglia e dell'interazione della dislocazione tettonica con il corpo diga è un problema complicato, e ciò anche nell'ipotesi di analisi in condizioni di deformazione piana (studio bidimensionale). Nell'ambito del presente studio l'attivazione della faglia è stata simulata con un modello numerico continuo, bidimensionale utilizzando il programma FLAC 2D ("Fast Lagrangian Analysis of Continua") in modalità grandi

deformazioni e spostamenti (Itasca, 2006).

La dislocazione della faglia è stata simulata imponendo lo scorrimento lungo un piano inclinato predefinito, che risulta essere congruente con le caratteristiche cinematiche della faglia, applicando un sistema di forze di intensità crescente fino al raggiungimento dello spostamento desiderato. Si è aprioristicamente rinunciato a simulare il fenomeno della propagazione della frattura dal punto di enucleazione fino alla superficie di contatto con il corpo diga. Questo avrebbe aggiunto ulteriori complicazioni alla modellazione numerica senza peraltro trarre grossi vantaggi rispetto al problema della valutazione della stabilità della diga. L'analisi è stata condotta con modalità a controllo di forza in grandi deformazioni in modo da raggiungere una dislocazione in superficie di circa 1.0 m. L'angolo di immersione della faglia è stato assunto pari a 70°, orientamento Sud-Ovest. Ai materiali costituenti la diga e l'ammasso roccioso è stato assegnato un modello costitutivo di tipo elastico lineare. L'interfaccia fondazione diga-ammasso roccioso alla base è stata modellata utilizzando il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb a cui è stato associato un vincolo cinematico monolaterale. Per l'angolo di attrito all'interfaccia sono stati considerati (parametricamente) due

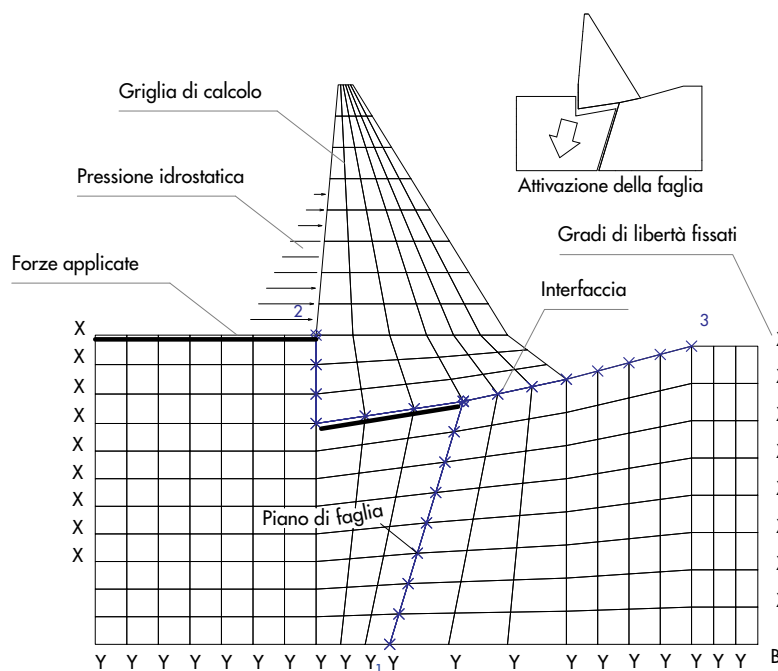


Fig. 10
Schema del modello numerico della diga Rio Fucino implementato in FLAC 2D.

valori possibili: 0 e 15°. Per le analisi elastiche lineari il calcestruzzo è stato considerato con caratteristiche omogenee senza distinzione tra le due fasi di costruzione, utilizzando i valori medi ottenuti dalle prove di laboratorio realizzate sui campioni di calcestruzzo e riassunti in Tabella 2. La figura 10 illustra la griglia del modello numerico che è stato messo a punto. La spinta idrostatica dell'acqua presente nell'invaso (quota attuale 1309 m.s.l.m.) è stata simulata con una distribuzione di pressioni linearmente crescenti con la profondità sul paramento di monte della diga. La componente verticale dello spostamento prodotto in superficie dalla faglia ha raggiunto il

valore di 1.1 m, dunque in buon accordo con il valore massimo prefissato. I risultati delle analisi numeriche relative agli spostamenti predetti in sommità della diga sono riassunti in Tabella 4. In conseguenza della dislocazione della faglia, la diga subisce una rototraslazione in senso antiorario e verso il basso, come evidenziato dalla griglia deformata riportata in figura 11a. e dai vettori spostamento illustrati in figura 11b. Questi valori sono stati ottenuti considerando un angolo di attrito all'interfaccia tra fondazione diga e ammasso roccioso di 15°. Il valore dello spostamento orizzontale al coronamento è legato alla rotazione rigida del corpo diga.

Fig. 11
a) Griglia di calcolo deformata della diga Rio Fucino amplificata con fattore 2;
b) vettori spostamento - I risultati sono riferiti ad un valore dell'angolo di interfaccia pari a 15°.

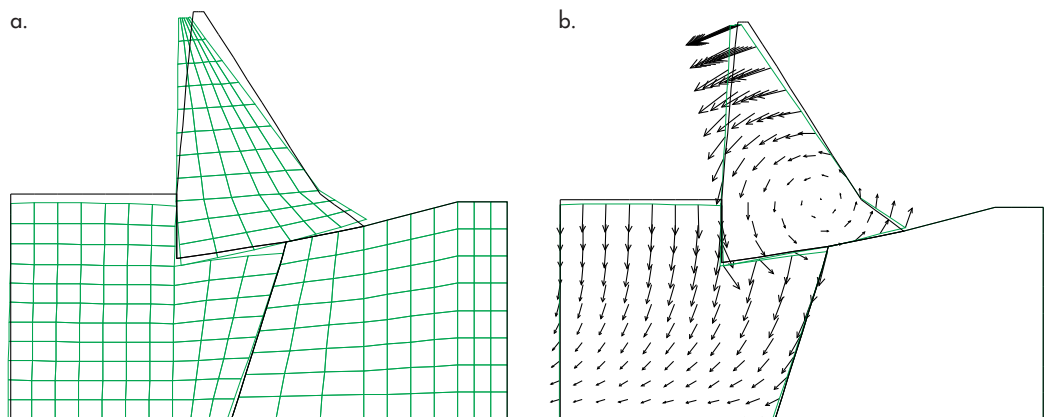


Tabella 4 - Spostamenti predetti dalle analisi numeriche elastiche in sommità della diga Rio Fucino

Modello elastico lineare				
Dislocazione verticale punto di controllo in superficie [m]	Spostamento della sommità della diga [m]			
	Angolo attrito interfaccia = 0°		Angolo attrito interfaccia = 15°	
	Vert. [m]	Orizz. [m]	Vert. [m]	Orizz. [m]
-1.1	-0.75	-1.6	-0.6	-1.28

Analisi non-lineari

Le analisi numeriche precedenti consentono di evidenziare alcuni aspetti cinematici riguardo il comportamento della diga, ma non tengono in conto delle capacità di resistenza dei materiali costituenti la diga stessa. A questo scopo sono state svolte analisi numeriche bidimensionali non lineari in cui è stata presa in conto la resistenza del materiale costituente la diga, e la differenza delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei parametri del calcestruzzo relativi ai due diversi periodi di realizzazione. Nella realizzazione del modello sono state separate le zone corrispondenti alle due diverse fasi costruttive (Fig. 12a) in modo da poter differenziare i parametri di resistenza e le caratte-

ristiche della loro interfaccia. Per il calcestruzzo di entrambe le fasi costruttive è stato assunto un legame costitutivo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. I parametri ϕ' e c' sono stati ottenuti linearizzando il criterio di Hoek-Brown come descritto al paragrafo 2.10.4.1. I parametri meccanici assunti in questo modello numerico sono riportati in Tabella 3. La dislocazione della faglia è stata simulata in modo differente dalle analisi precedenti. Nelle analisi non-lineari la dislocazione è stata imposta attraverso l'applicazione a tutti i nodi della griglia contenuti nella zona tratteggiata in figura 12 a, di un vettore velocità diretto parallelamente all'angolo di immersione della faglia. L'intensità del vettore è pari a 1 mm/passò ed è

applicato per il numero di passi di calcolo necessari a raggiungere lo spostamento desiderato. La zona sottostante il cuneo tratteggiato nella figura 12 a) possiede caratteristiche di deformabilità migliori rispetto al resto della base dell'ammasso roccioso in modo da assorbire la dislocazione e permettere la convergenza dell'analisi. Lo spostamento totale imposto, pari a 90 cm, è stato raggiunto mediante tre passi di 30 cm ciascuno.

Le zone di contatto tra le diverse parti del modello sono state simulate attraverso elementi di interfaccia. In particolare sono state introdotte interfacce in corrispondenza della zona di contatto tra la parte di diga realizzata nella prima fase (1939-1955) e la zona sopraelevata (1966-1971) (I2); al contatto tra l'ammasso roccioso e il corpo diga (I1); in corrispondenza del piano di faglia (I3). I parametri che definiscono questi elementi di interfaccia possono influenzare in modo sostanziale i risultati delle analisi, e come tali andrebbero determinati attraverso prove sperimentali. Tuttavia, poiché questo non è stato possibile è stato definito un intervallo di variazione di questi parametri e sono state eseguite delle analisi parametriche al fine di valutare la sensibilità dei risultati alla variazione dei suddetti parametri.

In FLAC2D le interfacce possono essere idealizzate come incollate ("glued") oppure esse consentono lo scorrimento tra le due superfici a contatto ("unglued"). Nella prima modalità non

sono consentiti scorrimenti o aperture, ma si possono verificare solo spostamenti elastici continui in funzione delle rigidità assegnate ai parametri delle interfacce (rigidità normale k_n e tangenziale k_s). Nella seconda modalità si può verificare uno scorrimento o un distacco e la forza trasferita è governata dal criterio di Mohr-Coulomb quindi, oltre ai parametri di rigidità, è anche necessario definire i parametri di resistenza. La Tabella 5 riassume l'intervallo dei valori dei parametri delle interfacce assunti in modo parametrico nelle analisi.

I parametri dell'interfaccia relativa al piano di faglia non hanno influenza sui risultati dell'analisi in quanto lo spostamento viene imposto e dunque sono quelli associati alla condizione "unglued". L'interfaccia diga-ammasso roccioso è stata sempre assunta "unglued", mentre l'interfaccia che separa la sopraelevazione della diga dalla struttura originale è stata considerata con entrambe le opzioni.

I risultati delle analisi evidenziano un comportamento significativamente diverso a seconda che l'interfaccia interna alla diga sia "glued" o "unglued", perciò sono stati analizzati separatamente i due casi.

Nel caso in cui lungo l'interfaccia di separazione tra le zone della diga realizzate in periodi differenti non sia consentito lo scorrimento tra le due superfici, la figura 13 mostra l'andamento degli spostamenti del punto di controllo 2 (vedi figura 12a) monitorato durante l'analisi. La

Tabella 5 - Campi di variazione assunti nelle analisi non lineari per i parametri di interfaccia

Interfaccia		k_s (Pa/m)	k_n (Pa/m)	c' (MPa)	ϕ' (°)
Diga-ammasso roccioso (I1)	"unglued"	1E9÷1E10	1E9÷1E10	-	0÷30
Diga 1 ^a - 2 ^a fase di costruzione (I2)	"unglued"	1E9÷1E10	1E9÷1E10	-	0÷30
	"glued"	1E9÷1E10	1E9÷1E10	-	-

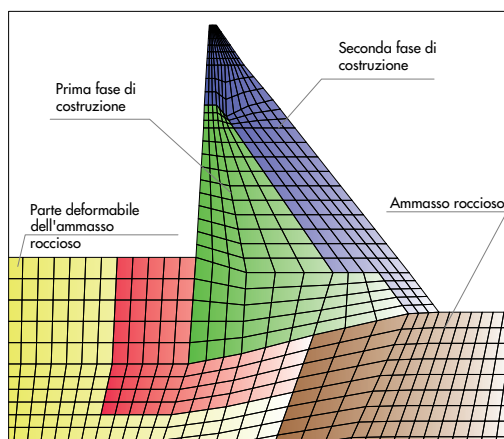
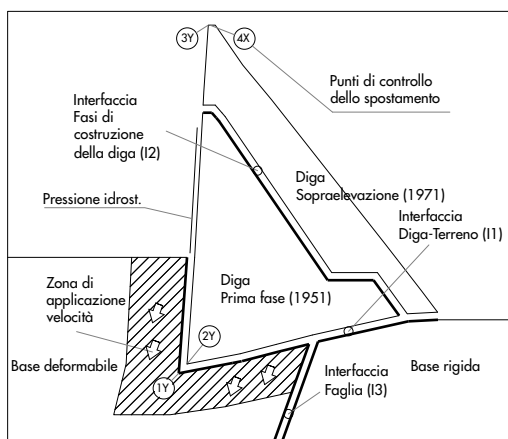


Fig. 12
a) Caratteristiche del modello numerico non lineare (bidimensionale) della diga Rio Fucino;
b) griglia di calcolo alle differenze finite costruita con il programma FLAC2D per le analisi non lineari.

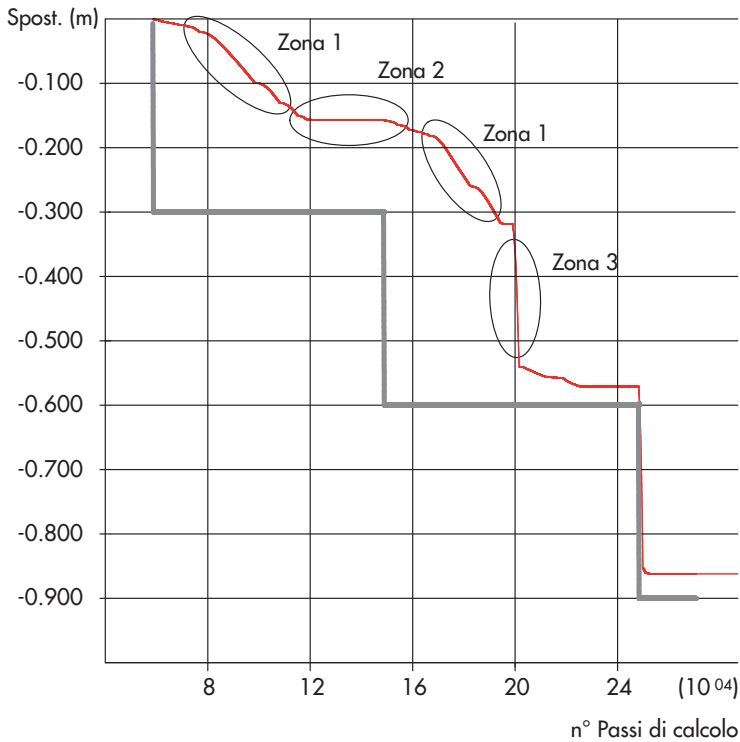


Fig. 13
Andamento degli spostamenti nel punto di controllo 2 in funzione del numero di passi dell'analisi FLAC 2D.

Fig. 14
a) Valori dello spostamento che il corpo della diga è capace di sopportare senza raggiungere una condizione di plasticizzazione diffusa nella parte inferiore in funzione dei parametri di rigidezza assunti all'interfaccia diga-ammasso roccioso;
b) Spostamento verticale del punto di controllo 2 (vedi Fig. 12 a) per diverse combinazioni dei parametri di resistenza e rigidezza all'interfaccia diga-ammasso roccioso.

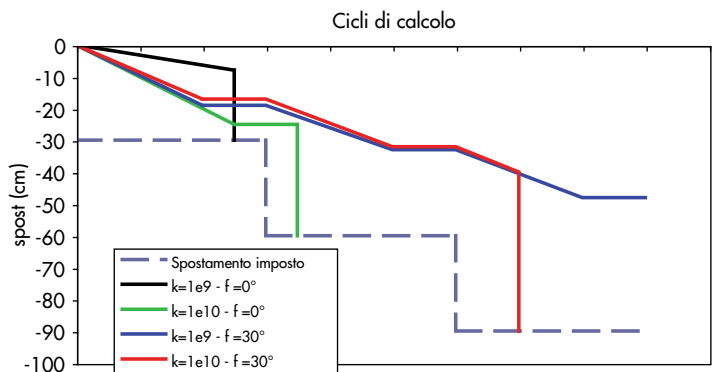
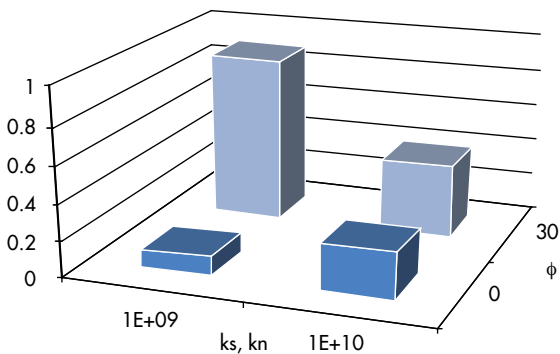
linea spezzata di colore grigio in figura 13 rappresenta l'andamento degli spostamenti imposti al cuneo di roccia sotto la diga, che simulano la dislocazione della faglia, mentre la linea rossa rappresenta lo spostamento del punto di controllo situato alla base della diga dal lato di monte utilizzato per interpretare il comportamento globale della diga. I tratti della curva in pendenza (zona 1) rappresentano lo scorrimento o la rotazione del corpo della diga. I tratti in piano (zona 2) rappresentano la fase in cui la diga viene a contatto con la roccia retrostante che contribuisce a limitare i movimenti. Infine i tratti verticali (zona 3) denotano la fase in cui viene superata la resistenza a trazione della parte inferiore della diga che si adagia sul letto di roccia sottostante. La condizione di rottura, nei casi in cui è raggiunta, comporta il superamento della resistenza a trazione della parte

inferiore della diga i cui elementi entrano in campo plastico deformandosi, ma, una volta a contatto con la roccia sottostante mantengono invariata la resistenza a compressione. Questo spiega l'andamento orizzontale delle curve di spostamento degli altri punti di controllo, i quali appaiono non variare la loro posizione. Il comportamento successivo al raggiungimento del limite di resistenza non viene considerato in quanto ritenuto non rappresentativo della situazione reale.

Le analisi non-lineari sono state condotte in modo parametrico considerando diversi valori dei parametri all'interfaccia diga-ammasso roccioso. La figura 14a) mostra, per diverse combinazioni dei parametri di rigidezza e resistenza all'interfaccia diga-ammasso roccioso, i valori di spostamento che il corpo diga è capace di sopportare senza raggiungere una condizione di plasticizzazione diffusa per raggiungimento della resistenza a trazione nella parte inferiore del manufatto.

La figura 14b) mostra l'andamento dello spostamento per il punto di controllo 2 (vedi Fig. 12a) alla base della diga relativamente a tutte le combinazioni considerate in Fig. 14a). È evidente dalla figura la forte dipendenza della risposta della diga dai parametri assunti per l'interfaccia.

Le figure 15 e 16 mostrano lo stato di plasticizzazione degli elementi della diga per due combinazioni dei parametri di interfaccia al contatto tra diga e ammasso roccioso al termine di ogni incremento di spostamento della faglia. La scala cromatica corrisponde ad una determinata condizione di plasticizzazione del materiale. In particolare il colore associato al valore 0 indica che l'elemento si trova in condizioni elastiche; il colore associato al valore 1 corrisponde ad uno stato plastico per raggiungimento della resistenza al taglio; il colore associato al valore 2 indica che l'elemento in passato si è trovato in una condizione di plasticizzazione, ma che



attualmente si trova in condizioni elastiche; il colore associato al valore 3 indica che l'elemento ha raggiunto la resistenza a trazione. La figura 15 illustra lo stato di plasticizzazione negli elementi della diga considerando per i parametri di interfaccia i valori $k_n = k_s = 1e9$ Pa/m, $\phi = 30^\circ$ e $c' = 0$ kPa. La figura 16 illustra invece il caso considerando per i parametri di interfaccia i valori $k_n = k_s = 1e9$ Pa/m, $\phi = 0^\circ$ e $c' = 0$ kPa. Dalle figure 15 e 16 si nota come i parametri di interfaccia influenzino notevol-

mente la distribuzione dello stato di plasticizzazione che si manifesta nella diga. Nel primo caso (Fig. 15), al termine dell'applicazione delle tre dislocazioni imposte, il modello raggiunge la convergenza esibendo una plasticizzazione significativa solo nel punto attorno a cui si manifesta una rotazione della diga. Nel secondo caso (Fig. 16) la rottura si presenta a seguito di una dislocazione della faglia pari a circa 8 cm, e si manifesta attraverso ampie zone in cui è raggiunta la resistenza a trazione nella parte

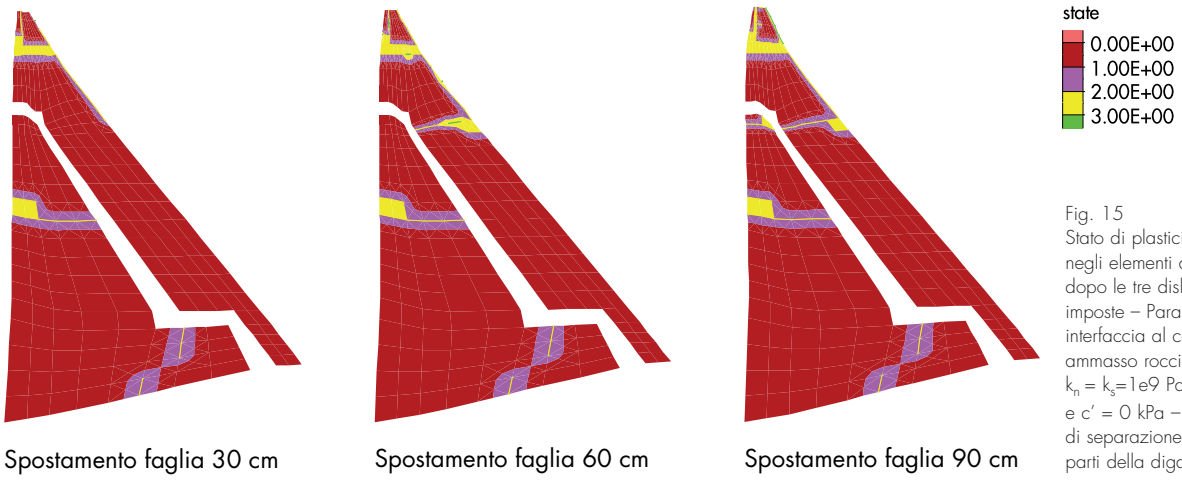


Fig. 15
Stato di plasticizzazione negli elementi della diga dopo le tre dislocazioni imposte - Parametri interfaccia al contatto tra ammasso roccioso e diga $k_n = k_s = 1e9$ Pa/m $\phi' = 30^\circ$ e $c' = 0$ kPa - Interfaccia di separazione tra le due parti della diga "glued".

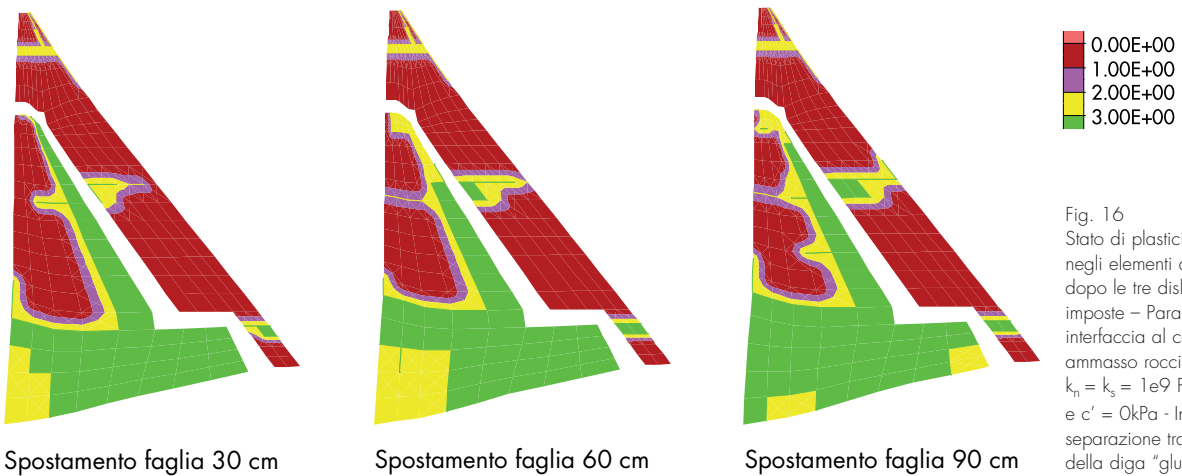
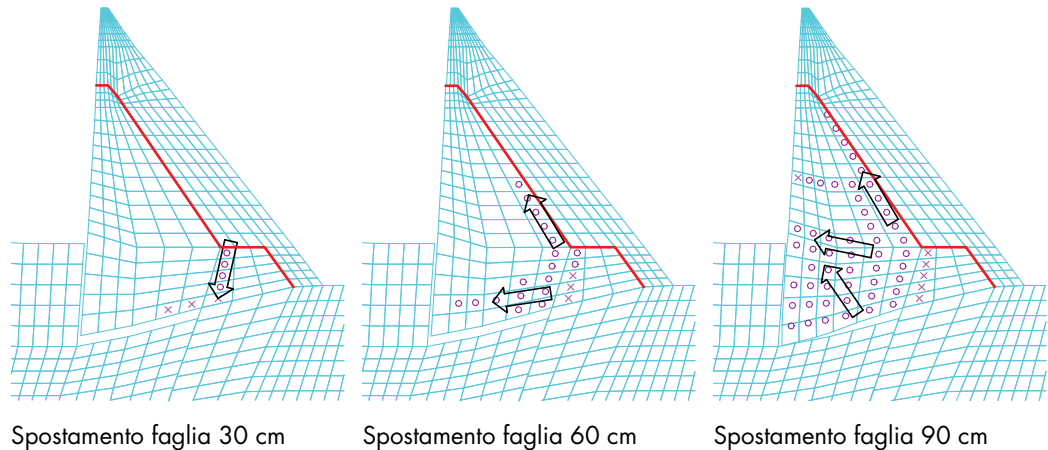


Fig. 16
Stato di plasticizzazione negli elementi della diga dopo le tre dislocazioni imposte - Parametri interfaccia al contatto tra ammasso roccioso e diga $k_n = k_s = 1e9$ Pa/m $\phi' = 0^\circ$ e $c' = 0$ kPa - Interfaccia di separazione tra le due parti della diga "glued".

inferiore della diga e lungo la superficie di contatto in corrispondenza della zona sopraelevata. Nel caso in cui all'interfaccia che separa la zona sopraelevata si consentisse lo scorrimento (interfaccia "unglued"), il comportamento della diga al variare dei parametri di entrambe le interfacce considerate, risulta più stabile. In questo caso, le riserve di resistenza della diga risultano essere ridotte e la condizione di plasticizzazione nella regione inferiore della diga viene raggiunta velocemente. La figura 17 illustra

l'evoluzione degli elementi plasticizzati al termine della applicazione delle tre dislocazioni imposte. Le frecce indicano la direzione in cui la zona plasticizzata si propaga. Si noti come le aree plasticizzate si concentrino negli elementi appartenenti alla prima fase di costruzione della diga. I cerchi rappresentano elementi che hanno raggiunto la condizione di plasticizzazione per trazione, mentre le croci indicano che l'elemento ha raggiunto una condizione di plasticizzazione in una fase di calcolo precedente.

Fig. 17
Elementi plasticizzati nel modello della diga Rio Fucino al termine delle tre fasi in cui viene applicata la dislocazione della faglia. La deformata della diga è stata amplificata di un fattore 5.



Spostamento faglia 30 cm

Spostamento faglia 60 cm

Spostamento faglia 90 cm

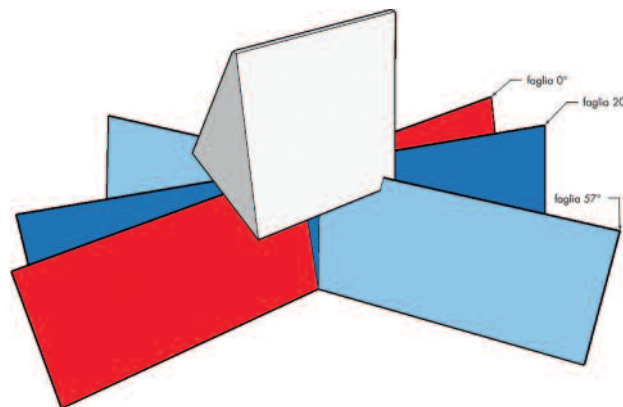
2.10.4.3 Analisi numeriche tridimensionali

Geometricamente il problema dell'interazione tra la faglia di Campotosto e la diga Rio Fucino è tridimensionale, poiché l'angolo formato tra l'asse della diga e la traccia della faglia è diverso da zero. L'asse longitudinale della diga ha un azimuth di 108°N dunque in funzione dell'inclinazione della traccia della faglia l'angolo formato tra l'asse della diga e la faglia di Campotosto può

variare da un minimo di circa 17° (per faglia con azimuth = N125°) fino ad un massimo di circa 57° (per faglia con azimuth = N165°) come schematicamente illustrato in figura 18.

Per studiare il problema tridimensionale dell'interazione tra la faglia e la diga Rio Fucino è stato messo a punto un modello numerico 3D utilizzando il software FLAC 3D (Itasca, 2006). I modelli realizzati comprendono il concio cen-

Fig. 18
Intercettazione e orientamenti possibili della faglia di Campotosto al di sotto del concio trascinabile della diga di Rio Fucino.



trale della diga, corrispondente all'estensione della parte trascinabile (di lunghezza 40 m), e la base di roccia su cui è costruita la diga per una larghezza pari a quella della porzione di diga considerata ed una profondità di 30 m. Le superfici laterali della porzione di diga considerata non sono soggette a vincoli e quindi i nodi corrispondenti della griglia possono subire qualsiasi spostamento. Sono state selezionate due possibili configurazioni per quanto riguarda la posizione della faglia: la prima prevede che la dislocazione tettonica intercetti la diga con un angolo di 20° tra l'asse della diga e la traccia della faglia, mentre la seconda di 57°. La figura 19 mostra i due modelli considerati nelle analisi.

La dislocazione della faglia, pari a 90 cm, è

stata simulata attraverso l'applicazione di un campo di velocità agli elementi di base interessati dall'ammasso roccioso dallo scorrimento, in tre passi di 30 cm ciascuno. La pressione idrostatica dell'acqua del bacino è stata idealizzata attraverso l'applicazione di una distribuzione di pressioni sul paramento di monte. Le analisi sono state condotte in regime di grandi spostamenti. I parametri assegnati all'interfaccia interposta tra ammasso roccioso e fondazione sono $k_s = k_n = 1e11 \text{ Pa/m}$, $\phi' = 0^\circ$ e $c' = 0 \text{ kPa}$. Per il corpo diga è stato utilizzato un modello costitutivo elasto-plastico con criterio di snervamento di Mohr-Coulomb. Il corpo diga è stato assunto di caratteristiche fisiche e meccaniche omogenee e uguali a quelle della diga nella prima fase di costruzione (1939-1955). Per l'ammasso roc-

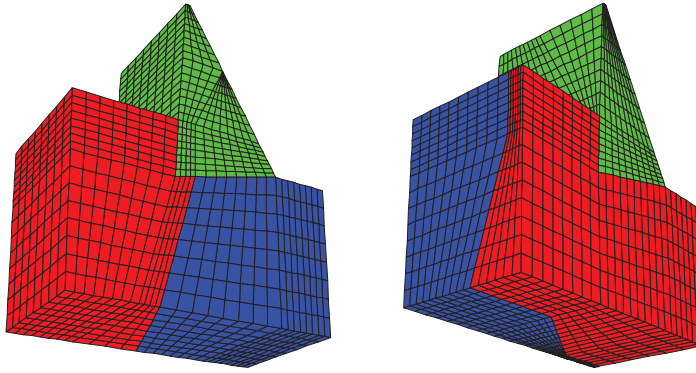


Fig. 19
Modelli 3D di una porzione della diga Rio Fucino per diversi angoli di intercettazione tra lo sbarramento e la traccia della faglia: a) angolo di intercettazione 20°; b) angolo di intercettazione 57°.

cioso è stato assunto un modello costitutivo elastico-lineare.

Durante le analisi sono stati monitorati gli spostamenti di alcuni punti notevoli della diga e dell'ammasso roccioso. In particolare i punti di controllo 1 e 2 che si trovano alla base della diga rispettivamente nella parte destra e sinistra della sbarramento (vedi Fig. 20). Il punto di controllo 3 è un punto rappresentativo della dislocazione della faglia.

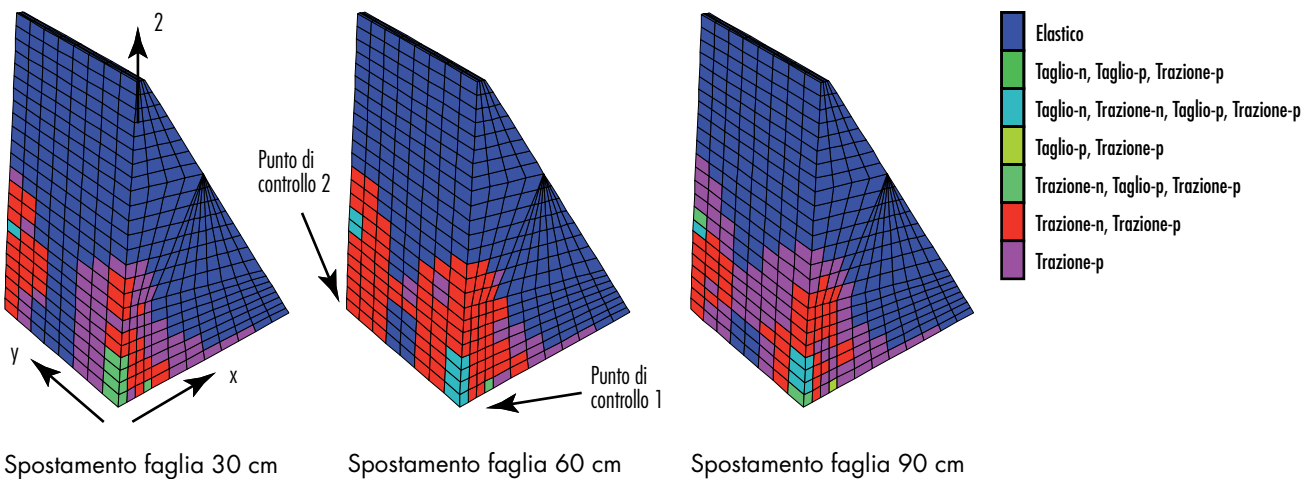
Angolo di intercettazione tra l'asse della diga e la traccia della faglia pari a 20°

La condizione di plasticizzazione degli elementi della diga può essere raggiunta per taglio o per trazione. Vengono inoltre differenziate le zone in cui lo stato di plasticizzazione è raggiunto nell'attuale fase di analisi (-n: now) o se il criterio di resistenza è stato superato in una fase di

analisi precedente (-p: past), ma attualmente lo stato tensionale è ritornato in campo elastico. La legenda di figura 20 evidenzia le possibili condizioni in cui si possono trovare gli elementi del modello durante l'analisi.

La figura 20 illustra lo stato di plasticizzazione negli elementi della diga al termine delle fasi di applicazione degli spostamenti imposti alla base. Dall'analisi si nota che le zone di plasticizzazione sono concentrate ai vertici inferiori della diga a causa del distacco dalla base. La quasi totalità delle zone plasticizzate raggiunge il limite di resistenza per trazione. Questo è in accordo ai risultati ottenuti delle analisi 2D. Si nota inoltre che al termine del calcolo l'estensione spaziale delle zone plasticizzate è più contenuta rispetto alle fasi precedenti poiché alcuni degli elementi al termine della fase di dislocazione ritornano in condizioni elastiche.

Fig. 20
Stato di plasticizzazione negli elementi della diga dopo le tre dislocazioni imposte - Angolo di intercettazione tra l'asse della diga e la traccia della faglia pari a 20°.



Angolo di intercettazione tra l'asse della diga e la traccia della faglia pari a 57°

Nel caso in cui l'angolo tra l'asse longitudinale della diga e la faglia è di 57°, la zona di plasticizzazione è più diffusa (vedi Fig. 21) anche se tale stato di plasticizzazione si riferisce alle fasi di calcolo e in gran parte dei casi, al termine

dell'analisi lo stato tensionale nell'elemento ritorna all'interno del dominio elastico. Lo sviluppo di zone plasticizzate avviene nella fase iniziale dell'analisi per un numero ristretto di passi. Successivamente si ha una redistribuzione dello stato di sforzo con riduzione dello stato tensionale nel corpo diga. Si nota che la gran

parte degli elementi plasticizzati al termine delle fasi di calcolo si trova in corrispondenza della zona di contatto tra la diga e la parte posteriore dell'ammasso roccioso. Il fenomeno, che inte-

ressa in maggioranza gli elementi sul paramento di monte, è dovuto all'attrito che esercita la roccia retrostante sul corpo della diga, nel momento in cui subisce la dislocazione.

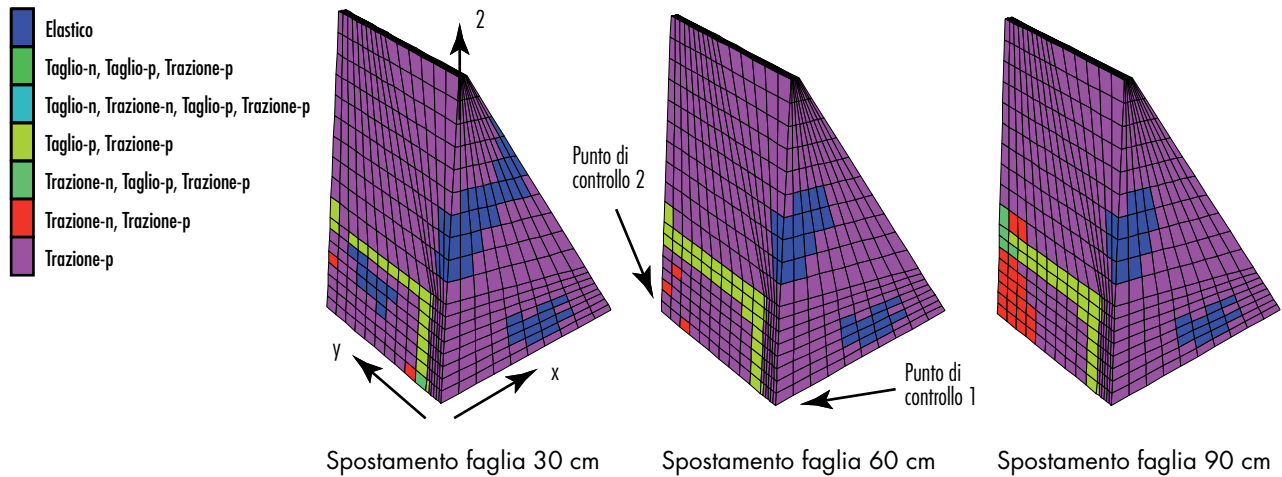


Fig. 21 Stato di plasticizzazione negli elementi della diga dopo le tre dislocazioni imposte - Angolo di intercettazione tra l'asse della diga e la traccia della faglia pari a 57°.

Le analisi svolte con il modello tridimensionale contemplano unicamente il concio centrale della diga. Pertanto non è stato preso in conto lo stato di coazione ed i vincoli agli spostamenti presenti alle estremità laterali dello sbarramento in corrispondenza delle sponde. Alcune prove condotte in questa direzione, in cui sono stati introdotti vincoli allo spostamento laterale delle estremità del modello hanno evidenziato spostamenti della diga trascurabili. Dal punto di vista dell'estensione delle zone plasticizzate, l'assenza di coazione laterale favorisce la formazione del danno nelle estremità, che infatti tende ad attenuarsi procedendo verso il centro, in particolare per il caso con angolo di intercettazione di 20°.

Confrontando il modello tridimensionale a quello bidimensionale si nota in tutti i casi come la presa in conto di un campo tensio-deformativo 3D aumenti la resistenza globale impedendo il formarsi di meccanismi locali o regioni in cui avvengano improvvise cadute di resistenza. Nei diversi casi analizzati è possibile osservare come gli spostamenti che la diga subisce in conseguenza della dislocazione della faglia vengano arrestati dalla porzione di roccia retrostante l'opera, la quale contribuisce alla condizione di equilibrio. La Tabella 6 riassume i valori degli spostamenti predetti nei punti di controllo sulla diga per i due casi di angolo di intercettazione esaminati.

Tabella 6 - Spostamenti nei punti di controllo sulla diga Rio Fucino nell'analisi 3D non lineare

Angolo di intercettazione tra l'asse diga e la traccia della faglia (°)	Spost x punto 1 (cm)	Spost x punto 2 (cm)	Spost y punto 1 (cm)	Spost y punto 2 (cm)
20	-15	-4	-15	-27
57	25	17	11	-88

2.10.5 Considerazioni conclusive

Il capitolo ha descritto i risultati delle analisi numeriche bi- e tridimensionali che sono state condotte nell'ambito dello studio dell'interazione tra la dislocazione tettonica della faglia di Campotosto e la diga in calcestruzzo a gravità Rio Fucino. Esse sono state eseguite nel periodo immediatamente successivo all'evento sismico del 6 Aprile 2009 che ha colpito l'Aquilano e

pertanto hanno un carattere preliminare. Sia le analisi bidimensionali che quelle tridimensionali, per quanto complesse si basano su ipotesi semplificative e i risultati ottenuti risultano di non facile interpretazione. In particolare essi sono fortemente influenzati dai valori assunti per i materiali costituenti la diga, dalla loro modellazione costitutiva nonché dai parametri utilizzati per la definizione delle interfacce del modello.

Tuttavia, nonostante queste incertezze e la dipendenza dei risultati ottenuti dai valori assunti da alcuni parametri di ingresso, le analisi svolte mostrano abbastanza chiaramente che se sottoposta ad una dislocazione di 90 cm provocata dalla rottura della faglia di Campotosto, la diga di Rio Fucino subirebbe una plasticizzazione diffusa in molte sue parti con danni anche gravi che potrebbero determinare una fuoriuscita di acqua.

Come documentato all'inizio del capitolo ed illustrato dai risultati delle analisi numeriche, la valutazione degli effetti prodotti su una struttura da fagliazione superficiale è un problema molto complesso da studiare. Esso richiede una approfondita caratterizzazione geologica e sismotettonica del sito di costruzione finalizzata a definire con il maggior grado di affidabilità possibile, geometria, cinematica, livello di attività della faglia potenzialmente in grado di intercettare lo sbarramento ed ovviamente l'entità attesa della dislocazione tettonica possibilmente in funzione del periodo di ricorrenza. Questi dati sono essenziali per una corretta valutazione della prestazione e quindi del livello di sicurezza di una diga soggetta ad uno spostamento permanente imposto dalla rottura di una faglia. Per il caso della diga a gravità di Rio Fucino esistono allo stato attuale forti incertezze circa l'ubicazione attesa della traccia del piano di faglia con la superficie del terreno in condizioni di campo libero e della sua posizione relativa rispetto all'asse longitudinale dello sbarramento. Incerto è inoltre il rigetto atteso per il quale si stima un campo di variazione compreso tra 0.4 e 0.9 m. Come è stato evidenziato nella parte introduttiva di questo capitolo, la vulnerabilità agli effetti della fagliazione superficiale dipende fortemente dalla tipologia della diga e dall'entità della dislocazione tettonica. Per tale ragione appare necessario in primo luogo approfondire i rilievi, le indagini e gli studi di carattere geologico e sismotettonico al fine di quantificare al meglio il livello di attività della faglia di Campotosto, il campo cinematico atteso in funzione del

periodo di ricorrenza nelle aree attigue l'asse longitudinale dello sbarramento e soprattutto localizzazione spaziale della traccia in superficie del piano di faglia ed angolo di emersione. Nel caso in cui tali indagini suffragassero gli indizi a favore dell'ipotesi di un'attività anche moderata della faglia di Campotosto, le analisi numeriche illustrate in questo capitolo non possono escludere che una dislocazione pari a 90 cm, produca danni anche gravi alla diga in calcestruzzo di Rio Fucino con possibili fuoriuscite d'acqua. Un intervento di adeguamento e rinforzo per mitigare il rischio associato alla possibile intercettazione della diga da parte della rottura di faglia superficiale, potrebbe essere quello di realizzare un rinforzo (in inglese "but-tressing") di materiale granulare drenante posto contro il paramento di valle e avente la funzione di filtro ad azione ritardante nell'eventualità di una fuoriuscita di acqua.

Per quel che concerne gli effetti dello scuotimento, la risposta sismica delle dighe interessate dallo sciamme sismico associato al terremoto del 6 Aprile 2009 dell'Aquilano è risultata soddisfacente in quanto nessuno degli sbarramenti ubicati nell'area colpita dal terremoto ha subito danni a causa del moto sismico. È interessante a questo proposito rilevare che nella replica di M 5.1 del 9 Aprile 2009 il cui epicentro è non molto distante dal lago di Campotosto, è stato registrato un valore di accelerazione di picco alla base della diga di Poggio Cancelli pari a 0.3g. Il comportamento delle dighe nell'area del lago di Campotosto conferma quindi i dati storici, secondo cui le dighe a gravità esibiscono una risposta generalmente soddisfacente allo scuotimento del suolo prodotto dai terremoti.

Per ciò che riguarda la vulnerabilità degli sbarramenti agli effetti della fagliazione superficiale, i casi di interazione tra dighe e rotture di faglia in terremoti del passato sono rari. Il caso più recente documentato è quello associato al terremoto di Chi-Chi nel 1999 a Taiwan dove la diga di Shih-Kang ha subito ingenti danni a seguito di una dislocazione tettonica di circa 8 m.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare Laura Scandella

e Francesca Bozzoni (Eucentre) per il contributo nella stesura di questo lavoro.

Bibliografia

Allen C.R., Cluff L.S. (2000) - Active faults in dam foundations: an update. Proc. 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper 2490, 8p.
Amberg W., Lombardi G. (1982) - "Comportement

Anormal du Barrage-Voute de Zeuzier (Suisse) Special Issue to ICOLD April 1982 pp. 102-109.
Ariga Y. (2008) - '3-D analytical method for the discontinuous behaviour of large dams against surface earthquake faults' Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China.

- Basili R., Valensise G., Vannoli P., Burrato P., Fracassi U., Mariano S., Tiberti M.M., Boschi E. (2008) - The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics, doi: 10.1016/j.tecto.2007.04.014
- CETS (1990) - "Earthquake Engineering for concrete dams: design, performance and research needs". Commission on Engineering and Technical Systems (CETS).
- CGS (2003) - Note 31: Faults and Earthquakes in California, California Geological Survey.
- Christenson E., Batatian L.D., Nelson C.V. (2003) - Guidelines for evaluationg surface-fault-rupture hazard in Utah, Misc. Pub. 03-6, Utah Geological Survey.
- Commissione Grandi Rischi (2009) - Verbale della riunione del 16/04/2009. Dipartimento della Protezione Civile. Via Ulpiano 11, ROMA.
- CSLP Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2007) - "Linee Guida per la valutazione della sicurezza sismica delle dighe in esercizio".
- DISS Working Group (2009) - Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.0: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>
- EMERGEO working group INGV "Rilievi geologici di terreno effettuati nell'area epicentrale della sequenza sismica dell'Aquilano del 6 aprile 2009" www.ingv.it.
- EN 1998-5. Eurocode 8 (2003) - Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- ENEL-1 (2009). Diga di Rio Fucino: documentazione. Enel S.p.A. Divisione Generazione ed Energy Management Area di Business Generazione Ingegneria civile ed Idraulica. Messaggio di posta elettronica del 17 Aprile 2009 di Rosella Caruana.
- ENEL-2 (2009) - Disegno con tracciamento faglia in corrispondenza del suo ingresso in lago Campotosto. Enel S.p.A. Divisione Generazione ed Energy Management Area di Business Generazione Ingegneria civile ed Idraulica. Messaggio di posta elettronica del 17 Aprile 2009 di Giovanni Ruggeri.
- Faccioli E., Anastasopoulos I., Gazetas G., Callerio A., Paolucci R. (2008) - Fault rupture-foundation interaction: selected case histories. Bull Earthquake Eng 6: 557-583.
- Galadini F., Galli P. (2003) - "Paleosismology of silent fault in the Central Appennines (Italy): the Mt. Vettore and Mts. della Laga faults" Annals of Geophysics, Vol. 46 N. 5, October 2003.
- Gazetas, G. (1987) - "Seismic Response of Earth Dams: Some Recent Developments," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 1, 1987, State-of-the-Art Volume, pp. 1-48, (presented as Keynote Speech at the 2nd Int. Conf. Soil Dyn. & Earthq. Engrg., June 28-July 3, 1985).
- Gilg B., Indermaur W., Matthey F., Pedro O., Azevedo M., Ferreira F. (1987) - 'Special design of Steno arch dam in Greece in relation with possible fault movements'. Proc. Int. Symposium on Earthquakes and Dams, Beijing, Chinese National Committee on Large Dams, 1: 202-218.
- Hoek E., Brown E.T. (1980) - Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106(GT9), 1013-1035.
- Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002) - Hoek-Brown criterion - 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- Hwang H.Y. (2000) - Taiwan Chi-Chi earthquake 9.21.99. Bird's eye view of Cher-Lung-Pu fault. Flying Tiger Cultural Publ., Taipei, Taiwan, 150 pp.
- IBC (2006) - International Building Code, International Code Council, 679 pages.
- ICOLD, (1989) - Selecting seismic parameters for large dams, Bulletin 72, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris.
- INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) (1998) Progetto 5.1.2: Inventario delle faglie attive dei terremoti ad esse associabili, coord F. Galadini an E. Vittori.
- INGV-1 (2009) - Relazione sulla Sequenza Sismica dell'Aquilano. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Centro Nazionale Terremoti. Relazione interna. 10 Aprile 2009.
- INGV-2 (2009) - Parametri faglia Campotosto. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Centro Nazionale Terremoti. Messaggio di posta elettronica del 17 Aprile 2009 di Paola Montone.
- INGV-3 (2009) - Comunicazione Prof. Enzo Boschi Presidente dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Riunione della Commissione Grandi Rischi, INGV, ENEL, Protezione Civile, EUCENTRE. Via Ulpiano, 11 ROMA. 16 Aprile 2009.
- ISMES Serbatoio di Campotosto (1996) - Indagini dirette ad accertare lo stato di conservazione dei materiali delle dighe di Rio Fucino - Rapporto finale di sintesi.
- ITASCA Consulting Group Inc. (2005) - FLAC 6.0 - User's Manual, Minneapolis.
- ITCOLD (1997) - "La verifica sismica delle dighe, criteri generali e confronto con le normative".
- Karam G., Tabbara M. (2009) - Hoek-Brown criterion for actively confined concrete. Journal of Materials in Civil Engineering March 2009.
- Léger P., Javanmardi F. (2006) - Seismic stability of concrete gravity dams strengthened by rockfill buttressing. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Leps T.M. (1989) - "The influence of possible fault offset on dam design", Water Power & Dam Construction, April 1989.
- Mahdavian A. (2008) - 'Rudbar Lorestan Dam Design and local Faults' Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China.

- Newmark N.M. (1965) - "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, 15-2: 139-160.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri - Servizio Nazionale Dighe (1998) - Foglio di condizioni per l'esercizio e la manutenzione, Diga di Rio Fucino in comune di Campotosto (AQ).
- RID Registro Italiano Dighe "Linee guida per la valutazione della sicurezza sismica delle dighe in esercizio".
- Servizio Nazionale Dighe F.C.E.M. (1998) - Foglio di condizioni per l'esercizio e la manutenzione, Diga di Rio Fucino in comune di Campotosto(AQ). Concessionario: ENEL S.p.a, Gestore: Divisione Produzione, Redazione: ing Gianfranco Saraca. Ufficio periferico di Perugia
- Sherard J.L., Cluff L.S., Allen C.R. (1974) - "Potentially active faults in dam foundations", *Geotechnique*, 24, pp. 367-428.
- Snæbjörnsson J., Taylor C.A., Stefansson B., Sigbjörnsson R. (2006) - Reservoir induced earthquake action and crustal movements. In Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. (pp. 10). Geneva: SGEB.
- Wells D.L., Coppersmith K.J. (1994) - New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement *Bulletin Of The Seismological Society Of America* 84: 974-1002.
- Wieland M. (2006) - 'Earthquake Safety of Existing Dams', 1st ECEES European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.
- Wieland M. (2008) - 'Implications of complex site conditions on seismic design of large dams'
- Wieland M. (2008) - 'Large dams the first structure designed systematically against earthquakes' Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Wieland M., Benedict H. Fan, (2004) - 'The activities of the International Commission on Large Dams (ICOLD) in the earthquake safety of large dams' Proc. 13th World conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Wieland M., Brenner R.P., Bozovic A. (2008a) - Potentially active faults in the foundations of large dams, Part I: Vulnerability of dams to seismic movements in dam foundation, Special Session S13, Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Wieland M., Brenner R.P., Bozovic A. (2008b) - Potentially active faults in the foundations of large dams, Part II: Design aspects of dams to resist fault movements, Special Session S13, Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Zhao J. (2000) - Applicability of Mohr-Coulomb and Hoek-Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science* June 2000.