

## SCIENZE DELL'INGEGNERIA CIVILE

# SCUOLA DOTTORALE

XXVI

## CICLO DEL CORSO DI DOTTORATO

# VERIFICHE SISMICHE DI DIGHE IN CALCESTRUZZO

TITOLO DELLA TESI

DOTT. ING. LUCA FURGANI	
Nome e Cognome del dottorando	firma
PROF. CAMILLO NUTI	
Docente Guida	firma
PROF. ALDO FIORI	
Coordinatore	firma

Collana delle tesi di Dottorato di Ricerca In Scienze dell'Ingegneria Civile Università degli Studi Roma Tre Tesi n° 43

ii

iii

# SOMMARIO

Nella presente tesi di dottorato verrà affrontato il tema delle verifiche sismiche delle dighe in calcestruzzo. L'obbiettivo della tesi e quello di descrivere e confrontare i metodi oggi disponibili per la valutazione della loro risposta sismica. Lo studio teorico-applicativo del problema verrà condotto con un approccio graduale partendo dai metodi più semplici, basati sulle analisi piane, per arrivare a quelli più avanzati che richiedono l'uso di programmi agli elementi finiti ed una modellazione della diga nello spazio 3D. Durante questo percorso saranno trattati i problemi dell'interazione fluido-struttura, dell'interazione fondazione-struttura e dei comportamenti non lineari associati allo scorrimento alla base e all'apertura delle fessure. Nella tesi viene presentato un programma, S.I.M.DAM, che si pone a metà strada tra le analisi semplificate e quelle agli elementi finiti. Questo programma che schematizza la diga come una griglia di travi equivalenti permette di effettuare analisi dinamiche non lineari con tempi computazionali ridotti. Tutti i metodi descritti e classificati in guesta tesi sono stati applicati ad un caso studio di riferimento. Il confronto tra i risultati ha permesso di valutare di quanto differiscono i metodi disponibili e quali sono i fenomeni più influenti nella valutazione della risposta.

iv

# ABSTRACT

The purpose of this Doctoral thesis is comparing the analysis methods available for the seismic assessment of concrete dams. A "step by step" approach is used to deal with the theoretical background and the application. Simplified methods, based on planar hypothesis, precede more complex three-dimensional finite element analysis. The main problem involved in the seismic response of dams are: fluid-structure interaction, foundation-structure interaction and nonlinear behaviour due to base sliding and crack opening. Each of this issue is addressed in this thesis. A program to make nonlinear dynamic analyses, S.I.M.DAM, is presented. This software can take into account 3D effect and base sliding modelling the dam as a grid of beams. This reduces strongly the computational time in comparison with FEM analyses. All the seismic analysis described in the thesis are applied to a case study of a concrete gravity dam. The comparisons between the results permit to show the main differences between the methods and to show which are the most important phenomena to take into account. vi

# INDICE

La tesi è stata suddivisa in due volumi. Nel primo sono contenuti i dettagli teorici dei metodi di analisi ed i confronti tra i risultati. Nell'ALLEGATO alla tesi sono contenuti i dettagli delle analisi e l'appendice.

INDICE DELLE FIGURE	10
INDICE DELLE TABELLE	20
1. INTRODUZIONE	23
1.1. CLASSIFICAZIONE DELLE DIGHE	27
<b>1.2.</b> IL RISCHIO ASSOCIATO ALLE DIGHE	
<b>1.3.</b> LA RISPOSTA SISMICA DELLE DIGHE NEL PASSATO	
1.4. L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO E I CRITERI DI VERIFICA	
1.5. I METODI DI ANALISI	
2. CASO STUDIO DI RIFERIMENTO	51
2.1. GEOMETRIA E MATERIALI	
2.1.1. Caratteristiche della diga	
2.1.2. Modellazione della diga	
2.2. LA VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	59
2.2.1. Spettri e stati limite per il Sito A	
2.2.2. Accelerogrammi spettro compatibili per il Sito A	
2.2.3. Sismicità dei quattro siti esaminati	
2.3. AZIONI CONTEMPORANEE AI TERREMOTI – LO STATO PRE-SISM	псо70
3. LE ANALISI SEMPLIFICATE	73
3.1. INTERAZIONI TRA IL SERBATOIO E LA DIGA CONSIDERATA RIGI	DA74
3.1.1. La valutazione della pressione idrodinamica	75
3.1.2. Il concetto di massa aggiunta	
3.2. INTERAZIONE TRA DIGA SERBATOIO E FONDAZIONE	
3.2.1. Interazione tra il serbatoio e la struttura	77
3.2.2. Oscillatore equivalente sistema Fluido-Fondazione-Struttura	
3.2.3. Forza statica equivalente proposta da Fenves e Chopra	
3.3. ANALISI PIANE: CADAM	
3.4. ANALISI TRIDIMENSIONALI: TRIAL LOAD METHOD	
3.5. Analisi di sensibilità della risposta lineare	
3.6. METODI DI VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE	
3.6.1. Metodo di Chopra & Zhang	

viii

<ul><li>3.6.2. Metodo di Danay &amp; Adeghe</li><li>3.6.3. Metodo di Nuti &amp; Basili</li><li>3.7. COMMENTI DEI RISULTATI DELLE ANAL</li></ul>	10 10 10 LISI DI SCORRIMENTO11
4. S.I.M.DAM	11′
4.1. MODELLO DI CALCOLO E ANALISI STA	тісне 11
4.1.1. Schematizzazione della diga	
4.1.2. Organizzazione dei fogli di lavoro	
4.1.3. Singolo concio verticale	
4.1.4. Interazioni tra i conci della diga	
4.1.5. Effetti dello scorrimento alla base sul	le verifiche 13:
4.1.6. Effetti della fessurazione	
4.1.7. Tipologie di analisi	
4.2. ANALISI DINAMICHE	
4.2.1. Selezione degli accelerogrammi e cal	lcolo dei parametri13
4.2.2. Definizione del modello in Opensees	e svolgimento delle analisi 14
4.2.3. Elaborazione dei risultati	
<b>4.3.</b> Commenti ai risultati delle anali	ISI15
5. LE ANALISI ACCURATE	15
5.1. INTRODUZIONE	
<ul><li>5.1. INTRODUZIONE</li><li>5.2. SISTEMA FLUIDO – STRUTTURA</li></ul>	
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li> <li>5.2. SISTEMA FLUIDO – STRUTTURA</li> <li>5.2.1. Introduzione al problema</li> </ul>	
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li> <li>5.2. SISTEMA FLUIDO – STRUTTURA</li> <li>5.2.1. Introduzione al problema</li> <li>5.2.2. Approccio Lagrangiano</li> </ul>	
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	<b>15</b> <b>16</b> 16 16 16 16 16 16 16
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	<b>15</b> <b>16</b> 16 16 16 16 16 16 16 16 16
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	<b>15</b> <b>16</b> 16 16 16 16 16 16 16 17
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15: 16: 16: 16: 16: 16: 16: 16: 17: 17: 17:
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15 16 16 16 16 16 16 16 16 17 17 17
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15 16 16 16 16 16 16 16 16 16 17 17 17 17 17 17 17 17
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15 16 16 16 16 16 16 16 16 17 17 17 17 EARI
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15 16 16 16 16 16 16 16 16 17 17 17 17 17 EARI
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15 16 16 16 16 16 16 16 16 17 17 17 17 17 EARI 17 18 18 18
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15 16 16 16 16 16 16 16 16 17 17 17 EARI
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15:         16:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         17:         18:         18:         18:         18:         18:         18:         18:         1
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15         16         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15         16         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15         16         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15         16         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18
<ul> <li>5.1. INTRODUZIONE</li></ul>	15         16         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         17         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18         18

5.6.5 5 7	5. Risultati delle analisi	
5.7.	EFFEIII I RIDIMENSIONALI	
6. (	CONFRONTO TRA LE ANALISI	201
6.1.	VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO RELATIVO	
6.2.	VALUTAZIONE DELLE TENSIONI	
6.3.	VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE	
6.4.	APERTURA DELLE FESSURE	
CON	NCLUSIONI E STUDI FUTURI	221
BIB	LIOGRAFIA COMPLETA	229
<b>7.</b> A	ALLEGATO	237
Stei	P 1) LO STATO PRE-SISMICO	239
I. R	RISULTATI ANALISI SEMPLIFICATE	241
Stei	<b>? 2)</b> VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE	241
II. I	RISULTATI ANALISI S.I.M.DAM	269
Stei	2 3) ANALISI PSEUDO-STATICHE	
Stei	? 4) ANALISI DINAMICHE	
III.	RISULTATI ANALISI ACCURATE FEM	286
Stei	2 5) TRE APPROCCI A CONFRONTO PER IL CASO A VUOTO	
Stei	e 6) Introduzione al caso studio e prime analisi al passo	
Stei	? 7) INTERAZIONE FLUIDO STRUTTURA NEL DOMINIO DELLE FREQUE	NZE E PER
AZIO	NI STATICHE EQUIVALENTI	293
Stei	<b>? 8)</b> Interazione fluido struttura nel dominio del tempo	
Stei	? 9) INTERAZIONE FONDAZIONE STRUTTURA	
Stei	? 10) Scorrimento alla base	
STEI	P 11) VALUTAZIONE DELLE FESSURE	
Stei	P 12) MODELLO COMPLETO 3D	
APP	ENDICE	340

ix

# INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Distribuzione per tipologia delle dighe costruite nel mondo
Figura 1.2 Diga di Fujinuma prima (destra) e dopo (sinistra) la scossa del terremoto "Tohoku" del 11 Marzo 2011 (Giappone)
Figura 1.3 Sezione (sinistra) e danneggiamento (destra) della diga Shin Kang a seguito del terremoto "Chi Chi" del 21 Settembre 1999 (Taiwan)
Figura 1.4 Diga di Ambiesta (vista da valle) : con il pallino rosso è stato indicato il mainshock del terremoto del Friuli
Figura 1.5 Geometria della diga di Ambiesta, sezione, prospetto e posizione degli accelerometri posizionati a seguito dell'evento del 15 Settembre 1976
Figura 1.6 Confronto tra la risposta spettrale reale e la risposta spettrale valutata su modello agli elementi finiti
Figura 1.7 Diga di Koyna in India
Figura 1.8 Modello della diga di Koyna e accelerazione al suolo registrata nelle prossimità della diga
Figura 1.9 Risposta sismica lineare e non lineare della diga (sinistra) e zone di danneggiamento ai tempi A e D del transitorio
Figura 1.10 Posizione del terremoto del Whencuan e degli altri terremoti del passato con magnitudo maggiore di 7
Figura 1.11 Dislocazione verticale sul coronamento di 20 cm (sinistra) e scorrimento orizzontale del paramento di monte (destra) avvenuti sulla diga di Zipingpu
Figura 1.12 Crollo del parapetto (sinistra) e danneggiamento del ricoprimento in pietra del paramento di valle (destra)avvenuti per la diga di Zipingpu
Figura 1.13 Livello dell'acqua subito dopo il sisma (sinistra) e stato del paramento di monte, privo di danni, osservato dopo lo svuotamento del bacino (sinistra) per la diga di Shapai
Figura 1.14 Danni subiti dalla diga di Bikou: crollo di una parte del muro sul paramento di valle (sinistra) e apertura di una fessura a cavallo del giunto sul paramento di monte (destra)
Figura 1.15 Fessura sul coronamento della diga (sinistra)e vista della diga di Baozhusi da monte (destra)
Figura 1.16 Tabella riassuntiva del grado di sismicità associato alle dighe italiane
Figura 1.17 Classificazione sismica del 2004 (sinistra) e classificazione sismica del 2008 (destra). 
Figura 1.18 Aspetti che caratterizzano la risposta sismica delle dighe
Figura 1.19 Schema a blocchi delle grandezze che è possibile stimare con le ANALISI SEMPLIFICATE e dei differenti approcci che è possibile utilizzare
Figura 1.20 Schema a blocchi degli aspetti da considerare nelle ANALISI ACCURATE e dei differenti approcci che è possibile utilizzare
Figura 2.1 Viste della diga a gravità in calcestruzzo di riferimento
Figura 2.2 Sezioni dei conci che compongono la diga a gravità in calcestruzzo di riferimento 55
Figura 2.3 Schematizzazione semplificata della diga attraverso un oscillatore semplice

X\_\_\_\_\_

Figura 2.4 Modellazioni semplificate della diga che sfruttano la teoria della trave
Figura 2.5 Modellazione agli elementi finiti del corpo diga per modelli piani e tridimensionali 58
Figura 2.6 Geometria del ponte sovrastante i conci sfioratori
Figura 2.7 Modello agli elementi finiti del sistema diga-serbatoio-fondazione
Figura 2.8 Spettri di risposta per gli stati limite richiesti dalle NTD
Figura 2.9 Spettro di progetto allo Stato Limite di Collasso valutato con approccio deterministico. 61
Figura 2.10 Spettro calcolato con approccio probabilistico per un tempo di ritorio di 1950 anni e suo confronto con lo spettro della normativa e quello richiesto dal bollettino ICOLD
Figura 2.11 Selezione degli accelerogrammi
Figura 2.12 Accelerogrammi spettrocompatibili ottenuti scalando segnali naturali
Figura 2.13 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito A
Figura 2.14 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito B
Figura 2.15 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito C
Figura 2.16 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito D
Figura 2.17 Gruppo di 7 accelerogrammi "matchati" sullo spettro di normativa per il sito D 69
Figura 2.18 Gruppo di 7 accelerogrammi scalati sullo spettro di normativa per il sito D
Figura 2.19 Confronto tra un segnale scalato e un segnale modificato in ampiezza e frequenza ottenuti a partire dallo stessa registrazione del terremoto del Sud dell'Islanda
Figura 3.1 Pressione idrodinamica associata al modo fondamentale di vibrare della struttura77
Figura 3.2 Oscillatori equivalenti associati alla assenza (sinistra) ed alla presenza della pressione idrodinamica (destra)
Figura 3.3 Modello definito da Fenves e Chopra per lo studio dell'interazione fluido struttura81
Figura 3.4 Effetti sulla risposta della diga dell'interazione con la fondazione
Figura 3.5 Interazione fondazione struttura nel metodo di Fenves e Chopra
Figura 3.6 Differenze di risposta tra il sistema esatto e quello equivalente al sistema fondazione struttura
Figura 3.7 Descrizione delle interazioni diga-serbatoio e diga-fondazione introdotte nel modello di Fenves e Chopra
Figura 3.8 Ipotesi sulla distribuzione delle sottospinte in condizione di sisma (CADAM)
Figura 3.9 Schematizzazione della diga ad arco e spostamenti considerati ai fini del "Trial Load Method"
Figura 3.10 Calcolo delle forze auto-equilibranti che eguagliano gli spostamenti radiali100
Figura 3.11 Schemi di carichi elementari utilizzati per il calcolo delle deformazioni delle mensole.

xi

Figura 3.12 Curva di regressione RVA proposta da Danay e Adeghe per il calco scorrimento alla base della diga considerata rigida	lo dello 107
Figura 3.13 Modello di oscillatore semplice (non lineare) equivalente proposto da Nuti e Ba	asili.109
Figura 3.14 Coefficiente di duttilità $\mu$ in funzione del parametro $\beta$	111
Figura 3.15 Curva di regressione $\mu = 1/\beta$ confrontata con i risultati delle analisi dinami lineari.	iche non 112
Figura 3.16 Schema del modello di Nuti e Basili per le analisi dinamiche non lineari effetta Opensees e legame costitutivo associato all'elemento che riproduce la slitta ("zer element")	uate con oLength 112
Figura 4.1 Schematizzazione geometria della diga utilizzata da S.I.M.DAM	120
Figura 4.2 Organizzazione dei fogli di lavoro del file Excel di S.I.M.DAM	122
Figura 4.3 Inserimento degli input per la definizione della geometria della diga	123
Figura 4.4 Schema pressione e sottopressione	124
Figura 4.5 Resistenza passiva del cuneo di roccia	125
Figura 4.6 Descrizione dei carichi e delle forze applicate alle travi equivalenti	128
Figura 4.7 Casi notevoli di riferimento per il calcolo delle forze e degli spostamenti de equivalenti.	elle travi 129
Figura 4.8 Contributi al momento generati dalle azioni verticali eccentriche	129
Figura 4.9 Modello giunto S.I.M.DAM	133
Figura 4.10 Legame costitutivo dato al giunto	134
Figura 4.11 Azione sismica: accelerogramma, spettro di riposta e contenuti in frequenza (C S.I.M.DAM).	0UTPUT 139
Figura 4.12 Rappresentazione della griglia di travi utilizzate per modellare la diga (C S.I.M.DAM).	OUTPUT 140
Figura 4.13 Schematizzazione del modello in sezione (sinistra) e da una vista frontale (destr	ra) 143
Figura 4.14 Sistemi di riferimento globale e locali	143
Figura 4.15 Risposta del concio verticale scelto dall'utente (OUTPUT S.I.M.DAM)	146
Figura 4.16 Confronto tra la risposta della diga ottenuta con S.I.M.DAM e con ABAQU rossa) nella condizione di serbatoio vuoto (solo azione sismica).	VS (linea 147
Figura 4.17 Confronto tra la risposta della diga ottenuta con S.I.M.DAM e con ABAQU rossa) nella condizione di serbatoio pieno.	VS (linea 147
Figura 4.18 Confronto tra la distribuzione degli spostamenti massimi e delle tensioni o ottenuti per il concio più alto nel caso di analisi piana lineare e tridimensionale non (OUTPUT S.I.M.DAM).	massime lineare 148
Figura 4.19 Deformata e periodi associati ai primi quattro modi di vibrare della s considerata a conci indipendenti (OUTPUT S.I.M.DAM)	struttura 149
Figura 4.20 Deformata e periodi associati ai primi quattro modi di vibrare della struttura tiene conto degli effetti tridimensionali (OUTPUT S.I.M.DAM)	in cui si 149
	150

Figura 4.22 Risposta della struttura nel momento in cui lo spostamento è minore (massimo spostamento verso monte) (OUTPUT S.I.M.DAM)
Figura 4.23 Risposta della struttura nel momento in cui lo spostamento è massimo (massimo spostamento verso valle) (OUTPUT S.I.M.DAM)
Figura 4.24 Stato della struttura nell'istante finale (OUTPUT S.I.M.DAM)
Figura 4.25 Storia delle tensioni massime di trazione [MPa] registrate alla base dei conci (OUTPUT S.I.M.DAM)
Figura 4.26 Tensioni massime registrate sul paramento di monte in caso di analisi tridimensionale non lineare (OUTPUT S.I.M.DAM)
<i>Figura 4.27 Tensioni massime registrate sul paramento di valle in caso di analisi tridimensionale non lineare (OUTPUT S.I.M.DAM)</i>
Figura 4.28 Tensioni massime registrate sul paramento di monte in caso di analisi a conci indipendenti e assenza di scorrimento alla base (OUTPUT S.I.M.DAM)
Figura 4.29 Confronto tra gli inviluppi delle tensioni sul paramento di monte calcolate con ABAQUS (sopra) e con S.I.M.DAM (sotto)
<i>Figura 4.30 Confronto tra gli inviluppi delle tensioni sul paramento di valle calcolate con ABAQUS (sopra) e con S.I.M.DAM (sotto)</i>
Figura 5.1 Confronto tra le tensioni calcolate applicando la pressione idrostatica sul paramento di monte (sinistra) e modellando la pressione attraverso gli elementi finiti (destra)
Figura 5.2 Effetto dello smorzamento sul fondo del serbatoio sullo spostamento relativo del concio centrale della diga di riferimento
Figura 5.3 Rappresentazione del dominio che rappresenta la fondazione in condizioni di "free field" e nella situazione relativa alla presenza della diga171
Figura 5.4 Rappresentazione del metodo indiretto con l'introduzione delle condizioni al contorno. 
Figura 5.5 Valutazione dell'impedenza dinamica della fondazione
Figura 5.6 Primo modo associato al sistema fondazione-struttura
Figura 5.7 Risposta dinamica di una diga al terremoto IT0104ya con differenti ipotesi per tener conto dell'interazione con la fondazione
Figura 5.8 Modifica del segnale free-field per ipotesi diverse di fondazione modellata con elementi finiti classici
Figura 5.9 Modifica del segnale free-field per ipotesi diverse di fondazione modellata con elementi infiniti
Figura 5.10 Sistemi di riferimento utilizzati per impostare il legame tra le superfici
Figura 5.11 Descrizione di tre differenti comportamenti del materiale: (a) elasto-plastico, (b) elastico con danneggiamento, (c) elasto-plastico con danneggiamento
Figura 5.12 Descrizione del comportamento in trazione (a) e compressione (b)
Figura 5.13 Comportamento ciclico del materiale previsto nel modello di Lee e Fenves
Figura 5.14 Legame tra tensioni ed apertura delle fessure
Figura 5.15 Confronto dei risultati delle analisi sperimentali di prove a trazione e alcune delle curve teoriche disponibili

•	
X1	١

Figura 5.16 Parametri della curva esponenziale che descrive il comportamento del ramo di softening in trazione
Figura 5.17 Curve di softening adimensionalizzate derivate da letteratura
Figura 5.18 Simulazione di una prova trazione ottenuta su provino cubico di lato unitario 194
Figura 5.19 Evoluzione della variabile di danneggiamento durante la prova di trazione
Figura 5.20 Influenza della geometria delle fondazioni sugli effetti tridimensionali
Figura 6.1 Numero di analisi svolte per ciascun fenomeno analizzato
Figura 6.2 Spostamenti relativi tra la sommità e la base
Figura 6.3 Spostamenti relativi tra la sommità e la base ottenuti con analisi accurate agli elementi finiti assumendo un comportamento lineare del materiale
Figura 6.4 Spostamenti relativi calcolati con S.I.M.DAM
Figura 6.5 Confronto tra gli spostamenti relativi medi ottenuti per differenti step di analisi 209
Figura 6.6 Tensione principale massima calcolata alla base del paramento di monte
Figura 6.7 Tensioni massime di trazione ottenute alla base del paramento di monte per una sotto selezione delle analisi effettuate
Figura 6.8 Confronto delle massime trazioni calcolate sul corpo diga per le analisi effettuate con S.I.M.DAM e ABAQUS
Figura 6.9 Confronto tra le tensioni massime di trazione (medie) ottenuti per differenti step di analisi
Figura 6.10 Scorrimenti ottenuti con differenti metodi di analisi
Figura 6.11 Valutazione dell'apertura delle fessure calcolate con il modello di Lee e Fenves per differenti analisi di calcolo
Figura 7.1 Tensioni principali massime nello stato pre-sismico generato dal peso proprio e dalla pressione dell'acqua
Figura 7.2 Mappa degli spostamenti in direzione monte-valle (vista dall'alto)
Figura 7.3 Confronto tra analisi 3D e 2D rispetto alle tensioni verticali
Figura 7.4 Forze normali calcolate sulle superfici di contatto prima e dopo l'applicazione della variazione termica uniforme
Figura 7.5 Confronto tra il segnale originale ed il segnale definito nel modello di Chopra e Zhang e loro confronto con le accelerazioni limite riferite ad un angolo di attrito di 45°
Figura 7.6 Scorrimento alla base della diga ottenuta con il metodo di Chopra e Zhang
Figura 7.7 Risultati dell'analisi dinamica non lineare effettuata con il metodo Nuti e Basili per un angolo di attrito di 45°
Figura 7.8 Risultati dell'analisi dinamica non lineare effettuata con tutti i metodi semplificati per un angolo di attrito di 45° ed il terremoto IT0104ya247
Figura 7.9 Risultati dell'analisi condotta per il terremoto del Friuli A-TMZ000, sulla diga alta 50 m e con un angolo di attrito di 45°
Figura 7.10 Risultati dell'analisi condotta per il terremoto del Friuli A-TMZ000, sulla diga alta 87 m e con un angolo di attrito di 45°

'igura 7.12 Risultati complessivi in termini dei parametri $μ e β$ delle analisi di scorrimento ffettuate con differenti metodi semplificati e per 46 accelerogrammi naturali252
igura 7.13 Confronto dei risultati ottenuti con la curva proposta da Newmark per le dighe in ateriali sciolti
igura 7.14 PGA e accelerazione spettrale ottenute per ciascuno dei 46 segnali utilizzati
igura 7.15 Bracketed duration associata ad i 46 segnali utilizzati
igura 7.16 Risultati delle analisi di scorrimento riportati in termini dei parametri $\mu$ e $\beta$ 258
igura 7.17 Correlazione tra il parametro di risposta $μ$ e $β$ calcolati sulla base dei risultati ottenut u 24 accelerogrammi
igura 7.18 Correlazione tra il parametro di risposta μ e l'intensità di Arias dei segnali utilizzat 
igura 7.19 Correlazione tra il parametro di risposta μ e l'intensità di accelerazione spettrale AS. 261
igura 7.20 Correlazione tra il parametro di risposta μ e il parametro POT261
igura 7.21 Influenza del segnale sullo scorrimento alla base della diga calcolato scalando i 46 egnali in modo da ottenere $\beta$ =0.25, 0.5 e 0.75
igura 7.22 Valori degli scorrimenti ottenuti per i 4 siti di riferimento utilizzando due gruppi di 7 ccelerogrammi scalati e matchati
igura 7.23 Confronto dei risultati ottenuti per i quattro siti di riferimento in termini dei parametr e β sovrapposti alla curva di regressione proposta da Nuti e Basili
igura 7.24 Risultati delle analisi lineari statiche equivalenti in termini di tensioni, sicurezza allo corrimento e spostamenti per differenti combinazioni di carico
igura 7.25 Comportamento dei conci più alti ottenuti per lo Stato Limite di Collasso ipotizzando attivazione della resistenza passiva e conseguente assenza di scorrimento alla base
igura 7.26 Comportamento dei conci più alti ottenuti per lo Stato Limite di Collasso ipotizzando assenza della resistenza passiva del cuneo di roccia, lo scorrimento alla base e aumento della eformabilità dovuta alla presenza di fessure nel corpo diga
igura 7.27 Effetto dell'introduzione delle mutue forze tra i conci nell'ipotesi di comportamento on lineare della diga (scorrimento alla base ed aumento della deformabilità)
igura 7.28 Risposta del concio più alto nell'ipotesi di diga a conci indipendenti (CASO A)274
igura 7.29 Risposta del concio più alto nell'ipotesi di diga a conci indipendenti e scorrimento alla ase (CASO B)
igura 7.30 Risposta del concio più alto considerando gli effetti tridimensionali (CASO C)27
igura 7.31 Risposta del concio più alto considerando gli effetti tridimensionali e lo scorrimente CASO D)
igura 7.32 Stato tensionale del paramento di monte nell'ipotesi di conci indipendenti (CASO A 270
igura 7.33 Effetto dello scorrimento alla base sulle tensioni massime calcolate sul paramento d

	-
****	-
× \/	
~ V	

Figura 7.34 Tensioni massime registrate sul paramento di monte nel caso di diga considerata a conci collegati da giunti (CASO C)
Figura 7.35 Tensioni massime registrate sul paramento di monte nel caso di diga considerata a conci collegati da giunti (CASO D)
Figura 7.36 Tensioni massime registrate sul paramento di valle per i quattro casi esaminati 278
Figura 7.37 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili per la diga a conci indipendenti (CASO A)
Figura 7.38 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili per la diga a conci indipendenti e permettendo lo scorrimento alla base (CASO B)
Figura 7.39 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili considerando gli effetti tridimensionali (CASO C)
Figura 7.40 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili considerando gli effetti tridimensionali e lo scorrimento alla base (CASO D)
Figura 7.41 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito A
Figura 7.42 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito B
Figura 7.43 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito C
Figura 7.44 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito D
Figura 7.45 Deformata e tensioni del concio più alto della diga per l'azione sismica SLC (1° modo) 
Figura 7.46 Confronto tra la forma modale calcolata con il programma FEM e quella proposta da Fenves e Chopra
Figura 7.47 Storia degli spostamenti relativi ottenuti sul coronamento per il segnale IT0104ya (solo azione sismica)
Figura 7.48 Confronto tensioni verticali (S22) ottenute con due differenti programmi agli elementi finiti con le analisi di risposta spettrale (1° Modo)
Figura 7.49 Confronto tra le tensioni verticali ottenute con due differenti mesh per l'analisi di risposta spettrale (solo 1° modo)
Figura 7.50 Storia degli spostamenti relativi della diga nella condizione di diga piena su fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione con il fluido
Figura 7.51 Storia delle tensioni verticali S22 prodotte dal terremoto nella condizione di diga piena su fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione con il fluido
Figura 7.52 Tensione calcolata nell'istante di massima trazione del paramento di monte nella condizione di diga piena su fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione con il fluido
Figura 7.53 Confronto tra la pressione calcolata con la formulazione chiusa di Westergaard (sinistra) e la soluzione ottenuta modellando il fluido in COMSOL (destra)
Figura 7.54 Pressione impulsiva ottenuta con SAP 2000

igura 7.55 Spostamento relativo ottenuto modellando la pressione idrodinamica come previs Ialle NTD
Figura 7.56 Tensioni massime verticali (sinistra) e principali (destra) ottenute nell'istante nassimo spostamento modellando la pressione idrodinamica come previsto dalle NTD
7 rigura 7.57 Inviluppo massimo delle tensioni verticali (sinistra) e principali massime (destr Attenute modellando la pressione idrodinamica come previsto dalle NTD
Figura 7.58 Spostamento relativo in sommità ottenuto applicando una massa aggiunta defini ome indicato da Fenves e Chopra
Figura 7.59 Spostamento relativo in sommità ottenuto applicando una massa aggiunta defini ome indicato nelle NTD
igura 7.60 Storia degli spostamenti ottenuti con l'approccio lagrangiano
7 igura 7.61 Tensioni della struttura nel momento di massimo spostamento ottenute con l'approcc agrangiano
igura 7.62 Storia degli spostamenti ottenuti con gli elementi finiti fluidi
Figura 7.63 Spostamento relativo ottenuto con elementi finiti acustici
Figura 7.64 Pressioni nel fluido (sopra) e tensioni verticali nel corpo diga (sotto) per l'istante nassimo spostamento ottenute modellando il fluido con elementi acustici
Figura 7.65 Modellazione della fondazione con gli elementi "infiniti"
Figura 7.66 Storia degli spostamenti relativi in sommità ottenuti con gli elementi infiniti
7 igura 7.67 Tensioni verticali al tempo di massimo spostamento (sinistra) e loro invilup destra)ottenute modellando la fondazione con elementi infiniti
Figura 7.68 Andamento della tensione massima principale nel tempo e confronto con la resisten 1 trazione (linea rossa tratteggiata) ottenuto modellando la fondazione con elementi infiniti30
igura 7.69 Modello agli elementi finiti in cui è stata modellata la fondazione
7 igura 7.70 Storia degli spostamenti relativi in sommità ottenuti con gli elementi finiti classici legli smorzatori sui contorni
7 igura 7.71 Storia degli spostamenti ottenuti considerando lo scorrimento alla base della di penalty method)
Figura 7.72 Evoluzione dello scorrimento alla base della diga (penalty method)
Figura 7.73 Andamento delle tensioni nel momento di massimo spostamento (sinistra) e lo nviluppo (destra) (penalty method)
Figura 7.74 Distribuzione delle pressioni (CPRESS) e delle tensioni tangenziali (CSHEAR) su uperfici di contatto prima dell'applicazione del sisma (sinistra) e negli istanti iniziale, di massim postamento verso valle e finale del transitorio (destra)
7 igura 7.75 Apertura tra le superfici (sinistra) e loro scorrimento (destra) per gli istanti iniziale, nassimo spostamento relativo e finale
Figura 7.76 Risultati di una analisi di scorrimento con angolo di attrito pari a 55° (penalty metho 3
Figura 7.77 Storia degli spostamenti ottenuti considerando lo scorrimento alla base della di augmented lagrangian method)
igura 7.78 Evoluzione dello scorrimento alla base della diga (augmented lagrangian method).3

# xviii

Figura 7.79 Andamento delle tensioni nel momento di massimo spostamento (sinistra) e loro inviluppo (destra) (augmented lagrangian method)
Figura 7.80 Distribuzione delle pressioni (CPRESS) e delle tensioni tangenziali (CSHEAR) sulle superfici di contatto negli istanti iniziale, di massimo spostamento verso valle e finale del transitorio (destra)
Figura 7.81 Scorrimenti alla base ottenuti per 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro allo Stato Limite di Collasso
Figura 7.82 Confronto tra gli scorrimenti ottenuti con SIMDAM e con ABAQUS per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili
Figura 7.83 Storia degli spostamenti relativi ottenuti con l'introduzione del modello non lineare 315
Figura 7.84 Evoluzione del danneggiamento durante il transitorio
Figura 7.85 Tensioni principali massime nell'istante di massimo spostamento verso valle (sinistra) e loro inviluppo (destra)
Figura 7.86 Cambiamento della distribuzione delle tensioni: tensioni principali massime pre-sisma (sinistra) e post-sisma (destra) sovrapposte alle isostatiche di compressione
Figura 7.87 Deformazione plastica della diga (sinistra) e stima dell'apertura delle fessure (destra) 318
Figura 7.88 Storia degli spostamenti relativi ottenuti con l'introduzione del modello non lineare e modellando i cunicoli presenti nella diga
Figura 7.89 Danneggiamento (sopra) e deformazione plastica (sotto) ottenuta modellando i cunicoli
Figura 7.90 Storia dello spostamento relativo ottenuto dal modello bidimensionale non lineare (scorrimento e aperture delle fessure)
Figura 7.91 Evoluzione dello scorrimento alla base della diga ottenuto considerando la non linearità del calcestruzzo
Figura 7.92 Danneggiamento e deformazioni plastiche al termine del terremoto
Figura 7.93 Effetti della componente verticale del terremoto sullo scorrimento
Figura 7.94 Danneggiamenti ottenuti considerando anche la componente verticale dell'azione sismica
Figura 7.95 Storie degli spostamenti relativi ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili ottenute utilizzando un modello piano non lineare (scorrimento e apertura delle fessure)
Figura 7.96 Danneggiamenti della sezione della diga ottenuti per 7 differenti accelerogrammi spettro-compatibili
Figura 7.97 Deformazione plastica ottenuta per il sisma che ha prodotto l'apertura della fessura più bassa (sinistra) e più alta (destra)
Figura 7.98 Scorrimenti alla base della diga valutati per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili ottenuti utilizzando un modello piano non lineare (scorrimento e apertura delle fessure)
Figura 7.99 (STEP 12.1) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.100 (STEP 12.1) Inviluppo delle tensioni principali massime per il Caso A (in assenza di compressione tra i conci)
Figura 7.101 (STEP 12.1) Inviluppo delle tensioni principali massime per il Caso B (presenza di compressione tra i conci prodotta da una dilatazione termica)

Figura 7.102 (STEP 12.1) Caso A: Forze di interazione scambiate tra il concio più alto e quelli adiacenti in direzione normale alle facce (CFNM) e tangenziale (SFSM)
Figura 7.103 (STEP 12.1) Caso B: Forze di interazione scambiate tra il concio più alto e quelli adiacenti in direzione normale alle facce (CFNM) e tangenziale (SFSM)
Figura 7.104 (STEP 12.1) Mutue forze orizzontali tra i conci 8-9 e 9-10 calcolati per il caso B328
Figura 7.105 (STEP 12.1) Spostamenti relativi (sommità-base) dei tre conci più alti della diga per il caso A e B
Figura 7.106 (STEP 12.2) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.107 (STEP 12.2) Inviluppo delle tensioni principali massime
Figura 7.108 (STEP 12.2) Andamento della pressione calcolata attraverso gli elementi acustici nell'istante di massimo spostamento del concio più alto
Figura 7.109 (STEP 12.3) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.110 (STEP 12.3) Deformata della diga nell'istante di massimo spostamento verso valle del concio più alto
Figura 7.111 (STEP 12.3) Inviluppo delle tensioni principali massime
Figura 7.112 (STEP 12.3) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.113 (STEP 12.3) Inviluppo delle tensioni principali massime
Figura 7.114 (STEP 12.3) Scorrimenti residui (SLIP1) registrati sui giunti diga-roccia e su quelli tra i conci
Figura 7.115 (STEP 12.3) Scorrimenti residui (SLIP2) registrati sui giunti diga-roccia e su quelli tra i conci
Figura 7.116 (STEP 12.3) Aperture residue (OPEN) registrate sui giunti diga-roccia e su quelli tra i conci
Figura 7.117 (STEP 12.3) Deformata della diga prima (sinistra) e dopo il terremoto (destra)333
Figura 7.118 (STEP 12.4) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.119 (STEP 12.4) Inviluppo delle tensioni principali massime
Figura 7.120 (STEP 12.5) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.121 (STEP 12.5) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di valle
Figura 7.122 (STEP 12.5) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di monte
Figura 7.123 (STEP 12.5) Deformata della diga prima (sinistra) e dopo il terremoto (destra)336
Figura 7.124 (STEP 12.5) Mappa degli spostamenti residui calcolati come differenza tra l'istante finale ed iniziale del transitorio
Figura 7.125 (STEP 12.5) Deformazione plastica calcolata al termine del terremoto (sinistra)e dettaglio della posizione del punto di massima apertura delle fessure (destra)
Figura 7.126 (STEP 12.6) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga
Figura 7.127 (STEP 12.6) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di valle
Figura 7.128 (STEP 12.5) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di monte
Figura 7.129 (STEP 12.5) Mappa degli spostamenti residui calcolati come differenza tra l'istante finale ed iniziale del transitorio (spostamenti amplificati 50 volte)

# INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.1 Numero di dighe censite dall'ICOLD per i membri con il maggior numero di dighe27
Tabella 1.2 Elenco dei disastri avvenuti nel XX secolo che hanno prodotto un numero di vittimemaggiori di1000 morti
Tabella 1.3 Risposta sismica di dighe soggette a terremoti con $PGA > 0.3$ g
Tabella 2.1 Caratteristiche geometriche della diga di riferimento    53
Tabella 2.2 Caratteristiche principali del calcestruzzo della diga di riferimento
Tabella 2.3 Caratteristiche meccaniche della roccia della diga di riferimento
Tabella 2.4 Segnali naturali selezionati per rappresentare in media lo spettro riferito al terremoto allo Stato Limite di Collasso ( i valori di intensità non sono ancora stati scalati)
Tabella 2.5 Terremoti di scenario ottenuti per i 4 siti in esame
Tabella 3.1 Parametri di input per il modello di analisi Nuti e Basili
Tabella 4.1 Descrizione dei parametri utilizzati da S.I.M.DAM per definire le tipologie di analisi
Tabella 4.2 Gruppo di accelerogrammi presenti in S.I.M.DAM    138
Tabella 5.1 Confronto dei risultati ottenuti con le analisi (piane) di interazione fluido-struttura effettuate sul concio più alto della diga di riferimento169
Tabella 5.2 Parametri del modello di Lee e Fenves utilizzati nelle analisi
Tabella 5.3 Elenco delle analisi tridimensionali svolte
Tabella 6.1 Elenco delle analisi effettuate
Tabella 6.2 Valori minimi, massimi e medi degli spostamenti relativi ottenuti con i metodisemplificati ed accurati209
Tabella 6.3 Valori minimi, massimi e medi degli spostamenti relativi ottenuti con diversi livelli di approfondimento delle analisi.         210
Tabella 6.4 Valori minimi, massimi e medi delle massime trazioni ottenute in un punto qualsiasi delcorpo diga ottenuti con i metodi semplificati ed accurati214
Tabella 6.5 Valori minimi, massimi e medi delle tensioni di trazione ottenute con diversi livelli diapprofondimento delle analisi.215
Tabella 6.6 Scorrimenti ottenuti con i diversi metodi di calcolo
Tabella 7.1 Confronto tra gli spostamenti relativi pre-sismici ottenuti con una modellazione 2D e3D
Tabella 7.2 Forze statiche applicate alle tre differenti strutture ( $L=50 \text{ m}, L=87 \text{m}, L=100 \text{ m}$ ) 248
Tabella 7.3 Resistenze allo scorrimento alla base per un angoli di attrito pari a 45° e 55°
Tabella 7.4 Caratteristiche degli oscillatori equivalenti ottenuti con metodi differenti
Tabella 7.5 Accelerazioni limite e spostamenti associati allo scorrimento

Tabella 7.6 Tabella riassuntiva degli scorrimenti ottenuti per il terremoto del Friuli e con un angolo di attrito di 45°
Tabella 7.7 Variazione dello scorrimento al variare della rigidezza della fondazione
Tabella 7.8 Elenco delle registrazioni dei 46 terremoti considerati nelle analisi
Tabella 7.9 Lista dei 10 terremoti che hanno prodotto gli scorrimenti maggiori
Tabella 7.10 Risultati ottenuti per 4 siti di riferimento utilizzando due differenti approcci per lagenerazione dei segnali: segnali matchati e scalati266
Tabella 7.11 Confronto tra le medie degli scorrimenti ottenuti con 7 accelerogrammi matchati ed imassimi scorrimenti ottenuti con 3 accelerogrammi matchati267
Tabella 7.12 Media, deviazione standard e coefficiente di variazione degli scorrimenti ottenuti pertutti i gruppi di accelerogrammi considerati267
Tabella 7.13 Confronto tra i risultati delle analisi dinamiche riferiti ai quattro scenari di calcolo individuati ed ottenuti il terremoto del Friuli (IT0104ya)
Tabella 7.14 Confronto tra i risultati delle analisi dinamiche riferite ai quattro scenari di calcolo individuati ed ottenuti per 7 accelerogrammi spettro compatibili
Tabella 7.15 Media dei risultati ottenuti per i 4 siti di riferimento nel caso di conci indipendenti 282
Tabella 7.16 Media dei risultati ottenuti per i 4 siti di riferimento nel caso in cui si considerino glieffetti tridimensionali
Tabella 7.17 Confronto tra le risposte statiche ottenute con i programmi agli elementi finiti e con leanalisi semplificate (S.I.M.DAM)
Tabella 7.18 Primi 10 periodi di una diga vuota su fondazione rigida
Tabella 7.19 Forma modali principale ottenuta con programma FEM confrontata con quellaproposta da Fenves e Chopra.288
Tabella 7.20 Confronto tra le risposte di una diga vuota su fondazione rigida: modello a mensola e modello FEM
Tabella 7.21 Risultati delle analisi dinamiche al passo effettuate con SAP2000 per la diga vuota su fondazione rigida
Tabella 7.22 Confronto tra le risultati delle pressioni generate da un moto rigido del paramento eassociabili al concetto di massa aggiunta295
Tabella 7.23 Confronto tra analisi semplificate e analisi FEM-SAP2000 nel caso di interazione fluido struttura
Tabella 7.24 Modi di vibrare e massa partecipante associata ad i modi del sistema fluido struttura         297
Tabella 7.25 Confronto tra l'analisi FEM su modello accoppiato fluido-struttura ed il modellosemplificato di S.I.M.DAM
Tabella 7.26 Valori degli scorrimenti ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili
Tabella 7.27 Risultati delle analisi dinamiche non lineari piane per i 7 accelerogrammi spettro compatibili      325

xxi

xxii

# 1. INTRODUZIONE

Nella presente tesi di dottorato verrà trattato il tema della valutazione della risposta sismica delle dighe in calcestruzzo. Dopo aver descritto ed applicato i metodi semplificati oggi disponibili (Capitolo 3) si presenterà un codice di calcolo in grado di tenere conto dei fenomeni che influenzano maggiormente la risposta (Capitolo 4). Il codice di calcolo verrà validato attraverso analisi di dettaglio agli elementi finiti (Capitolo 5). Tutti i metodo presentati verranno applicati ad un caso studio in modo da valutarne l'affidabilità e le differenze (Capitolo 6). Prima di addentrarsi negli argomenti tecnici verrà fatta un'introduzione al settore delle dighe mettendo in risalto gli aspetti che le contraddistinguono.

Uno dei primi aspetti che verrà trattato nel presente lavoro riguarda la CLASSIFICAZIONE DELLE DIGHE. Considerando per dighe, le strutture con un altezza maggiore di 15 m, l'ICOLD (International Commission on Large Dams), ha stimato che in tutto il mondo ci sono 37641 dighe. L'utilizzo di queste strutture può essere molteplice. Nella classifica dei paesi con il maggior numero di dighe l'Italia è al 12° posto con 542 invasi. Al primo posto si trovano gli Stati Uniti D'America con 9256 dighe. L'Italia è uno dei paesi che ha maggiormente sfruttato le opportunità offerte da queste strutture. Come conseguenza di questo, oggi nel territorio nazionale non è più possibile costruire nuovi impianti. L'attività degli ingegneri si dedica piuttosto alla gestione e al mantenimento in sicurezza degli impianti esistenti, fondamentali per lo sviluppo della società. Negli anni 60, l'idroelettrico copriva l'85% del fabbisogno nazionale, numeri raggiunti attualmente dal Brasile. Oggi il settore idroelettrico copre appena il 15% del fabbisogno con una produzione di 44.012 GWh, dati forniti dal Gestore dei Servizi Elettrici (GSE) aggiornati al 2011.

Purtroppo la popolarità delle dighe ed il fatto che si parli di loro è sempre associato ad eventi tragici. Dal Vajont fino ai giorni d'oggi le dighe saltano agli onori della cronaca soprattutto per aspetti tragici. Sono recenti le sciagure per le alluvioni di Genova nel 2011 e della Sardegna nel 2013. Questo fatto inevitabile introduce un altro importante aspetto, il **RISCHIO** associato a queste opere. È evidente che il crollo di una diga o la sua tracimazione può portare a conseguenze ben peggiori rispetto al crollo di un'altra struttura.

Grazie alle strumentazioni installate all'interno del corpo diga, il loro comportamento in condizioni di esercizio è costantemente monitorato. L'esperienza in tal senso è completa. Per quanto riguarda invece il loro comportamento in occasione di terremoti le esperienze sono molto poche. Questo è in parte dovuto all'assenza di strumentazioni adeguate a registrare le accelerazioni della struttura ed in parte al basso tasso di accadimento dei terremoti più forti. Solo per una cinquantina di dighe sono state recuperate informazioni sulla **RISPOSTA SISMICA DI DIGHE IN CALCESTRUZZO**. Da queste esperienze è stato concluso che questa tipologia di dighe è stato in grado di resistere alle azioni sismiche del passato. L'esiguo numero di esperienze e la specificità di ogni singola diga non permette però di generalizzare questa considerazione a tutte le dighe e per ogni intensità del terremoto.

#### Pag. 24/350

Non è quindi ammissibile trascurare il problema sismico, a maggior ragione nel caso di dighe esistenti progettate con criteri considerati oggi inadeguati ed utilizzando un'azione sismica molto modesta o addirittura assente. Dato il rischio associato ad un eventuale rilascio incontrollato dell'acqua, per le dighe situate in zone sismiche, devono essere fatte specifiche analisi per la VALUTAZIONE DELLA AZIONE SISMICA associata a terremoti con tempi di ritorno molto alti. Sulla base di queste azioni devono essere effettuate analisi adeguate a rappresentare il comportamento della struttura e devono essere rispettati quei criteri di verifica normativi che garantiscono la loro sicurezza. Nel caso in cui questi non fossero rispettati si può provvedere all'abbassamento del livello di invaso o al decommissionamento della diga. Per evitare le perdite dovute alla riduzione o alla cessazione dell'esercizio della diga è possibile provvedere ad un adeguamento sismico della diga. Prima di giungere a questa conclusione bisogna però essere certi di aver approfondito le analisi ai massimi livelli di dettaglio.

Dopo questa parte introduttiva si passerà ad una parte tecnica in cui verranno trattati gli aspetti più importanti da dover considerare durante la verifica sismica di una diga.

Per chiarire meglio gli aspetti teorici verrà fatto riferimento ad un CASO STUDIO. Nel corso della tesi verranno mostrate le risposte sismiche di questa diga ottenute con differenti approcci di analisi. Ogni verifica sismica comincia da una verifica nelle condizioni di esercizio. Lo stato tensionale pre-esistente è di fondamentale importanza per la corretta valutazione della risposta dinamica. Si pensi per esempio al differente comportamento di una diga ad arco nella condizione di serbatoio pieno in cui la struttura lavora prettamente ad arco rispetto al caso a vuoto in cui la struttura lavora a mensola. Facendo riferimento a questo stesso esempio si pensi alle differenze tra lo stato tensionale in estate o in inverno.

Dopo aver stimato lo stato presismico il passo successivo sarà la valutazione dell'azione sismica. Questa dovrà rappresentare gli effetti del terremoto sia nel caso di analisi semplificate che nel caso di analisi più complesse. Nel primo caso sarà sufficiente valutare degli spettri di risposta, nel secondo caso bisognerà selezionare degli opportuni accelerogrammi. A tal proposito verrà affrontato il tema del corretto utilizzo dei parametri sismici. Si parlerà di studio sismologico "ad hoc", del metodo con il quale ottenere gli spettri di progetto e delle tecniche per ottenere degli accelerogrammi spettro-compatibili. Si parlerà inoltre del numero minimo degli accelerogrammi da dover utilizzare.

La verifica sismica delle dighe rappresenta un argomento delicato che richiede la massima attendibilità delle analisi. Un procedimento di verifica che permette di studiare l'effettivo comportamento di una diga soggetta al sisma e di soddisfare contemporaneamente i requisiti di efficacia e chiarezza parte dalle analisi semplificate e si muove verso analisi sempre più approfondite condotte sfruttando le capacità dei calcolatori e del metodo agli elementi finiti.

Nella **PRIMA PARTE DELLA TESI** vengono introdotti i **METODI SEMPLIFICATI** più noti e utilizzati. Gli studi condotti sulla pressione idrodinamica da Westergaard e quelli

Pag. 25/350

sulle interazioni dinamiche fluido-fondazione-struttura di Chopra possono essere considerati i pilastri dell'ingegneria sismica delle dighe. Questi studi hanno trovato spazio in molte normative e programmi di calcolo. Tra questi ultimi c'è CADAM un programma sviluppato al Politecnico di Montreal che permette di svolgere analisi sismiche piane in campo statico. Si descriverà inoltre il "Trial Load Method", un metodo utilizzato nel passato per il progetto delle dighe ad arco. La maggior parte dei metodi semplificati si basano sulle ipotesi di comportamento del materiale in campo elastico. Alcuni fenomeni, come lo scorrimento alla base della diga possono essere affrontati con metodologie semplificate. Nel testo verranno descritti i metodi semplificati utilizzati per valutare lo scorrimento alla base delle dighe a gravità proposti da Chopra e Zhang (1991) da Danay e Adeghe (1993) e Nuti e Basili (2008). Con questi verranno svolte numerose analisi che ne descriveranno sia l'efficacia che le differenze.

Dopo aver trattato i metodi semplificati e prima di descrivere quelli più approfonditi nella **SECONDA PARTE DELLA TESI** verrà introdotto il programma proposto in questa tesi per la valutazione della risposta delle dighe: **S.I.M.DAM** (Simplified Integrated Method for Dam). Grazie a questo programma è possibile effettuare analisi in campo statico e dinamico tenendo conto degli effetti tridimensionali, importanti nel caso di dighe posizionate su valli molto strette. Come suggerisce il suo nome, questo programma implementa i metodi semplificati aggiungendone dei nuovi. I suoi vantaggi sono rappresentati dal ridotto tempo di analisi e dalla organizzazione dei risultati, caratteristiche sfruttate per fornire una idea di massima sulla risposta della diga di riferimento rispetto a quattro località sismiche italiane.

La TERZA PARTE DI QUESTA TESI verrà dedicata ai METODI PIÙ ACCURATI che sfruttano le potenzialità dei programmi agli elementi finiti. Queste possono tener conto di tutti gli aspetti più rilevanti che gravitano attorno alle verifiche sismiche delle dighe, tra cui le condizioni al contorno, rappresentate dalla presenza dell'invaso e del terreno di fondazione, e gli aspetti non lineari del problema, associati al superamento della resistenza dei materiali o alla apertura e scorrimento dei giunti di costruzione.

La letteratura scientifica sul tema delle interazioni fluido struttura e terreno struttura è molto ricca ma spesso riferita ad altre opere di ingegneria civile. Nel presente elaborato vengono riportati in maniera semplice e sintetica i fondamenti delle teorie più utili spiegandone i pregi ed i limiti.

Prima saranno descritti i principali metodi utilizzati per modellare L'INTERAZIONE FLUIDO-STRUTTURA nei programmi agli elementi finiti. Partendo da un approccio lagrangiano in cui il fluido viene modellato come un elemento solido con rigidezza a taglio nulla si arriverà a parlare di elementi finiti speciali in grado di riprodurre l'effettivo comportamento del fluido. Si accennerà quindi agli elementi finiti acustici e a quelli fluidi.

Allo stesso modo verrà affrontato il tema dell'INTERAZIONE FONDAZIONE-STRUTTURA (costituita dal basamento in roccia). Si parte in questo caso dai vari metodi utilizzati per riprodurre la rigidezza della fondazione nei quali si utilizzano molle e smorzatori equivalenti e si introdurrà il concetto di impedenza dinamica della fondazione. Dopo questa parte introduttiva varranno trattati i metodi attraverso i quali è possibile riprodurre l'interazione con la fondazione coi i programmi agli elementi finiti. Si distinguerà tra metodi diretti in cui viene modellata parte della fondazione e metodi indiretti in cui la fondazione si traduce in speciali condizioni al contorno imposte alla diga. In questo contesto verranno accennate le questioni relative alla deconvoluzione del segnale sismico e allo smorzamento dei materiali di fondazione.

Lo studio vuole inoltre fornire delle indicazioni per coloro che, sprovvisti di programmi sviluppati "ad hoc", vogliano modellare tali interazioni all'interno di un programma agli elementi finiti "general purpose" come per esempio SAP2000. L'utilizzo di programmi più avanzati permetterà di validare gli approcci semplificati che verranno trattati nel seguito.

Quando gli effetti del terremoto sono modesti è possibile valutare la risposta in campo elastico. Per i terremoti più intensi, le dighe possono andare incontro a problemi di fessurazione del calcestruzzo e deformazioni residue dei giunti. Un'analisi approfondita della diga deve sicuramente tenere conto di tali NON LINEARITÀ che possono talvolta modificare profondamente il comportamento dinamico della struttura valutata inizialmente in campo elastico. Verrà fatta un'introduzione sui modelli di comportamento non lineari del calcestruzzo e sulle metodologie attraverso le quali è possibile modellare il comportamento dei giunti. Per quanto riguarda i giunti verranno modellati come elementi finiti ortotropi o attraverso speciali legami assegnati alle superfici di contatto. Nel caso in cui venissero registrate delle tensioni sensibilmente maggiori della resistenza del calcestruzzo il passo successivo è quello della modellazione della non linearità del materiale. Verrà approfondito lo studio del modello definito "Damage Plasticity Model" proposto da Lee e Fenves nel 1998. Con questo modello sarà possibile tener conto sia della deformazione plastica, prodotta dal superamento della resistenza del materiale, sia della riduzione della rigidezza dovuta ai cicli di carico e scarico.

Nell'ultima sezione della parte di tesi dedicata alle analisi agli elementi finiti verranno introdotti gli EFFETTI TRIDIMENSIONALI. Tutti i fenomeni trattati precedentemente nel piano verranno analizzati nelle tre dimensioni dello spazio.

Per ogni metodo di calcolo descritto verranno riportati alcuni esempi applicativi. I dettagli delle analisi sono riportati in un ALLEGATO della tesi. Tutti i risultati saranno riutilizzati nel Capitolo 6 per cercare di stimare l'incertezza metodologica associata al campo delle analisi sismiche delle dighe.

In un contesto come quello italiano, dove sono in corso le verifiche sismiche delle dighe esistenti rispetto alle nuove azioni sismiche, questo testo vuole servire da riferimento teorico/pratico per la rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe esistenti.

## 1.1. CLASSIFICAZIONE DELLE DIGHE

Da sempre l'uomo ha riconosciuto l'importanza dell'acqua per la vita. La prima diga è stata costruita in Egitto nei pressi di Menfis nel 2600 a.C.. Questa diga alta 14 metri e con uno sviluppo in cresta di 113 m fu spazzata via da una piena avvenuta durante la costruzione (1). Da quel tempo sono stati fatti dei passi enormi nel campo della conoscenza dei fenomeni fisici e in quelli tecnologici. Il risultato di questa evoluzione ha portato alla costruzione di dighe alte fino a 335 m (Diga di Nurek in Tajikistan) ed invasi con capacità massima di  $2.6 \times 10^9$  m<sup>3</sup> (diga Tehri in India). Dighe ancora più alte come quella di Rogun in Tajikistan sono attualmente in costruzione.

La diga rappresenta lo sbarramento di un corso d'acqua, il cui inserimento all'interno di una valle produce un invaso artificiale grazie al quale è possibile regolare e gestire le risorse idriche della zona interessata. I suoi utilizzi sono innumerevoli, si va dalle prevenzioni delle esondazioni fino alla produzione di energia elettrica. L'ICOLD, l'organizzazione internazionale che si occupa di dighe ha recentemente istituito un registro di tutte le dighe presenti nel mondo. Nella Tabella 1.1 vengono riportati i paesi che hanno maggiormente sfruttato i benefici offerti dalle dighe.

PAESE	N° Dighe
United States of America	9 265
China	5 191
India	5 101
Japan	3 076
Canada	1 166
South Africa	1 114
Spain	987
Turkey	741
Brazil	684
France	622
Mexico	569
Italy	542
United Kingdom	519
Australia	507
Iran (Islamic Rep. of)	501

Tabella 1.1 Numero di dighe censite dall'ICOLD per i membri con il maggior numero di dighe.

Le tipologie di dighe si differenziano rispetto al materiale utilizzato e allo schema statico. A tal proposito la nuova Normativa Tecnica in materia di Dighe (NTD) (2) classifica le dighe nel seguente modo:

- Dighe in calcestruzzo
  - o a gravità
    - ordinarie
    - alleggerite
  - $\circ$  a volta

- ad arco
- ad arco gravità
- a cupola
- Dighe di materiali sciolti
  - o di terra omogenea
  - o di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna
  - o di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta esterna
- Traverse fluviali
- Dighe di tipo misto e di tipo vario

L'ICOLD fornisce un grafico sulle tipologie di dighe costruite nel mondo. La Figura 1.1 mostra che il 62% delle dighe sono in materiale sciolto e che quelle in calcestruzzo, la tipologia di dighe considerata nella presente tesi, sono circa il 22%.



Figura 1.1 Distribuzione per tipologia delle dighe costruite nel mondo

All'interno della categoria delle dighe in calcestruzzo quelle a gravità sono le più semplici da realizzare. Le loro sezioni trasversali solo poco variabili. Per contenere la spinta dell'acqua si sfrutta il peso stesso della diga. Sulla base di questo principio le sezioni delle dighe sono molto simili tra loro con un paramento di monte sub verticale e uno di valle con tangenti comprese tra 0.70 e 0.80.

A differenza delle dighe a gravità le dighe ad arco riescono a scaricare la spinta dell'acqua non solo alla base ma anche sulle spalle attraverso la loro conformazione. Queste strutture possono essere a singola o doppia curvatura, in questo caso vengono definite a cupola. L'effetto arco permette di scaricare le spinte orizzontali riducendo notevolmente i volumi di calcestruzzo necessari.

Per completare il quadro delle dighe in calcestruzzo più comuni bisogna annoverare le dighe ad arco-gravità. Come suggerisce il nome stesso, queste strutture assorbono le spinte dell'acqua grazie al peso della struttura e all'effetto arco che si stabilisce tra le sponde su cui insiste.

Per maggiori dettagli sulle tipologie di dighe si rimanda ad uno dei testi più ricchi in campo di dighe: il libro di "Costruzioni Idrauliche" (Volume III) del Professor Filippo Arredi.

## 1.2. IL RISCHIO ASSOCIATO ALLE DIGHE

Uno degli aspetti che contraddistingue le dighe dalle altre strutture è l'alto rischio associato ad un collasso o ad un rilascio incontrollato di acqua. Gli eventi tragici del passato "Dal molare al Vajont", per citare il libro di Temporelli (1), hanno mostrato quali possono essere le conseguenze di un errore di valutazione o di scelte sbagliate quando si tratta di contenere milioni di metri cubi di acqua. Risulta chiaro che nella fase di costruzione ed in quella di verifica risulta essenziale una valutazione del rischio per valutare se i benefici che si traggono dall'esercizio della struttura sono superiori ad i rischi. Queste analisi permettono inoltre di scegliere le misure per attenuare il rischio.

Il settore delle dighe si è affacciato da poco alle analisi di rischio. Le stesse normative nazionali in tema di dighe richiedono un aggiornamento in tal senso. Negli ultimi anni varie organizzazioni, in primis l'ICOLD, stanno introducendo il tema (3) (4). Quello che si sta studiando è la potenzialità, l'efficacia ma soprattutto la fattibilità dell'applicazione del metodo al contesto delle dighe.

Il punto di forza di questo metodo sta nell'assegnare un valore al rischio, risultante dal prodotto di tre componenti:

$$R = P_r$$
 (evento)  $x P_r$ (danno|evento)  $x C$ 

Dove

- Probabilità dell'evento che causa lo scenario negativo;
- Probabilità del verificarsi dello scenario negativo dato l'evento che lo ha causato;
- Conseguenze dello scenario negativo sulle persone e sull'economia.

Nel caso delle dighe, la prima componente può essere associata all'arrivo di un'onda di piena o ad un terremoto. Gli studi di idrologia e sismologia sono molto sviluppati in tal senso. Siamo in grado di calcolare quindi qual è la probabilità di avere un terremoto di una certa magnitudo e distanza nei pressi della diga. La seconda componente è invece quella legata ai metodi affidabilistici molto noti nel settore delle costruzioni. Attraverso questi metodi si arriva alla stima della probabilità che si arrivi al collasso di una struttura data una certa azione. Questo è riassunto da un rapporto o una differenza tra la resistenza del sistema (la capacità) e gli effetti provocati dall'applicazione dei carichi (la domanda). Queste stime della fragilità del sistema possono essere condotte con metodi di primo, secondo o terzo livello. L'ultimo ingrediente della formula del rischio è la valutazione delle conseguenze. Questo è dal punto di vista pratico il tema più articolato da analizzare nell'ambito delle dighe.

Durante il 12th Benchmark ICOLD tenutosi a Graz nel 2013 (5) sono state calcolate le conseguenze prodotte dalla rottura di una diga in materiali sciolti alta 61m con capacità di invaso pari a 38 milioni di mc. Lo scenario ipotizzato era quello di una tracimazione della diga con un territorio a valle mediamente popolato ed urbanizzato.

Da questo studio si è arrivati a stimare la morte di 2000 persone e la perdita economica per un valore massimo di 2 miliardi di euro. Questo mostra l'influenza delle conseguenze elevate sul rischio: per quanto l'evento scatenante abbia una probabilità bassa si ottiene un valore di rischio elevato.

L'entità delle conseguenze è stata confermata purtroppo anche dagli eventi reali. Vi sono casi storici di dighe il cui collasso ha portato a migliaia di vittime. Nella Tabella 1.2 vengono riportati questi eventi disastrosi (1).

Queste calamità sono state provocate sia da dighe di piccoli dimensioni che da grandi dighe. Nel caso delle prime una delle cause è la cattiva gestione del rischio che per queste opere minori viene purtroppo sottovalutato.

Tabella 1.2 Elenco dei disastri avvenuti nel XX secolo che hanno prodotto un numero di vittime maggiori di 1000 morti.

Data del disastro	Diga	Vittime
04/08/1917	Madhaya Pradesh (INDIA) Diga Tigra (Gravità in Calcestruzzo, H=25m, L=1341 m).	> 1000
1929	San Alfonso (BOLIVIA)	1000
17/05/1943	Dighe della Ruhr (GERMANIA) Diga Mohne (a gravità, H=33m) Diga Eder (H=48 m)	1200 ÷1600
25/03/1960	Fortaleza (BRASILE) Diga Oros (In terra, H=35 m, L=670 m)	1000
12/07/1961	Pune (INDIA) Panshet (In terra, H=50 m)	> 2000
09/10/1963	Longarone (ITALIA) Vajont (Ad arco, H=261 m, L=190 m).	1910
08/09/1975	(CINA) Banquiao (H=118 m).	170000 ÷ 230000
13/08/1979	Morvi (INDIA) (In terra, H=26 m)	1500 ÷ 2000
09/1980	Orissa (INDIA) Hirakud (diga a gravità, H=59 m, L=4800 m)	1000

Si è voluto fare questo breve richiamo alle analisi di rischio per valorizzare uno degli aspetti innovativi della presente tesi di dottorato: la valutazione delle incertezze associate ai diversi metodi di calcolo utilizzati per effettuare le verifiche sismiche. Le conseguenze associate al fallimento di queste strutture richiedono la massima affidabilità dei metodi utilizzati.

## 1.3. LA RISPOSTA SISMICA DELLE DIGHE NEL PASSATO

Esistono numerosi casi di dighe che hanno subito azioni sismiche. La valutazione degli effetti prodotti o, quando erano disponibili gli strumenti di misura, la valutazione del comportamento delle dighe durante il terremoto ha permesso di raccogliere una certa esperienza sul tema. Parte di queste informazioni sono state sintetizzate nel bollettino 120 del 2001 redatto dall'ICOLD (6).

In questo rapporto si evince che fino al 2001 solamente 12 dighe avevano subito dei danneggiamenti rilevanti per effetto dei terremoti e solo la metà erano classificate come grandi dighe. Le osservazioni più interessanti maturate dall'analisi della risposta di tutte le dighe esaminate aveva portato a dire che:

- le dighe maggiormente danneggiate risultavano essere quelle in materiale sciolto, in particolare le dighe di dimensioni modeste gestite da enti meno importanti;
- le dighe in calcestruzzo avevano mostrato una maggiore resistenza;
- nessuna diga ad arco aveva subito danneggiamento considerevoli nonostante molte di esse fossero state soggette ad un sisma di forte intensità.

Tutte queste evidenze sono state confermate negli anni successivi. In particolar modo nei terremoti dello Wenchuan in Cina (2008) ed in quello di Tohoku in Giappone (2011).

Il presente lavoro si concentra sulle dighe in calcestruzzo, per queste strutture esistono pochi casi di strutture danneggiate a seguito di un terremoto. Se da un punto di vista questo è rassicurante, da un punto di vista ingegneristico rappresenta un'assenza di esperienza sul possibile comportamento delle strutture. Il bollettino 120 raccoglie l'esperienza di sole 12 dighe in calcestruzzo soggette a terremoti con PGA maggiore di 0.2 g.

E' bene fare tesoro di tutte le informazioni che si possono dedurre da questi casi. Nei terremoti del 1971 e del 1994 avvenuti in California la diga di Paicoma, una diga ad arco alta 113 m completata nel 1929, ha mostrato uno degli effetti più importanti del terremoto sulle dighe: la apertura dei giunti compresi tra i conci verticali.

Nei paragrafi che seguono vengono descritti alcuni di questi casi. Dopo aver documentato alcuni casi relativi a dighe in materiali sciolti si passerà ad analizzare la risposta delle dighe in calcestruzzo.

Le informazioni raccolte dal passato e quelle che si raccoglieranno nel futuro sono di fondamentale importanza per la corretta rappresentazione della risposta sismica delle dighe nell'ambito delle analisi numeriche. Ognuno dei casi riportati di seguito ha infatti apportato delle modifiche al modo in cui le dighe sono state analizzate.

### Pag. 32/350

### Il caso della diga di Fujinuma

Durante quest'ultimo terremoto si è verificato il crollo totale della diga di Fujinuma, costata la vita a 8 persone (Figura 1.2).



Figura 1.2 Diga di Fujinuma prima (destra) e dopo (sinistra) la scossa del terremoto "Tohoku" del 11 Marzo 2011 (Giappone)

Questa diga in materiali sciolti, alta solo 18.5 m e destinata all'uso irriguo, l'11 Marzo 2011 20 minuti dopo l'arrivo del terremoto ha rilasciato a valle tutta l'acqua invasata in quel momento (capacità del bacino 1 504 000 m<sup>3</sup>). Si è stimato che il crollo fu causato da errori progettuali.

#### I CASI PIÙ NOTI DI DIGHE IN MATERIALI SCIOLTI

Sulla scorta delle informazioni ricavate dal Bollettino 120 si riportano di seguito i terremoti che hanno portato agli effetti più significativi sulle dighe in materiali sciolti.

In Giappone durante il terremoto di Kobe del 1995 tre dighe sono state danneggiate seriamente ed altre in maniera più lieve. Molti anni prima, durante il terremoto di "Kanto" una diga in materiali sciolti alta 40 m fu il primo caso documentato di danneggiamento grave subito da una diga a seguito di un sisma.

Negli Stati Uniti sono stati molti i terremoti avvenuti in prossimità delle dighe. Ci sono anche casi in cui alcune dighe sono state interessate da più terremoti in un arco di tempo relativamente breve. È il caso del terremoto di "San Fernando" del 1971 e del successivo terremoto "Northridge" del 1994. La seconda scossa non prevista così ravvicinata ha messo in discussione lo studio di sismicità fatto in precedenza. Un altro aspetto fondamentale fu l'adeguamento della diga "Lower Van Norman" a seguito della prima scossa rispetto al cosiddetto massimo terremoto credibile (MCE). Questo adeguamento ha migliorato e messo in sicurezza la stessa diga nei confronti della scossa del 1994. Un altro caso emblematico fu quello del terremoto di "Loma Prieta" del 1989. Più di cento dighe erano state assoggettate al sisma ma solo poche si danneggiarono. In quel caso si evidenziò che la maggior parte di esse aveva un livello di invaso molto basso compreso tra il 10% ed il 50%, un aspetto fondamentale che ne aumenta la capacità di resistere alle azioni sismiche orizzontali. Un altro aspetto da considerare fu la breve durata del terremoto. Andando ancora più indietro il terremoto di San Francisco del 1906, che aveva interessato circa trenta dighe non aveva

provocato danni significativi. Molti altri terremoti come quello del 1925 di Santa Barbara e quello di "Kern County" del 1952 avevano evidenziato dei danneggiamenti di dighe in materiali sciolti.

Altri terremoti, in Messico nel 1985 e in Nuova Zelanda nel 1987 confermarono il fatto che le uniche dighe a danneggiarsi erano quelle in materiale sciolto. Uno degli aspetti più importanti a tal proposito è il tipo di materiale utilizzato. Le dighe riempite in roccia le "rockfill dams" o quelle la cui faccia era in calcestruzzo "Concrete Face Rockfill dams" si sono dimostrate più sicure delle altre.

#### IL CASO DELLA DIGA DI SHIN KANG DAM

Un altro dei casi più noti è quello della diga "Shin Kang" situata a Taiwan. Questa è la prima diga a gravità che ha subito danneggiamenti a causa di un terremoto. Il 21 Settembre 1999 un terremoto di magnitudo 7.6 ha infatti portato ad un collasso parziale della diga ed un conseguente rilascio di acqua.



Figura 1.3 Sezione (sinistra) e danneggiamento (destra) della diga Shin Kang a seguito del terremoto "Chi Chi" del 21 Settembre 1999 (Taiwan).

Come mostra la Figura 1.3 il terremoto ha provocato il crollo dei muri di sostegno delle paratoie. La diga alta solo 21.40 m era stata progettata con metodi pseudo statici e utilizzando un'azione sismica più bassa di quella effettivamente registrata. Dalle analisi effettuate successivamente è stato appurato che questo collasso è stato l'effetto della rottura di una faglia situata sotto la diga. Questo danneggiamento seppur grave non ha portato al rilascio incontrollato di acqua ma soprattutto non ha causato morti. Inoltre la diga è stata successivamente riparata ritornando al suo esercizio. L'evento ha dimostrato che bisogna approfondire lo studio sismologico, in particolare bisogna valutare l'effetto di un possibile scorrimento della faglia posta sotto la diga. In Italia uno studio di questo tipo è stato condotto per le tre dighe di Campotosto (Poggio Cancelli, Rio Fucino, Sella Pedicate) da Agosti Corigliano e Lai a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 Aprile 2009 (7).

Tornando al caso della diga di Shin Kang a questo studio sismotettonico andava sicuramente aggiunto uno studio più approfondito della risposta della struttura effettuato con metodi più dettagliati rispetto al metodo pseudo statico.

#### Pag. 34/350

#### Il caso della diga di Ambiesta

Tra le dighe che hanno subito un terremoto c'è la diga ad arco di Ambiesta situata nella provincia di Udine, un caso molto studiato e che merita un approfondimento specifico. Questa diga è stata sottoposta al terremoto del Friuli del 6 Maggio 1976. La diga già strumentata con accelerometri prima del terremoto ha registrato sia la scossa principale che le successive.



Figura 1.4 Diga di Ambiesta (vista da valle) : con il pallino rosso è stato indicato il mainshock del terremoto del Friuli.

Questa diga ad arco cupola alta 58.63 m, completata nel 1956, fa parte dell'impianto idroelettrico "Medio-Tagliamento Somplago". La lunghezza del coronamento di 145.00 m, lo spessore in cresta di 2.00 m e alla base di 7.80 m danno a questa struttura una notevole snellezza. Come molte delle dighe ad arco costruite in Italia in quel periodo sul contorno della volta venne costruito un pulvino.



Figura 1.5 Geometria della diga di Ambiesta, sezione, prospetto e posizione degli accelerometri posizionati a seguito dell'evento del 15 Settembre 1976.

La diga venne progettata tra il 1949 e 1954 tenendo conto degli effetti del terremoto utilizzando dei coefficienti sismici per valutare le azioni nelle varie direzioni. Vennero inoltre condotti dei test su un modello in scala 1:50 in cui si arrivò a stimare un'azione orizzontale al collasso pari a 12 volte la spinta idrostatica. Con un modello

in scala 1:75 vennero anche applicate delle forze assimilabili a quelle sismiche per studiare la resistenza offerta dalla diga. Da quest'ultimo test si giunse alla massima accelerazione che la diga era in grado di subire pari a 0.75 g. I meccanismi di collasso ottenuti interessavano la parte più alta del coronamento che per questo venne rinforzata nonostante l'azione sismica applicata nei test fosse ben più grande di quella attesa al sito.

Il 6 Maggio 1976 il terremoto del Friuli che provocò 965 morti e migliaia di feriti fu il primo forte terremoto ad abbattersi sulla diga distante all'incirca 20 km dall'epicentro. Su una delle imposte della diga venne registrata un'accelerazione di 0.33 g. Dopo questa scossa l'Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (ISMES) installò ulteriori 30 accelerometri in grado di registrare gli spostamenti orizzontali durante gli aftershock (vedi Figura 1.5). Nei successivi 4 mesi ci furono diverse scosse di "aftershock" comprese tra magnitudo di 5.1 e 6.0. Dalle misure si arrivò a stimare un'amplificazione base-sommità di 5.8 nella direzione monte valle e 10.6 nella direzione spalla-spalla. Le maggiori amplificazioni vennero registrate per i periodi compresi tra 0.10 e 0.125 sec.

La risposta registrata in sommità venne poi confrontata con i risultati ottenuti su modello numerico applicando lo stesso segnale registrato alla base. Il modello numerico venne calibrato utilizzando delle prove in sito con applicazione di forzanti sinusoidali comprese tra 2 e 20 Hz. Nella Figura 1.6 vengono riportati i risultati dei confronti. Con la "a" minuscola si indica il risultato numerico e con la "b" quello registrato. Nei primi 4 grafici (indicati con A) vengono riportate le accelerazioni spettrali in vari punti della struttura mentre nell'ultimo grafico indicato con "B" si riporta invece le accelerazioni registrate e calcolate sul coronamento.



Figura 1.6 Confronto tra la risposta spettrale reale e la risposta spettrale valutata su modello agli elementi finiti

#### Pag. 36/350

Al termine di questo periodo di scosse sia la diga di Ambiesta che le vicine dighe di Barcis e Maina di Sauris non subirono danneggiamenti.

Vale la pena fare una valutazione rapida di quella che oggi è l'azione sismica attesa al sito secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008. Facendo riferimento alle coordinate della diga e ad un tempo di ritorno di 2000 anni si arriva ad una accelerazione al suolo di 0.43 g. Un'accelerazione più alta di quella registrata nel 1976. Alla luce di questo si potrebbe dire che la diga non ha ancora subito il terremoto atteso, o almeno quello previsto per le verifiche. Questo introduce una nuova questione: le risposte sismiche delle dighe di cui abbiamo informazioni non sono riferite alle intensità sismiche richieste per le verifiche.

### IL CASO DELLA DIGA DI KOYNA

Uno dei casi rispetto al quale sono stati sviluppati il maggior numero di modelli numerici per simularne il comportamento sismico è quello della diga di Koyna. La diga è infatti l'unica diga in calcestruzzo ad aver subito dei danneggiamenti significativi per effetto del terremoto. Oltre ad essere diventato un caso studio di riferimento è stato oggetto di campagne sperimentali su modelli in scala (8).

Questa diga a gravità in calcestruzzo alta 103.2 m e con un estensione di 807.2 m è la diga più grande dell'India ed una importante fonte di approvvigionamento energetico.





Figura 1.7 Diga di Koyna in India

Il terremoto del 11 Dicembre 1967 con epicentro a soli 13 km dalla diga ha prodotto dei danneggiamenti importanti che ne hanno richiesto due adeguamenti, il primo completato nel 1973 ed il secondo nel 2006. La vicinanza dell'epicentro alla diga fa pensare che l'origine scatenante del terremoto sia stato proprio l'invaso. Questa diga è stata inaugurata infatti nel 1964, solo tre anni prima del terremoto.

Uno dei primi ad occuparsi della risposta sismica di questa diga fu il Prof. Chopra, autore che ha apportato molte innovazioni nei metodi di analisi sismiche delle dighe. Uno degli ultimi studi è stato quello di Lee e Fenves che nel 1998 volendo proporre una nuova versione del modello "damage plasticity" introdotto inizialmente da Lubliner lo hanno applicato alla diga di Koyna. In Figura 1.8 viene riportato il modello e l'accelerazione imposta alla base della diga mentre nella Figura 1.9 viene riportata la risposta della diga al terremoto. L'accelerazione del terreno registrata in
due gallerie ha un valore massimo assoluto pari a circa 0.5 g. La risposta massima della diga è stata considerata sia con un modello lineare che con il modello non lineare. Chiaramente nell'ultimo caso al termine del sisma permane uno spostamento residuo in direzione di valle dovuto ad una maggiore deformabilità della struttura danneggiata. Nella Figura 1.9 vengono anche riportate le zone di maggior danneggiamento coerenti con quelle riscontrate a seguito del terremoto del 1967, in particolare quelle alla base del coronamento.

Come dimostrano i risultati il modello proposto da Lee e Fenves ha permesso di identificare il comportamento dinamico della struttura.



Figura 1.8 Modello della diga di Koyna e accelerazione al suolo registrata nelle prossimità della diga.



Figura 1.9 Risposta sismica lineare e non lineare della diga (sinistra) e zone di danneggiamento ai tempi A e D del transitorio.

L'ESPERIENZA DEL TERREMOTO CINESE "WENCHUAN" DEL 2008

Per completare il quadro sull'esperienze accumulate sulla risposta sismica delle dighe si tratta inoltre il caso di diverse dighe che hanno subito dei danneggiamenti a seguito del terremoto cinese "Wenchuan" del 2008.

Il terremoto di magnitudo 7.9 avvenuto nella provincia del Sichuan il 12 Maggio 2008 ha provocato la morte di 69 195 persone. Come mostra la Tabella 1.1 la Cina è la seconda nazione per numero di dighe. L'alta densità di questi impianti ha fatto si che l'evento sismico abbia interessato 1803 dighe e 403 impianti idroelettrici. Il

#### Pag. 38/350

contributo alla conoscenza della risposta delle dighe alle azioni sismiche dato da questo evento è da questo punto di vista unico.



Figura 1.10 Posizione del terremoto del Whencuan e degli altri terremoti del passato con magnitudo maggiore di 7.

Le dighe maggiormente interessate sono state 4:

- Diga in RCC di Zipingpu (ultimata nel 2006);
- Diga ad Arco in RCC di Shapai (ultimata nel 2002);
- Diga in Earth-Rockfill di Bikou (ultimata nel 1997);
- Diga a gravità in calcestruzzo di Baozhusi (ultimata nel 2000).

Una caratteristica importante di queste dighe è quella di essere delle dighe relativamente "giovani" e progettate con criteri sismici moderni.

La prima di queste dighe, alta 156 m ha registrato un'accelerazione in sommità di 2.0 g. Da questa, considerando un'amplificazione di 2.5 - 3 volte, si è arrivati a stimare una PGA di 0.6-0.8 g. La capacità del suo bacino è di circa 1112 milioni di mc di acqua ed il livello in occasione del terremoto era a soli 100.74 m di altezza. Si è ipotizzato e poi escluso che il terremoto fosse stato generato proprio dal riempimento del serbatoio iniziato nel 2006.

Come mostrano la Figura 1.11 e Figura 1.12 sono avvenuti dei danneggiamenti che hanno richiesto 1 anno per la loro riparazione.



Figura 1.11 Dislocazione verticale sul coronamento di 20 cm (sinistra) e scorrimento orizzontale del paramento di monte (destra) avvenuti sulla diga di Zipingpu



Figura 1.12 Crollo del parapetto (sinistra) e danneggiamento del ricoprimento in pietra del paramento di valle (destra)avvenuti per la diga di Zipingpu



Figura 1.13 Livello dell'acqua subito dopo il sisma (sinistra) e stato del paramento di monte, privo di danni, osservato dopo lo svuotamento del bacino (sinistra) per la diga di Shapai.

La diga di Shapai alta 132 m, lunga 250 m e con uno spessore alla base di 28 m è situata a 36 km dall'epicentro. In occasione del terremoto il serbatoio era pieno, ad un livello di 128 m. Come mostra la Figura 1.13 non sono avvenuti danni al corpo diga.

La diga di Bikou ha un'altezza di 101.8 m ed una lunghezza di 298 m. La sua capacità massima è di 512 milioni di mc ma al momento del terremoto il livello era a 81.4 m. I danni maggiori subiti dalla struttura sono il crollo di una parte del muro sul paramento di valle e l'apertura di una fessura a cavallo del giunto sul paramento di monte. I danni più importanti sono riportati nella Figura 1.14.

La diga a gravità di Baozhusi è quella ad avere la capacità di invaso maggiore, 2550 milioni di mc. L'altezza della diga è di 132 m e la sua estensione di 524.5 m. Il livello di invaso in occasione del sisma era di 71.5 m. I danni subiti dalla diga riportati in Figura 1.15 sono risultati di lieve entità e riparati in breve tempo.

Nessuna delle dighe ha subito dei danneggiamenti tali da portare al collasso della struttura o ad un rilascio incontrollato di acqua. Questo fa pensare che i criteri adottati nella progettazione secondo le normative cinesi siano stati adeguati. In particolare la scelta del terremoto con una probabilità di accadimento del 2% in 100 anni ha ben rappresentato la sismicità della zona. Nonostante questo a seguito del terremoto i livelli sismici sono stati ulteriormente alzati all'1% in 100 anni per le dighe alte 250-300 m.

Quello che il terremoto cinese ha dimostrato è l'importanza di altre fonti di rischio non strettamente riferite al corpo diga. Martin Wieland, coordinatore comitato ICOLD sulle tematiche sismiche, in alcuni suoi articoli (9) (10) fa un elenco degli elementi da dover sottoporre a verifica:

- Corpo diga;
- Scarichi di fondo;
- Sfioratori con relative paratoie e altri dispositivi meccanici;
- Casa di guardia, centrali elettriche, condotte, gallerie e cabine di trasformazione.

Inoltre bisogna accertarsi che non si verifichino particolari fenomeni quali:

- Cedimento in fondazione per movimento della faglia sottostante la diga;
- Movimenti di faglia sotto il serbatoio in grado di generare onde;
- Caduta massi sulle strutture e sulle apparecchiature;
- Frane all'interno del serbatoio;
- Frane di entità tale da creare laghi isolati;
- Interruzione delle vie di accesso alla diga;
- Cedimenti di terreno dovuti a fenomeni di liquefazione.

Prima del terremoto del Wenchuan, tutti questi fenomeni non venivano considerati. Da questo punto di vista si osserva la stretta relazione tra le esperienze e le richieste normative. Da quanto visto il tema della sicurezza sismica delle dighe è quindi un tema a pericolosità multipla, composta da più componenti.

Nella presente tesi ci si è dedicati in particolar modo alla valutazione della sicurezza del corpo diga.



Figura 1.14 Danni subiti dalla diga di Bikou: crollo di una parte del muro sul paramento di valle (sinistra) e apertura di una fessura a cavallo del giunto sul paramento di monte (destra).



Figura 1.15 Fessura sul coronamento della diga (sinistra)e vista della diga di Baozhusi da monte (destra)

### CONCLUSIONI

Le esperienze descritte finora e che hanno evidenziato una buona risposta delle dighe alle azioni sismiche, vanno interpretate con cautela poiché, relativamente alla posizione dell'epicentro del terremoto, poche dighe sono state scosse da terremoti di sufficiente durata e intensità, capaci di mandare in crisi la loro integrità strutturale. Va considerato che molte di queste dighe, che non hanno subito danni, non sono state sottoposte al sisma per il quale sono state progettate, viceversa, altre hanno subito danneggiamenti per accelerazioni del terreno anche minori di quelle di progetto.

È chiaro quindi che se parliamo di sicurezza sismica di dighe è difficile fare affermazioni che valgano in generale e che ogni struttura deve essere analizzata in modo specifico.

In un lavoro presentato da Nuss, Hansen e Matsumoto in occasione del meeting ICOLD di Seattle del 2013 si è fatto il punto sulla risposta delle dighe in calcestruzzo soggette a terremoti con PGA>0.3 g. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle tipologie di dighe che hanno subito dei danneggiamenti al corpo diga o alle opere accessorie.

Dam Type	Number	Damage to Dam	No Damage to Dam	Minor Project Damage				
A – Gravity	10 (1 RCC)	1	5	4				
B – Arch	6 (1 RCC)	1	2	3				
C – Buttress	2	2	0	0				
D Spillway	1	1	0	0				
Total	19	5	7	7				

Tabella 1.3 Risposta sismica di dighe soggette a terremoti con PGA > 0.3 g

Dal loro studio hanno dedotto le seguenti osservazioni:

- Alcune dighe non hanno subito danni nonostante siano state scosse da terremoti più intensi rispetto al terremoto di progetto;
- le fessure si presentano generalmente in sommità dove ci sono variazioni di rigidezza e amplificazioni del segnale (vedi esempio della diga di Koyna);
- solo in pochi casi le fessure si sono formate nella direzione spalla-spalla;
- molto spesso i danni maggiori si hanno nelle opere accessorie (paratoie, case di guardia ecc);
- a seguito del terremoto si sono registrati aumenti di permeabilità all'interno della diga contenuti;
- per quanto riguarda l'amplificazione del segnale dalla base alla cresta, solo tre dighe hanno registrato accelerazioni maggiori di 2.0 g.
- nonostante un'intensità sismica molto alta con PGA maggiori di 0.5 g solo una diga ha subito danneggiamenti considerevoli;
- non sono stati mai registrati effetti domino tra i conci delle dighe.

Il gruppo di studio ha inoltre fornito una interpretazione circa i danni modesti finora riscontrati a seguito dei terremoti. In tutti i casi il sisma applicato alla base era troppo modesto per causare danni significativi. Come conseguenza, in nessuna delle dighe è stato attivato un vero e proprio meccanismo di collasso. Non sono quindi disponibili dati sulla risposta sismica di dighe a terremoti di forte intensità. Nonostante questo è stato appurato che le dighe esistenti possono contare su contributi resistenti non considerati in ambito progettuale, tra questi: una maggiore resistenza a trazione, un maggior smorzamento e gli effetti tridimensionali.

Nel bollettino ICOLD 120 sono presenti delle tabelle contenenti le dighe che hanno subito terremoti avvenuti tra il 1886 ed il 1996. Come mostrano le tabelle su un totale di 229 casi raccolti, di cui solo 25 riguardanti dighe in calcestruzzo, ben 99 hanno subito danni seppur lievi e di queste 17 sono arrivate al collasso. Si può affermare che per magnitudo comprese tra 4.9 e 8.4 circa il 50% delle dighe considerate ha subito dei danneggiamenti. Prescindendo dalle tipologie di dighe che sono risultate più resistenti, questo dimostra l'importanza della valutazione degli effetti delle azioni sismiche sulla sicurezza delle dighe.

1.4. L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO E I CRITERI DI VERIFICA

I metodi di valutazione dell'azione sismica attesa al sito rispetto alla quale vanno effettuate le verifiche sono cambiate molto nel corso di questo secolo.

Intorno agli anni 30 la diga americana di Hoover è stata la prima ad essere progettata considerando gli effetti dell'azione sismica. Al tempo, l'effetto del sisma era valutato applicando alla massa della diga un'accelerazione pari a  $0.07 \div 0.1$  g, valore al quale si da il nome di "coefficiente sismico". Oggi questo valore non è considerato idoneo a caratterizzare la sismicità della zona, gli effetti locali, ma soprattutto la probabilità di accadimento dei terremoti.

Il vero cambiamento di approccio è arrivato con l'introduzione delle verifiche allo stato limite. In questo caso la funzionalità e la resistenza della struttura vengono valutate facendo riferimento a scenari specifici rispetto ad archi temporali prefissati. Dal punto di vista dell'azione sismica questo significa che bisognerà verificare che non ci siano danni per terremoti frequenti di piccola intensità e che non avvenga il collasso della struttura per terremoti poco probabili che hanno tempi di ricorrenza dell'ordine delle migliaia di anni. Il valore dell'azione sismica assume così una nuova caratterizzazione: il tempo di ritorno del terremoto.

I metodi utilizzati per la valutazione dei tempi di ritorno e dei parametri sismici di progetto, quali la PGA, gli spettri di risposta o gli accelerogrammi, si differenziano nei diversi paesi in relazione alle normative nazionali. Esiste tuttavia un documento redatto dall'ICOLD nel quale vengono fissati dei riferimenti per la stima di questi parametri nel caso particolare delle dighe. Il bollettino di cui si parla è il numero 148, recente aggiornamento del bollettino 72 (11).

L'ICOLD distingue tre differenti azioni sismiche, denominate come segue:

- Safety Evaluation Earthquake (SSE);
- Operating Basid Earthquake (OBE);
- Construction Earthquake (CE).

La prima è associata al massimo livello sismico al quale la diga deve resistere. Per le dighe più importanti questo terremoto corrisponde con quello che viene definito il massimo terremoto credibile, Maximum Credible Earthquake (MCE), valutato con un approccio deterministico. Negli altri casi l'ICOLD indica di utilizzare un approccio probabilistico e dei tempi di ritorno di 10000 anni. Rispetto a questo livello di azione sismica non dovrà avvenire il rilascio incontrollato di acqua. Si richiede inoltre che per tali azioni vengano progettate quelle parti dell'impianto il cui funzionamento è essenziale per la sicurezza sismica della diga. L'ICOLD fa riferimento agli scarichi di fondo e alle paratoie.

Nel precedente bollettino 72 l'ICOLD distingueva la valutazione dell'azione sismica anche in base al rischio associato alle strutture, incrementando i tempi di ritorno per strutture di grande importanza ed il cui collasso avrebbe provocato grandi conseguenze. Per l'SSE si richiedeva un tempo di ritorno più basso di 3000 e 1000 per strutture con rischio meno elevato.

L'Operating Basis Earthquake è invece associato all'evento rispetto al quale la diga può subire solo danni accettabili. Il tempo di ritorno associato a questi eventi sismici è di 145 anni (50% di probabilità di essere superato in 100 anni). Tutte le opere accessorie devono rimanere in funzione dopo una scossa di terremoto di questa intensità.

L'ultimo dei livelli di azione sismica è relativo alla opere provvisorie. In questo caso i tempi di ritorno si riducono ulteriormente.

Nella proposta per le nuove Norme Tecniche in materia di Dighe (NTD) (2) vengono invece definiti 4 stati limite:

- lo Stato Limite di Operatività (SLO);
- lo Stato Limite di Danno (SLD);
- lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);
- lo Stato Limite di Collasso (SLC).

Gli stati limite sono definiti come entrata e/o uscita dalle condizioni riportate di seguito:

- 1. normale funzionamento;
- 2. danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
- 3. danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
- 4. danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane;
- 5. collasso della struttura.

Nel corso di questi anni si sta provvedendo alla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe esistenti. Gli ingegneri che si stanno occupando di questo compito dovranno verificare che non avvengano danni non riparabili per lo SLD e che la struttura non arrivi al collasso per lo SLC.

Si può affermare che la normativa italiana sulle dighe, introdotta di recente è in linea con le indicazioni proposte a livello internazionali. Va fatto notare che nonostante alcune differenze nelle definizioni, i periodi ottenuti con le due normative sono coincidenti.

Nel 1998 un gruppo di lavoro ITCOLD coordinato da Aldo Castoldi (12) fece un confronto sui differenti approcci di vari paesi circa la valutazione dell'azione sismica. Lo stesso gruppo di lavoro, in attesa di una nuova normativa tecnica, era andato a studiare la possibile applicazione di nuovi metodi di valutazione sismica al patrimonio di dighe esistenti.

Facendo riferimento alle categorie di intensità sismiche contenute nel vecchio D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 e riportate di seguito:

- Non sismica: PGA < 0.05 g;
- 1° Categoria: 0.05 g < PGA < 0.15 g;
- $2^{\circ}$  Categoria: 0.15 g < PGA < 0.25 g;
- $3^{\circ}$  Categoria: PGA > 0.25g

Categoria	TIPO DIGA						
sismica	Materiali sciolti	Gravità	Gravità allegg.	Arco	Archi multipli	Totale	
Non sismica	79	153	24	56	7	319	
la 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	

arrivarono a descrivere la pericolosità sismica delle dighe Italiane divise per categorie.

Figura 1.16 Tabella riassuntiva del grado di sismicità associato alle dighe italiane.

La figura mostra che solo 3 dighe si trovavano nella zona sismica più alta e che il numero maggiore di dighe si trovava in zona non sismica. Questo mostra la grande differenza tra l'azione sismica assunta in fase di progetto e quella attuale.

Si riportano di seguito, le mappe di sismicità del tempo (2004) con quelle più recenti ottenute con un tempo di ritorno dell'azione sismica di 475 anni. Il confronto mostra chiaramente che molte delle zone non classificate come sismiche sono state riqualificate sismiche.



Figura 1.17 Classificazione sismica del 2004 (sinistra) e classificazione sismica del 2008 (destra).

L'azione sismica risulta maggiore di quella utilizzata precedentemente. Per questa ragione, nelle zone maggiormente sismiche ci si trova a dover verificare rispetto ad azioni orizzontali più alte di quelle di progetto. È ragionevole pensare che in molti casi sarà necessario andare ad approfondire il comportamento non lineare della struttura.

I risultati delle analisi più o meno approfondite dovranno poi essere considerati ai fini della valutazione della sicurezza della struttura. Per fare questo è necessario utilizzare dei criteri di accettabilità.

Le NTD propongono alcuni criteri di valutazione per i vari stati limite considerati. Si richiede per esempio che allo Stato Limite di Danno le tensioni di trazione ottenute siano inferiori ad una frazione della resistenza del materiale.

Utili informazioni in materia di criteri di valutazione possono essere dedotti dalle linee guida USACE del 2007 (13). Il testo, frutto dell'esperienza degli Stati Uniti in materia di rivalutazione del loro parco dighe, definisce dei criteri per valutare se le tipologie di analisi disponibili siano adeguate a rappresentare la risposta delle strutture. Se dalle analisi lineari si ottengono delle tensioni troppo elevate in intensità, estensione e durata occorrerà passare ad analisi dinamiche non lineari.

### 1.5. I METODI DI ANALISI

I metodi di analisi utilizzati per la valutazione della risposta sismica delle dighe e sulla base delle quali si valuta la sicurezza della struttura sono l'argomento principale di questa tesi di dottorato. Dagli anni 40 fino ai giorni nostri ci sono stati molti avanzamenti sul modo di approcciare il problema e sugli strumenti a disposizione degli ingegneri.

A differenza delle altre strutture le dighe richiedono la valutazione di alcuni problemi specifici. Se si rimane nel campo delle analisi lineari, bisogna saper valutare le interazioni sia con la fondazione che con il serbatoio.

Il primo ad affrontare il problema dell'interazione fluido-struttura fu Westergaard. Sulla base dei suoi studi fu progettata la diga di Hoover. Negli anni 90 il Prof. Anil K. Chopra introdusse gli effetti della deformabilità della diga ed i primi metodi semplificati per tenere conto delle interazioni con il serbatoio e la fondazione.

Negli stessi anni cominciava a diffondersi l'uso del metodo agli elementi finiti. Vari approcci vennero proposti per tenere conto delle interazioni dinamiche. Nel 1986 gli studi sul tema vennero raccolti nel bollettino dell'ICOLD numero 52 (14), i cui contenuti più importanti verranno trattati nei paragrafi successivi.

Un altro utile riferimento per l'utilizzo dei programmi agli elementi finiti proviene dai testi di E. Wilson. Nel capitolo 23 del suo libro "Three Dimensional Static And Dynamic Analysis Of Structures" (15) descrive tutte le problematiche relative alla modellazione e alle analisi del sistema diga-serbatoio-fondazione. La Figura 1.18 ben riassume gli aspetti che tratteremo nel corso del presente lavoro, questioni che sono state in parte esaminate anche nel testo di Wilson.



Figura 1.18 Aspetti che caratterizzano la risposta sismica delle dighe

Nonostante la teoria alla base del metodo agli elementi finiti sia rimasta inalterata sono avvenute molte modifiche e innovazioni in ambito applicativo. Uno tra i cambiamenti più importanti è la maggiore potenza di calcolo dei computer che ha ampliato l'utilizzo delle analisi agli elementi finiti alla trattazione di problemi più complessi.

Attualmente sia le normative che gli enti che si occupano di dighe permettono l'utilizzo sia dei metodi semplificati che di quelli più accurati. L'ICOLD suggerisce di calibrare il dettaglio delle analisi e quindi l'onere computazionale rispetto problema trattato. Se si sta studiando il comportamento sismico di una diga in una zona a bassa sismicità, delle analisi semplificate lineari possono risultare sufficienti a garantire la sicurezza della struttura. Se invece si sta studiando una diga in una zona dove sono attesi eventi di forte intensità, le analisi semplificate potranno essere utilizzate per gli stati limite di esercizio mentre per gli stati limite ultimi sarà necessario effettuare delle analisi approfondite. In quest'ultimo caso potrebbe anche essere necessario approfondire lo studio in campo non lineare, modellando sia il comportamento dei giunti sia il comportamento del calcestruzzo oltre la sua resistenza.

Si riportano di seguito due schemi a blocchi sugli argomenti trattati nella presente tesi. Questi rappresentano anche la suddivisione della tesi in tre parti, nella prima verranno trattate le analisi semplificate, nella terza parte quelle approfondite condotte con programmi agli elementi finiti. La seconda parte verrà dedicata al programma di calcolo S.I.M.DAM che si pone perfettamente tra i due tipi di approcci. Nella Figura 1.19 vengono mostrate le grandezze che è possibile stimare attraverso le analisi semplificate mentre nella Figura 1.20 vengono riportati tutti quegli aspetti da dover considerare nelle analisi più approfondite. Sulla base di questa schematizzazione verrà valutata l'efficacia dei metodi di calcolo esaminati.



Figura 1.19 Schema a blocchi delle grandezze che è possibile stimare con le ANALISI SEMPLIFICATE e dei differenti approcci che è possibile utilizzare.



Figura 1.20 Schema a blocchi degli aspetti da considerare nelle ANALISI ACCURATE e dei differenti approcci che è possibile utilizzare.

Pag. 49/350

# CASO STUDIO DI RIFERIMENTO

Nella presente tesi si è preso come riferimento il caso di una diga a gravità in calcestruzzo. Le proprietà dei materiali sono state dedotte dai dati presenti in letteratura. La diga esaminata non vuole rappresentare la risposta sismica di una diga reale bensì un prototipo rispetto al quale valutare gli effetti del terremoto.

## 2. CASO STUDIO DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo verrà introdotto il caso studio della diga a gravità in calcestruzzo utilizzata per valutare le differenze tra i vari metodi per la valutazione della risposta sismica delle dighe.

Nel Capitolo 6 verranno riportati tutti i confronti tra le analisi. Da questi sarà possibile valutare le differenze tra i metodi e la capacità del programma di calcolo proposto. Nell'ALLEGATO vengono riportati tutti i dettagli di queste analisi.

In questo capitolo si riporta inoltre la valutazione dell'azione sismica effettuata per un sito di riferimento rispetto ai quattro stati limite definiti nella normativa e la valutazione di 7 accelerogrammi spettro compatibili riferiti allo Stato Limite di Collasso.

Per fornire un quadro della sismicità delle zone dove sorgono le dighe italiane verranno riportati gli studi di pericolosità sismica effettuati per 4 siti. Questi descrivono i vari livelli di sismicità del territorio italiano. Le zone per le quali è stato condotto questo studio e le relative accelerazioni al suolo attese per un tempo di ritorno di 475 anni sono riportate di seguito:

- Sito A: PGA(475 anni) = 0.15 g;
- Sito B: PGA(475 anni) = 0.22 g;
- Sito C: PGA(475 anni) = 0.26 g;
- Sito D: PGA(475 anni) = 0.27 g.

### 2.1. GEOMETRIA E MATERIALI

La corretta rappresentazione della geometria della struttura e delle caratteristiche dei materiali è il punto di inizio di ogni analisi sismica. Nonostante molte di esse siano state progettate con caratteristiche geometriche piuttosto standard ogni diga rappresenta un caso se stante.

Considerata la dimensione di queste strutture diventa difficile associare al materiale delle caratteristiche omogenee. Per questa ragione viene fatto ricorso a delle ampie campagne di indagini sperimentali e all'utilizzo di modelli di identificazione strutturale, operazioni che vanno sotto il nome di processo diagnostico. Molte informazioni in materia di "back analysis" possono essere apprese dal lavoro svolto da ITCOLD sulla identificazione strutturale (16).

A partire dagli anni '80 molte delle dighe gestite da ENEL sono state equipaggiate di un sistema per automatizzare il loro monitoraggio in grado di fornire le misure di alcuni dispositivi installati nella struttura. A queste misure vennero anche affiancati modelli previsionali statistici e deterministici per individuare eventuali anomalie della diga. Tra queste dighe c'è la diga di Alpe Gera.

La diga di Alpe Gera è una grande opera a gravità massiccia in calcestruzzo ad andamento rettilineo, alta 174 m con un volume di calcestruzzo di 1.700.000 m<sup>3</sup>. Il coronamento è lungo 528 m. La diga, costruita nel periodo 1961-64 tra le Alpi

(Lanzada, Sondrio); sin dalla sua costruzione, ha sempre mostrato un comportamento regolare.

Considerata la geometria rettilinea e la presenza dei giunti per la previsione delle misure registrate dal pendolo inverso installato sul concio più alto della diga si era inizialmente utilizzato un modello numerico bidimensionale. Questa scelta si era però mostrata poco efficace a rappresentare il comportamento della diga durante l'estate quando lo spazio tra i conci si annullava e il comportamento era meglio rappresentato da un modello 3D. Per l'identificazione del comportamento del pendolo inverso fu così scelto di utilizzare un modello 2D in inverno e 3D in estate.

Questo caso mostra l'efficacia dei metodi di identificazione nella definizione di modelli numerici in grado di rappresentare molto bene il comportamento reale di una struttura delle dimensioni di una diga.

Esistono tutt'oggi delle grandi incertezze sulle variabili che entrano in gioco nelle analisi dinamiche. Se si parla del corpo diga si pensi al modulo elastico dinamico e la resistenza a trazione dinamica del calcestruzzo. Per la roccia di fondazione le incertezze sono ancora maggiori.

Il parametro che più di ogni altro risulta difficile da stimare e che influenza maggiormente la risposta della struttura è sicuramente lo smorzamento. Questo può provenire sia dalla struttura che dalla fondazione. Il primo ad introdurre il termine di smorzamento aggiuntivo proveniente dalla fondazione fu il Prof. Chopra. Per questo parametro è difficile fare delle campagne di indagini. L'unica possibilità è quella di valutare la risposta di dighe esistenti.

In uno studio del 2004 si cercò di arrivare a determinare lo smorzamento di tre dighe ad arco sulla base di prove con oscillazioni forzate e di registrazioni accelerometriche della risposta delle dighe ad un terremoto avvenuto nelle vicinanze (17). Da questo studio si concluse che per poter rappresentare il comportamento reale occorreva assegnare uno smorzamento alla struttura di 8-15% e alla roccia addirittura del 20%, valori molto più alti di quelli generalmente utilizzati nelle analisi.

Nelle analisi riportate successivamente si è fatta l'ipotesi di avere uno smorzamento della sola struttura pari al 5% incrementato per effetto delle interazioni con il fluido e la fondazione. Il metodo per la valutazione dello smorzamento aggiuntivo verrà trattato successivamente.

Nel caso di analisi FEM lo smorzamento è stato introdotto attraverso i parametri  $\alpha = 2.4166$  e  $\beta = 6.43E - 04$  dello smorzamento alla Rayleigh, associati rispettivamente alle due componente della matrice di smorzamento proporzionali alla massa e alla rigidezza. Con questi parametri è possibile riprodurre uno smorzamento della struttura pari al 5% nel range di periodi più rappresentativi della struttura. Per la struttura presa in esame questi periodi sono compresi tra 0.05 sec e 0.21 sec.

### 2.1.1. CARATTERISTICHE DELLA DIGA

Il caso studio preso come riferimento nelle analisi che seguiranno è quello di una diga a gravità in calcestruzzo composta da19 conci verticali. L'altezza del concio più alto è 87.00 m, con una larghezza del coronamento di 5.00 m che alla base arriva fino a 62.30 m. Il particolare andamento in pianta descritto nella Figura 2.1 permetterà di mostrare l'importanza del comportamento tridimensionale della struttura. I due segmenti esterni della diga formano con la parte centrale una inclinazione di 17.00° e 11.20°. La stessa importanza sugli effetti tridimensionali sarà data dalla variazione altimetrica dei conci la cui altezza varia da 20.00 m a 87.00 m. Le caratteristiche dei singoli conci che compongono la diga sono riportati nella Figura 2.2. L'inclinazione dei paramenti di monte e di valle sono rispettivamente pari a 0.03 e 0.7.

Nella figura sono riportati anche le sezioni degli sfioratori centrali, elementi dalla geometria più complessa e che richiederebbero una modellazione di maggior dettaglio. Nella Tabella 2.1 vengono riportate le principali caratteristiche geometriche del concio più alto della diga, quello che viene preso come riferimento nel caso di analisi piane.

Così come richiesto dalle Norme Tecniche delle Dighe (NTD) le verifiche sismiche vanno condotte facendo riferimento al livello di massima regolazione, per la condizione a vuoto ed eventualmente per i livelli intermedi (importanti soprattutto per le dighe ad arco o arco gravità). Come livello di invaso verrà considerato quello per cui il franco è pari a 2.00 m. Il massimo tirante idrico sarà quindi pari a 85.00 m.

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità			
Geometria diga						
Altezza del concio	L	87,00	m			
Larghezza del coronamento	В	5,00	m			
Inclinazione paramento di valle	i_v	0,70				
Inclinazione paramento di monte	i_m	0,03				
Larghezza alla base	Bi	62,30	m			
Livelli invaso						
Franco di sicurezza	fLw	2,00	m			
Altezza di invaso in servizio	Lw	85,00	m			
Altezza dell'acqua a valle	Lw_v	0,000	m			

Tabella 2.1 Caratteristiche geometriche della diga di riferimento



Vista in pianta

Figura 2.1 Viste della diga a gravità in calcestruzzo di riferimento



Figura 2.2 Sezioni dei conci che compongono la diga a gravità in calcestruzzo di riferimento

In assenza di campagne prove o di altri dati, le caratteristiche dei materiali sono state definite sulla base delle informazioni recuperate dalla letteratura tecnica. Nella Tabella 2.2 si riportano i valori assunti.

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Calcestruzzo			
Peso specifico	Ye	23,90	KN/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione	R <sub>ck</sub>	34,910	Мра
Madula alastica accento	Б	23640000	KN/m <sup>2</sup>
Modulo elastico secante	Ľ	3,40E+06	psi
Coesione	Cc	1000	KN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito	Φ	55	
Resistenza a trazione diretta	f <sub>ct</sub>	1,30	Мра
Coeff. Di Poisson	Ν	0,20	
Modulo elastico di taglio	Et	9,85E+06	KN/m <sup>2</sup>

Tabella 2.2 Caratteristiche principali del calcestruzzo della diga di riferimento

Lo stesso è stato fatto per le caratteristiche meccaniche della roccia che entrano in gioco nel caso delle analisi sismiche e che sono stati riportati nella Tabella 2.3. Come vedremo successivamente uno dei parametri che influiscono maggiormente sui risultati è l'angolo di attrito tra la base dei conci della diga e la fondazione in roccia.

Tabella 2.3 Caratteristiche meccaniche della roccia della diga di riferimento

Roccia di fondazione			
Peso specifico	γ_f	27.30	KN/m <sup>3</sup>
Resistenza compressione	Rrk	102.20	Мра
Modulo elastico secante	Ef	41550000	KN/m <sup>2</sup>
Coesione	Cf	0	KN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito	Φf	45	

Oltre a questi parametri principali, è necessario fornire di volta in volta le variabili aggiuntive che servono a rappresentare particolari fenomeni. Tra questi ci sono tutti quei parametri per riprodurre gli effetti termici e la sottospinta dell'acqua.

#### 2.1.2. MODELLAZIONE DELLA DIGA

Le dighe esistenti sono state costruite molto prima dell'introduzione dei modelli agli elementi finiti. È evidente che il modo di modellare il problema del loro comportamento statico e dinamico è cambiato notevolmente nel corso degli anni. Nonostante gli enormi progressi fatti, esistono ancora delle differenze tra il comportamento reale e quello numerico.

Per poter verificare una diga in condizione sismica occorre assicurare prima di tutto la sua stabilità. Questo corrisponde semplicemente al confronto tra forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti. Per un'operazione di questo genere non occorre un vero e proprio modello ma un metodo di valutazione delle forze che entrano in gioco. Parleremo in seguito del metodo proposto da Fenves e Chopra (18) per valutare la forza statica equivalente al sisma.

Nel caso volessimo analizzare lo spostamento della diga nel piano durante un terremoto il modello più semplice che potremmo utilizzare sarebbe quello di un oscillatore semplice. Se ne volessimo valutare l'eventuale scorrimento alla base per azioni sismiche più intense che portano al superamento della resistenza di taglio alla base dovremmo aggiungere alla base una slitta. In entrambi i casi il punto chiave sta nella definizione delle caratteristiche equivalenti dell'oscillatore o della slitta che viene utilizzata. Nella Figura 2.3 vengono riportate le rappresentazioni di modelli di questo tipo.



Figura 2.3 Schematizzazione semplificata della diga attraverso un oscillatore semplice

Nel caso in cui si dovesse fare una prima valutazione delle tensioni la diga può essere schematizzata come un insieme di travi di spessore variabile. In tal caso è possibile ottenere le tensioni massime sul paramento di monte e di valle sia per azioni applicate in maniera statica, così come previsto dal noto programma CADAM (19), o in maniera dinamica come previsto da S.I.M.DAM. Con quest'ultimo programma è possibile anche tenere conto dell'interazione tra i conci verticali attraverso degli elementi trave equivalenti ai giunti. Nella Figura 2.4 vengono riportati alcuni esempi di modellazione che sfruttano la teoria della trave. Nei paragrafi che seguiranno si entrerà nel dettaglio di questi programmi.



Figura 2.4 Modellazioni semplificate della diga che sfruttano la teoria della trave

Questo tipo di modellazione ha naturalmente dei grossi limiti e per questo per le analisi più approfondite è richiesto l'uso di modelli agli elementi finiti.

Il modello agli elementi finiti rappresenta una semplificazione della geometria reale. Alcuni dettagli vengono trascurati per alleggerire l'onere computazionale. La dimensione minima della mesh è uno dei parametri che caratterizza il modello numerico. Senza entrare nei dettagli delle tipologie di elementi finiti e delle loro caratteristiche si riportano di seguito i modelli utilizzati nella presente tesi.

Il primo modello, riferito al concio più alto della diga è costituito da 480 elementi quadrilateri lineari a 8 nodi mentre il modello tridimensionale è composto da un numero di elementi tetraedrici a 4 nodi pari a 32007. In entrambe i casi la dimensione massima degli elementi è pari a 5 m.



Figura 2.5 Modellazione agli elementi finiti del corpo diga per modelli piani e tridimensionali

Come detto precedentemente non è conveniente inserire nella modellazione tutti i dettagli geometrici della diga. Nella Figura 2.6 viene riportato l'esempio delle pile del ponte soprastante lo sfioratore. Questa parte del modello verrà sostituito da una massa aggiunta.



Figura 2.6 Geometria del ponte sovrastante i conci sfioratori

Il comportamento sismico della diga non può essere riprodotto senza tenere conto delle interazioni con il fluido e con la fondazione. Nelle analisi più approfondite effettuate in questa tesi verrà quindi utilizzato un modello completo costituito dalla diga, dal serbatoio e dalla fondazione.



Figura 2.7 Modello agli elementi finiti del sistema diga-serbatoio-fondazione

Questo modello raggiunge un numero di 81989 elementi finiti di differente tipologia. La Figura 2.7 mostra la mesh del modello, questa è stata definita in modo da avere elementi finiti di dimensioni maggiori all'allontanarsi dalla diga.

### 2.2. LA VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'Italia è soggetta a scosse sismiche frequenti ed intense. La prima classificazione sismica italiana risale al 1971 quando furono pubblicate le "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica". Attualmente le Norme Tecniche delle Costruzioni definiscono la pericolosità sismica del territorio nazionale riferendosi agli studi effettuati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che hanno valutato la pericolosità del territorio italiano in maniera puntuale su una maglia quadrata di 5 km di lato. Grazie a queste informazioni è possibile valutare l'accelerazione attesa al suolo per diversi tempi di ritorno dell'azione sismica.

Per opere di ingegneria come le dighe, associate a livelli di rischio molto elevati, si ritiene che questo approccio non sia sufficiente a caratterizzare il terremoto di progetto. Come indicato dalla Normativa Tecnica Nazionale (2) e come suggerito dal bollettino 72 dell'ICOLD (20) nei casi di pericolosità sismica particolarmente elevata sono richiesti degli studi sismotettonici specifici. La normativa prevede che venga effettuato uno studio "ad hoc" per siti dove la PGA riferita ad un tempo di ritorno di 475 anni sia maggiore di 0.15 g. Questa parte dello studio che viene demandata alla sismologia prevede due approcci per stimare i terremoti di progetto: lo studio di pericolosità probabilistico e quello deterministico.

Senza entrare nel merito di questi due metodi ampiamente trattati in letteratura (21) si mostrerà l'influenza dell'approccio scelto. Un altro degli aspetti caratteristici delle dighe, comune anche al problema della sicurezza sismica delle centrali nucleari, sono i tempi di ritorno dei terremoti, che possono arrivare fino a 10000 anni.

Di seguito verrà descritta la metodologia per la valutazione degli spettri di progetto riferiti al sito A. A partire da questi spettri sono stati valutati dei set di accelerogrammi spettro compatibili. Si mostreranno infine i risultati ottenuti per tutti gli altri siti di riferimento.

2.2.1. Spettri e stati limite per il Sito A

La Normativa Italiana prevede la verifica sismica della diga per 4 differenti stati limite: Stato Limite di Operatività (SLO), Stato Limite di Danno (SLD), Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

Ciascuno di essi sarà associato ad una differenze probabilità di superamento. Come indicato nella normativa (2) per le dighe esistenti per cui ci si riferisce ad una vita utile di riferimento di 100 anni i tempi di ritorno associati ai vari stati limite sono: SLO-60 anni, SLD-100 anni, SLV-950 anni e SLC-1950 anni.

Si riportano di seguito gli spettri ottenuti dagli allegati delle NTC2008 facendo riferimento ad un terreno di categoria "A" e per la condizione topografica "T1".



Figura 2.8 Spettri di risposta per gli stati limite richiesti dalle NTD

Le massime accelerazioni al suolo (Peak Ground Acceleration PGA) associate agli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC sono rispettivamente pari a 0.058 g, 0.076 g, 0.199 g, 0.257 g. Per ciascuno di questi terremoti vanno effettuate delle specifiche verifiche.

Come detto precedentemente, per siti particolarmente sismici la norma richiede uno studio di dettaglio. Si riportano dunque i risultati ottenuti applicando il metodo probabilistico e quello deterministico per la valutazione del terremoto allo Stato Limite di Collasso.

Si mostrano dapprima i risultati dello studio deterministico (DSHA: Deterministic Seismic Hazard Analysis) dal quale si individua il massimo terremoto credibile. Le fasi fondamentali di questo studio sono le seguenti:

- Individuazione delle sorgenti sismogenetiche;
- Definizione delle distanze del sito in esame dalle sorgenti;
- Scelta del terremoto di scenario che produce l'intensità massima;
- Valutazione dei parametri sismici al suolo attraverso le leggi di attenuazione.

Questo terremoto di scenario viene valutato sulla base della sismicità storica. In base a questa sono stati individuati quattro terremoti con specifiche caratteristiche di magnitudo e distanza:

Anno	Nome	Μ	R
1887	Liguria Occidentale	6.29	64
1564	Alpi Marittime	5.73	24
1550	Cuneo	4.80	21
1644	Alpi Marittime	5.85	24

È stato valutato che gli effetti maggiori sul sito di riferimento sono prodotti dal terremoto delle Alpi Marittime del 1644. A partire da questo e scegliendo la relazione di attenuazione ITA10 (Bindi et al. 2011) sono stati ricavati gli spettri di risposta. Essendo l'arco di tempo rispetto al quale si vuole prevedere l'azione sismica molto esteso occorre incrementare lo spettro medio ottenuto dalla legge di attenuazione di una frazione  $\varepsilon$  della deviazione standard del parametro di intensità locale studiato. Al fine di confrontare gli spettri deterministici con lo spettro di normativa, sono stati riportati due spettri con  $\varepsilon$  pari a 2 e 2,5.



Figura 2.9 Spettro di progetto allo Stato Limite di Collasso valutato con approccio deterministico.

Come si può vedere la scelta delle deviazioni standard da aggiungere alla media dello spettro influisce notevolmente sui risultati.

Si riporta adesso lo spettro ottenuto con l'approccio probabilistico proposto da Cornel nel 1968 (PHSA Probabilistic Hazard Seismic Analysis) per un tempo di ritorno di 1950 anni associato allo Stato Limite di Collasso. Il metodo di calcolo di questo spettro implementato nel codice di calcolo CRISIS richiede le seguenti fasi di analisi:

- Individuazione delle sorgenti sismogenetiche; a differenza dell'approccio deterministico si definisce la probabilità che avvenga una rottura in quella determinata sorgente, generalmente si effettua una divisione in zone sismiche a pericolosità uniforme;
- valutazione del tasso medio di superamento di una data magnitudo per ciascuna zona sismica; operazione tradotta nella valutazione dei termini della relazione Gutenberg -Richter;
- valutazione del moto del terreno sul sito di riferimento prodotto da una qualsiasi magnitudo del terremoto; i parametri sismici sono valutati sulla base della legge di attenuazione;
- combinazione delle incertezze sulla magnitudo, la posizione e la legge di attenuazione e valutazione della probabilità di avere un dato parametro sismico sul sito di riferimento.

Nella prima fase bisogna cercare le sorgenti sismogenetiche all'interno di un'area di raggio variabile da 100 a 300 km (indicazioni ICOLD (20)). Alcuni autori hanno osservato che i valori dei parametri hanno dei cambiamenti trascurabili se si considerano 100 km o 200 km, perciò nel calcolo sono state prese in considerazione solo le zone comprese nel raggio di 100 km dal sito.

Una grossa influenza è data invece dalla legge di attenuazione utilizzata. Questa deve essere scelta con una certa consapevolezza e prediligendo le leggi costruite a partire da zone assimilabili a quelle oggetto di studio. Per lo studio probabilistico è stata scelta la legge di attenuazione di Sabetta Pugliese del 1996.



Figura 2.10 Spettro calcolato con approccio probabilistico per un tempo di ritorio di 1950 anni e suo confronto con lo spettro della normativa e quello richiesto dal bollettino ICOLD.

Nella figura è stato riportato anche lo spettro riferito ad un tempo di ritorno di 10000 anni così come richiesto dal bollettino ICOLD. Come si vede lo spettro ottenuto è decisamente più alto di quello previsto dalla Normativa Italiana. Rispetto a questo va considerata la perdita di veridicità della stima dei terremoti per tempi di ritorno molto elevati.

Da quanto visto, per il caso esaminato, lo spettro ricavato per questo sito dagli allegati alle NTC2008 è sempre maggiore di quelli valutati con uno studio specifico probabilistico e deterministico. Questo spettro verrà preso come riferimento per la valutazione della risposta nelle analisi semplificate e per la selezione degli accelerogrammi per le analisi dinamiche al passo riportata nel paragrafo seguente.

2.2.2. Accelerogrammi spettro compatibili per il Sito A

Nel caso di analisi dinamiche al passo lo spettro non è sufficiente a descrivere l'azione sismica di progetto. In questi casi bisogna definire dei segnali sismici che siano coerenti con la sismicità del sito dove sorge la costruzione.

A partire dallo spettro allo SLC mostrato in Figura 2.8 sono stati selezionati 7 accelerogrammi, cosiddetti "spettrocompatibili". Con questo termine si vuole indicare che lo spettro di risposta associato al segnale deve essere prossimo a quello target. Per garantire questo è stato utilizzato il programma REXEL v.3.2 (22) cui si rimanda per i dettagli.

Il programma ottiene la spettro compatibilità utilizzando 7 accelerogrammi naturali selezionabili con diversi criteri in modo da essere coerenti con il terremoto di progetto. Questi accelerogrammi sono poi scalati in modo che la media dei loro spettri si avvicini più possibile allo spettro target. La vicinanza dei valori spettrali medi e target deve valere soprattutto nel range di frequenze che interessano maggiormente la diga. Per evitare che i singoli accelerogrammi si discostino troppo dallo spettro target si richiede che il valore medio degli spettri degli accelerogrammi scalati non sia inferiore più del 10% e non superiore del 30% di quello target.

Di seguito riportiamo il grafico in cui sono contemporaneamente presenti spettri degli accelerogrammi scalati di un fattore "SF" e lo spettro di riferimento allo SLC.

Per evitare segnali irreali è bene contenere il valore del fattore di scala. Il parametro medio di scala degli accelerogrammi trovati da Rexel è uguale a 1.1858, non troppo distante dall'unità. Di seguito si riportano le informazioni riguardanti gli accelerogrammi scelti.

Si fa notare come spesso non sia possibile trovare dei terremoti che abbiamo tutte le caratteristiche coerenti con il sito, in questo caso i segnali sono stati registrati su terreni diversi dalla categoria "A".



Figura 2.11 Selezione degli accelerogrammi

Tabella 2.4 Segnali naturali selezionati per rappresentare in media lo spettro riferito al terremoto allo Stato Limite di Collasso (i valori di intensità non sono ancora stati scalati).

	Wav. ID	Stat. ID	Earthq. Name	Date	Mw	PGA <sub>X</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>Y</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>Z</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	EC8 Site class
A	IT0075ya	GMN	FRIULI	11/09/1976	5.1	1.86	1.52	1.29	В
B	IT0078ya	FRC	FRIULI EARTHQUAKE 2ND SHOCK	11/09/1976	5.6	1.27	2.30	1.17	В
С	IT0104xa	GMN	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	2.47	2.50	2.65	В
D	IT0104ya	GMN	FRIULI EARTHQUAKE 4TH SHOCK	15/09/1976	5.9	2.47	2.50	2.65	В
E	IT0408xa	CLC	APP. UMBRO- MARCHIGIANO	03/10/1997	5.2	1.51	1.82	2.06	С
F	IT0430ya	CLC	APP. UMBRO- MARCHIGIANO	06/10/1997	5.4	2.24	1.81	1.20	С
G	IT0416xa	NCR	APP. UMBRO- MARCHIGIANO	03/10/1997	5.2	2.52	1.52	0.82	Е

Le forme degli accelerogrammi scalati sono riportati a seguire:



### C: IT0104XA

### **B**: IT0078YA















#### Pag. 66/350



Figura 2.12 Accelerogrammi spettrocompatibili ottenuti scalando segnali naturali

Gli accelerogrammi appena descritti permettono di valutare la risposta sismica in una unica direzione. Nel caso in cui le analisi siano riferite alle tre dimensioni dello spazio bisognerà disporre di un certo numero di set di accelerogrammi, dove con set si intende l'insieme degli accelerogrammi definiti per le tre direzioni. È importante che le due componenti orizzontali siano stocasticamente indipendenti e che la componente verticale abbia una qualche relazione con le componenti orizzontali in modo da approssimare meglio la realtà.

La ricerca di una terna di accelerogrammi con queste caratteristiche può introdurre una grossa soggettività all'interno del processo di verifica. Nel presente lavoro questo aspetto è stato trascurato. Allo stesso modo non si tratterà il tema del moto non sincrono alla base dei conci della diga.

#### 2.2.3. SISMICITÀ DEI QUATTRO SITI ESAMINATI

In questo paragrafo si vogliono fornire delle informazioni quantitative sulla sismicità dei siti dove ricadono le dighe italiane. Per fare questo sono stati selezionati 4 siti con una sismicità medio alta tale da richiedere per le NTD uno studio sismologico specifico. Per queste zone, ordinate per intensità sismica crescente, sono state effettuati delle analisi di pericolosità sismica con approccio probabilistico e deterministico. Nella tabella che segue si riportano i terremoti di scenario individuati con il secondo approccio.

Nome della diga	Terremoto di scenario	Magnitudo M	Distanza R (km)
Sito A	Alpi Marittime 1644	5.8	22
Sito B	Monterchi 1352	6.0	16
Sito C	L'Aquila 2009	6.7	15
Sito D	Calabria 1638	7.0	22

Tabella 2.5 Terremoti di scenario ottenuti per i 4 siti in esame

Nelle figure che seguono sono confrontati gli spettri di normativa riferiti allo Stato Limite di Collasso con quelli ottenuti con gli studi di pericolosità specifici. Le fasi principali di questo studio sono le stesse trattate precedentemente per il caso A.

Nel caso dello studio deterministico sono state utilizzate e confrontate due differenti leggi di attenuazione, la Sabetta e Pugliese del (SP96) e quella proposta da Bindi (ITA10). Queste leggi hanno per definizione un significato probabilistico. Questo porta ad aggiungere delle deviazioni standard per rappresentare meglio i parametri associati al massimo terremoto credibile. In entrambi i casi, in assenza di informazioni e per avvicinarsi maggiormente allo spettro probabilistico si è scelto di aggiungere alla media 1.5 deviazioni standard. Si riportano nelle figure che seguono gli spettri ottenuti con queste differenti procedure.



Figura 2.13 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito A



Figura 2.14 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito B



Figura 2.15 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito C



Figura 2.16 Confronto tra spettri di riferimento della normativa italiana e spettri ottenuti con uno studio sismologico specifico per il sito D

Quando è stato possibile, nei grafici sono stati riportati anche le registrazioni reali associate al terremoto di scenario individuato.

Come era prevedibile gli spettri ottenuti con studi di pericolosità "ad hoc" sono maggiori di quelli proposti dalla normativa solo per le zone maggiormente sismiche. Per siti C e D questo studio risulta effettivamente importante per la stima dello spettro di riferimento rispetto al quale effettuare le verifiche.

Questi spettri possono essere utilizzati nel caso di analisi statiche equivalenti o per analisi di risposta spettrale. In tutti gli altri casi è necessario stimare un certo set di accelerogrammi.

Come messo in evidenza da numerosi studi e come verrà mostrato nei paragrafi successivi il segnale sismico influisce notevolmente sulla valutazione della sicurezza sismica di una diga. Utilizzando il programma Rexel (22) sono stati selezionati 7 segnali per ogni sito. Per un numero di accelerogrammi maggiore o uguale a 7 la risposta verrà valutata facendo la media delle risposte. Nel caso di un numero minore bisognerà prendere la massima risposta ottenuta. Considerando i lunghi tempi di analisi richiesti per la risoluzione dei modelli di calcolo più complessi questa seconda scelta può essere la più vantaggiosa. Per ottenere la spettrocompatibilità è possibile utilizzare, in alternativa agli accelerogrammi scalati, degli accelerogrammi naturali modificati sia in ampiezza che in frequenza. Questo può essere effettuato con l'uso di wavelet così come descritto in (23). Questa procedura implementata nel software SeismoMatch ha permesso di valutare altri 7 accelerogrammi ottenuti per il sito D con entrambe le procedure.

Nei paragrafi successivi si affronterà il tema dell'influenza dell'uso di questi accelerogrammi sulla risposta della struttura.



Figura 2.17 Gruppo di 7 accelerogrammi "matchati" sullo spettro di normativa per il sito D



Figura 2.18 Gruppo di 7 accelerogrammi scalati sullo spettro di normativa per il sito D



Figura 2.19 Confronto tra un segnale scalato e un segnale modificato in ampiezza e frequenza ottenuti a partire dallo stessa registrazione del terremoto del Sud dell'Islanda.

### 2.3. AZIONI CONTEMPORANEE AI TERREMOTI – LO STATO PRE-SISMICO

Ogni analisi di risposta sismica viene preceduta da una valutazione dello stato tensio deformativo pre-sismico. Per le dighe questa valutazione dipende dal livello di invaso e dagli effetti della temperatura. A tal riguardo le NTD (2) definiscono le azioni contemporanee da considerare indicando che in fase sismica sia considerato il livello dell'acqua riferito alla massima regolazione.

Trattandosi di strutture molto complesse la valutazione dello stato pre-sismico può richiedere delle analisi che necessitano lo stesso impegno di quelle della fase sismica. Di seguito verranno descritti gli effetti principali prodotto dalle azioni contemporanee al sisma.

La geometria della diga porta per effetto del peso proprio ad uno spostamento verso monte e delle conseguenti sollecitazioni di trazione sul paramento di valle. Questo effetto è ancora più accentuato nelle dighe a cupola. Al contrario la spinta dell'acqua porta ad uno spostamento verso valle della diga ed alla formazione di trazioni sul paramento di monte. La porosità del calcestruzzo fa si che parte del calcestruzzo sia soggetto alla pressione interstiziale dell'acqua. Per poter valutare la reale distribuzione della pressione all'interno della diga occorrono specifici studi di permeazione. In alternativa, la sottospinta può essere tenuta in conto in maniera semplificata assumendo una distribuzione della pressione lineare. In presenza di drenaggi e assicurata la loro efficienza è possibile tener conto di un riduzione della pressione interstiziale. Nei paragrafi seguenti verranno introdotti e confrontati altri modi di valutazione della sottospinta in fase sismica. La stessa NTD propone di descrivere l'andamento delle sottopressioni con una bilineare. In alcuni studi più approfonditi sono state effettuate analisi in grado di tener conto degli effetti di questa pressione sul comportamento non lineare del calcestruzzo (24).

Un'altra delle azioni da dover considerare è quella derivante dalle variazioni termiche. In linea generale variazioni termiche positive, associate ai periodi estivi, producono una espansione volumetrica ed una chiusura dei giunti disposti tra i conci. Nel caso delle dighe a gravità questo può produrre un passaggio dal comportamento 2D a conci indipendenti al comportamento monolitico 3D. Le variazioni negative portano invece ad un restringimento con una apertura dei giunti che nelle dighe ad arco possono anche produrre la perdita dell'effetto arco. Di fondamentale importanza per una corretta valutazione di questi fenomeni è la stima della temperatura di chiusura dei giunti. La distribuzione delle temperature all'interno della struttura può essere stimata da analisi termiche in cui sulle facce esposte del corpo diga vengono applicate delle variazioni sinusoidali delle temperature. Per le analisi sismiche, nel caso in cui ci fosse un effetto importante della temperatura, quindi nel caso delle dighe ad arco ed arco gravità sarà necessario individuare due condizioni: quella invernale e quella estiva.

L'ultima delle azioni da tenere in conto riguarda la spinta dei terreni che può essere generata dall'interrimento presente sul fondo del bacino (corrispondente ad una spinta aggiuntiva verso valle) o alla presenza di un cuneo di roccia a valle (termine che aumenta la resistenza rispetto allo scorrimento).

La combinazione di tutti questi effetti porta ad uno stato tensio-deformativo che può variare in maniera significativa e che influisce sulle verifiche sismiche. Nel caso di dighe esistenti, la valutazione dello stato pre-sismico può beneficiare delle informazioni provenienti dall'esercizio della struttura. In questi casi si dovrà tener conto di eventuali stati fessurativi preesistenti. Le dighe possono infatti aver subito delle fessure per affetto di assestamenti in fondazione per cicli termici o per effetto della reazione alcali aggregati.

In ALLEGATO vengono riportati i risultati delle analisi pre-sismiche effettuate per il caso studio di riferimento. Da queste analisi si può dire che le azioni statiche associate al peso proprio, alla spinta idrostatica e alla sottospinta dell'acqua portano ad uno spostamento del coronamento del concio più alto della diga di appena 9 mm. Questo valore verrà preso come riferimento nel proseguo della tesi. Pag. 72/350

## ANALISI SEMPLIFICATE

Per una valutazione speditiva della risposta sismica della diga e per poter identificare le sue vulnerabilità in vista di analisi più approfondite si ricorre alle analisi semplificate. Nel prossimo capitolo verranno descritti i principali metodi semplificati disponibili oggi.
# 3. LE ANALISI SEMPLIFICATE

La valutazione dello stato di sicurezza di una diga soggetta all'azione sismica è un argomento che necessita competenze specifiche e di livello avanzato. Rispetto a questo ci si domanda se un giorno riusciremo a spiegare con un sistema di teorie e di metodi tutti i fenomeni significativi che riguardano questo problema. Immaginando di riuscire a raggiungere una tale conoscenza, il nostro lavoro potrebbe dirsi concluso? Se da un lato si tende ad approfondire lo studio dall'altro si ha l'utilità di trovare dei metodi semplificati.

Il concetto di "metodo semplificato" richiama un altro aspetto importantissimo che è quello della sicurezza. È internazionalmente accettato che le analisi semplificate possono essere utilizzate per i progetti preliminari oppure per le prime verifiche delle dighe esistenti.

Oltre a questo va fatta un'altra considerazione che riguarda i parametri che entrano in gioco nell'impianto teorico che scegliamo per l'analisi. In generale possiamo dire che una teoria ha bisogno di tanti più input quanto più è approfondita. La loro stima richiede però indagini con un costo elevato. Per questa ragione bisogna valutare con un certo grado di esperienza quale sia l'analisi più efficace. Oltre a scegliere l'analisi più appropriata è consigliabile individuare quali sono i parametri d'input che influenzano maggiormente i risultati. Un utile strumento per fare questo è rappresentato dalle analisi di sensibilità che possono essere svolte solo per le analisi semplificate che richiedono dei tempi di calcolo contenuti.

Per sintetizzare quanto finora detto rispetto al modo di procedere, è utile fare riferimento alle indicazioni riportate sul testo redatto da ITCOLD che riguarda "La verifica sismica delle dighe" (12):

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

Tenuto conto di questo, incominceremo concentrando la nostra attenzione sul problema piano, considerando una sezione di diga larga 1 m appartenente al concio più alto della diga, che generalmente (25) (26) dovrebbe essere quello più critico.

Di seguito sono descritti alcuni dei metodi semplificati utilizzati per la valutazione della risposta sismica di una diga in calcestruzzo. Dapprima verranno descritte le teorie che storicamente hanno rivoluzionato i modi di analizzare le dighe. La prima teoria ad essere trattata sarà quella proposta da Westergaard per la valutazione della pressione idrodinamica sul paramento di valle ottenuta con l'ipotesi di diga rigida. Quest'ultima ipotesi fu eliminata da Chopra che diede inizio alla valutazione degli effetti della deformabilità della struttura sulla risposta sismica introducendo nuovi importanti temi come quelli delle interazioni fluido-struttura e fondazione-struttura e dello smorzamento prodotto dei depositi alla base del serbatoio. Questa parte è trattata volutamente in maniera approfondita per porre le basi degli studi più approfonditi e del programma di calcolo che si vuole proporte.

Si descriverà poi il codice di calcolo per le analisi semplificate attualmente più noto: CADAM (19), un programma sviluppato dal Politecnico di Montreal che permette di valutare le tensioni e le forze attraverso analisi statiche equivalenti piane.

Per dighe a gravità in valli strette o per dighe ad arco ed arco-gravità è importante tener conto degli effetti tridimensionali. Questi venivano trattati storicamente attraverso il "Trial Load Method" di cui si accennerà.

La trattazione di CADAM e del "Trial Load Method" sono funzionali all'introduzione nel capitolo successivo del programma S.I.M.DAM che può essere visto come un miglioramento del primo programma ed un riproposizione del secondo metodo.

Dopo questa parte riguardante le analisi lineari verranno riportati alcuni dei metodi semplificati utilizzati per il calcolo dello scorrimento alla base della diga. In particolare si analizzeranno i metodi semplificati proposti da Nuti e Basili, da Chopra e Zhang e da Danay e Adeghe.

Grazie ad un programma di calcolo sviluppato in MATLAB questi metodi sono stati ampiamente confrontati arrivando a nuove ed importanti informazioni sul valore dello scorrimento ritenuto accettabile nelle analisi semplificate. Verranno inoltre valutati gli scorrimenti ottenuti per differenti sismicità del territorio Italiano mettendo in luce gli effetti della dipendenza della risposta dal segnale sismico utilizzato.

# 3.1. INTERAZIONI TRA IL SERBATOIO E LA DIGA CONSIDERATA RIGIDA

Nel campo delle dighe il Professor H.M. Westergaard può essere considerato un pioniere delle analisi sismiche. In un suo articolo datato 1931 propose per primo un metodo per la valutazione della pressione dell'acqua agente sul paramento di monte in occasione dei terremoti.

In questo articolo la variazione della pressione dell'acqua viene dapprima valutata utilizzando la soluzione dell'equazione delle onde. A partire da questa formulazione viene proposta una formula semplificata, indipendente dalla frequenza di eccitazione. L'ultima parte dell'articolo poneva le basi per uno degli approcci attualmente più usati: quello riferito alla massa aggiunta.

Nel suo studio Westergaard tratta la diga come se fosse un corpo rigido e se avesse un paramento perfettamente verticale. Uno degli aspetti più discutibili dell'articolo riguardava i periodi dei terremoti considerati dell'ordine del secondo. Questo aveva portato l'autore a concludere che gli effetti dell'amplificazione dovuti all'interazione tra la deformabilità della diga e il serbatoio potessero essere trascurati per dighe non troppo alte. Il metodo che propose si adattava molto bene al modo in cui si teneva conto delle forze inerziali del corpo diga. A quel tempo infatti si considerava una accelerazione uniforme su tutta la diga e pari a  $a = \alpha g$  (dove con  $\alpha$  si indicava il coefficiente sismico). Attraverso questa accelerazione venivano calcolate sia le forze sismiche orizzontali che verticali, quando rilevanti.

#### 3.1.1. LA VALUTAZIONE DELLA PRESSIONE IDRODINAMICA

Si riporta di seguito una sintesi della trattazione condotta da Westergaard per la stima della pressione idrodinamica.

Se vale l'ipotesi dei piccoli spostamenti è possibile descrivere il comportamento del fluido utilizzando la teoria elastica utilizzata per descrivere il comportamento dei solidi. Mettiamoci nel caso bidimensionale e scriviamo le equazioni di equilibrio dinamico nelle due direzioni dello spazio x e y.

Eq. 1 
$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$$
  
Eq. 2  $\frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$ 

Dove  $\xi, \eta$  sono gli spostamenti in direzione *x* e *y* mentre *w* è il peso specifico del fluido. Stante le proprietà del fluido, il legame tra le tensioni e le deformazioni può essere espresso utilizzando il modulo di elasticità volumetrico, ovvero la sua comprimibilità *K*, nel seguente modo:

Eq. 3 
$$\sigma = K \varepsilon$$

in cui la deformazione volumetrica  $\varepsilon$  non è altro che la somma delle deformazioni nelle due direzioni dello spazio:

Eq. 4 
$$\varepsilon = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y}$$

La tensione agente in un qualsiasi punto del mezzo continuo fluido può essere valutata nel seguente modo:

Eq. 5 
$$\sigma = K \left( \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right)$$

Sostituendo la Eq. 5 nelle Eq. 1 e Eq. 2 si arriva alla definizione delle equazioni delle onde  $\Delta^2 p = \frac{1}{c}\ddot{p}$ . Immaginando che il fluido si muova sia verticalmente che orizzontalmente ed imponendo le seguenti condizioni al contorno:

$$- \sigma = 0 \qquad \text{per} \quad y = 0;$$
  

$$- \eta = 0 \qquad \text{per} \quad y = h;$$
  

$$- \xi = -\frac{\alpha g T^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi}{T} t \qquad \text{per} \quad x = 0$$
  

$$- \sigma \xrightarrow{\text{tende}} 0 \qquad \text{per} \quad x \xrightarrow{\text{tende}} \infty$$

Si ottengono le seguenti soluzioni:

Eq. 6 
$$\xi = -\frac{\alpha g T^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi}{T} t \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n} e^{-q_n} \sin \frac{n\pi y}{2h}$$
  
Eq. 7  $\eta = -\frac{\alpha g T^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi}{T} t \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n c_n} e^{-q_n} \cos \frac{n\pi y}{2h}$ 

Dove:

Eq. 8 
$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16 w h^2}{n^2 g K T^2}}$$

Eq. 9  $q_n = \frac{n \pi C_n x}{2h}$ 

Nelle equazioni appare il termine n che rappresenta il numero delle soluzioni possibili delle equazioni. A partire dalla Eq. 8 possiamo scrivere:

Eq. 10 
$$\frac{1}{c_n} - C_n = \frac{16 w h^2}{c_n n^2 g K T^2}$$

Si può dimostrare che utilizzando la Eq. 5, Eq. 6, Eq. 7 e Eq. 10 possiamo calcolare la pressione agente in un qualsiasi punto del dominio fluido come:

Eq. 11 
$$\sigma = -\frac{8 \, \alpha w h}{\pi^2} \cos \frac{2\pi}{T} t \sum_{1,3,5,\dots}^n \frac{1}{n^2 \, C_n} e^{-q_n} \sin \frac{n \pi y}{2h}$$

A partire da questa formulazione l'autore ha voluto svincolarsi dalle dipendenze delle pressioni dalle frequenze introducendo la seguente formula semplificata:

Eq. 12 
$$p(y) = \frac{7}{8}\alpha\sqrt{hy}$$

Dove h è l'altezza dell'acqua contenuta nell'invaso ed y è la distanza dalla superficie libera. Grazie alla sua semplicità, questa formulazione è ancora oggi utilizzata e proposta dalle normative.

### 3.1.2. IL CONCETTO DI MASSA AGGIUNTA

Per visualizzare l'azione dinamica dell'acqua sulla diga si può pensare che una certa parte di fluido si muova con la diga mentre la restante parte rimanga inattiva. La prima porzione di fluido può essere vista come se fosse "gelata", ovvero come strati di ghiaccio che si sorreggono verticalmente tra loro senza scambiarsi forze di attrito. Quando la diga si muove questi strati si muovono con essa. Se si segue questo approccio, bisogna stimare qual è il volume di acqua in grado di produrre una forza inerziale equivalente alla pressione idrodinamica. Si definisca con b(y) la larghezza del volume del fluido. Sfruttando questa definizione possiamo calcolare la massa di acqua e le forze di inerzia rispettivamente come:  $\frac{b w}{g} e \alpha w b$ . Se adesso uguagliamo la

forza di inerzia con la pressione calcolata precedentemente otteniamo:  $b = \frac{p(y)}{\alpha g}$ . Graficamente la dimensione *b* non è altro che il diagramma delle pressioni scalato di  $\alpha g$ . Il nuovo grafico così ottenuto rappresenta proprio la parte di acqua solidale alla diga.

Il lavoro di Westergaard diede inizio ad un nuovo campo di studio dedicato alla valutazione degli effetti dell'interazione fluido-struttura. De Martino e Giugni in un loro articolo hanno ricostruito molto bene la storia di questi studi (27). Tra gli approfondimenti che hanno avuto più successo c'è quello di Zangar che valutò gli effetti prodotti dall'inclinazione del paramento di monte. La sua formulazione è quella attualmente proposta nella Normativa Italiana (2).

# 3.2. INTERAZIONE TRA DIGA SERBATOIO E FONDAZIONE

Di seguito verranno riportati i passaggi teorici attraverso i quali è possibile tener conto delle interazioni fluido-struttura e fondazione-struttura nei metodi semplificati. Per fare questo si farà riferimento alle formulazioni proposte da Chopra e Fenves. Si ritiene indispensabile questo approfondimento per una migliore comprensione del problema e del significato fisico di alcune grandezze che ricorreranno nel seguito della tesi. Per coloro che non vogliono appesantire la lettura della tesi si consiglia di trattare i contenuti di questo paragrafo come un'appendice della tesi.

### 3.2.1. INTERAZIONE TRA IL SERBATOIO E LA STRUTTURA

Nel 1968 Chopra (28) ripartendo dai risultati del più recente studio di Zangar introdusse gli effetti della deformabilità della diga sulla pressione idrodinamica. Di seguito vengono riportati solo i passi fondamentali della sua trattazione rimandando al testo originale per qualsiasi approfondimento.

Il limite principale del suo studio fu quello di considerare come contributo alla deformazione il solo modo di vibrare principale della struttura. Il passo in avanti effettuato fu invece quello di considerare l'interazione di questo modo con gli infiniti modi di vibrare del serbatoio.



Figura 3.1 Pressione idrodinamica associata al modo fondamentale di vibrare della struttura

Considerando la figura riportata sopra si definisce lo spostamento relativo della sommità della struttura come prodotto di una coordinata generalizzata dipendente dal tempo per la forma del primo modo di vibrare della struttura nel seguente modo:

Eq. 13 
$$\psi(y,t) = Y_c(t)\xi(y)$$

Lo spostamento assoluto diventa quindi:

Eq. 14 
$$\ddot{u}(y,t) = \ddot{u}_a(t) + \ddot{Y}_c(t)\xi(y)$$

Se definiamo la pressione idrodinamica agente sulla struttura come  $P_c(y, t)$  l'equazione di equilibrio dinamico della struttura diviene:

Eq. 15 
$$\ddot{Y}_{c}(t) + 2\xi_{s}\omega_{s}\dot{Y}_{c}(t) + \omega_{s}^{2}Y_{c}(t) = \frac{P_{c}^{*}(t)}{M^{*}}$$

In cui:

Eq. 16 
$$P_c^*(t) = -\ddot{u}_g(t) \int_0^{H_s} m(y)\xi(y)dy - \int_0^{H_s} p_c(y,t)\xi(y)dy$$
  
Eq. 17  $M^* = \int_0^{H_s} m(y)\xi(y)^2 dy$ 

Queste ultime due grandezze rappresentano l'azione esterna applicata, somma del termine inerziale e del termine derivante dall'interazione con il serbatoio e la massa generalizzata della diga associata al primo modo di vibrare.

Partendo da queste equazioni Chopra risolse il problema della risposta sismica del sistema diga-serbatoio sfruttando i vantaggi dell'analisi nel dominio delle frequenze, utilizzando quindi come eccitazione alla base una oscillazione armonica.

Tra le ipotesi principali di questo studio ci sono: paramento di monte verticale, fluido comprimibile, serbatoio considerato esteso all'infinito e viscosità dell'acqua trascurabile.

Se quindi si considera come accelerazione sismica unitaria applicata alla base della diga pari a  $\ddot{u}_a(t) = e^{i\omega t}$ , la risposta della struttura deve essere di questo tipo:

Eq. 18 
$$\ddot{u}(y,t) = e^{i\omega t} + H_{\ddot{y}_c}(\omega)\xi(y)e^{i\omega t}$$

dove con  $H_{\ddot{Y}_c}(\omega)$  si indica la risposta complessa della parte relativa alla deformazione della diga. Per risolvere le equazioni di equilibrio dinamico descritte precedentemente, occorre valutare la risposta idrodinamica del serbatoio rispetto a due condizioni principali:

- 1. Spostamento rigido del paramento di monte della diga  $\ddot{u}(y, t) = e^{i\omega t}$ ;
- 2. Deformazione del paramento di monte della diga  $\ddot{u}(y,t) = \xi(y)e^{i\omega t}$ .

Le pressioni idrodinamiche  $p_1(y,t) \in p_2(y,t)$  agenti sul paramento di monte della diga e associate a tali condizioni al contorno possono essere valutate attraverso le funzioni di risposta in frequenza complesse  $H_{p_m}(y,\omega)$  che assumono la seguente forma:

Eq. 19 
$$p_m(y,t) = H_{p_m}(y,\omega)e^{i\omega t}$$
 con  $m = 1,2$   
Eq. 20  $H_{p_m}(y,\omega) = \frac{2w}{gH}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{l_{mn}}{\sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}}\cos\lambda_n y$   
Eq. 21  $I_{mn} = \int_0^H f_m(y)\cos\lambda_n y \, dy$  con  $f_1(y) = 1$   $e$   $f_2(y) = \xi(y)$   
Eq. 22  $\lambda_n = \frac{(2n-1)\pi}{2H}$ 

Si consideri adesso la pressione agente sul paramento di monte del sistema digaserbatoio quando a questo viene applicata una azione sismica  $\ddot{u}(y,t) = e^{i\omega t}$ .

Eq. 23  $p_c(y,t) = H_{p_c}(y,\omega)e^{i\omega t}$ 

Di conseguenza, si ottiene:

Eq. 24 
$$H_{p_c}(y,t) = H_{p_1}(y,\omega) + H_{\dot{Y}_c}(\omega) H_{p_2}(y,\omega).$$

Sostituendo la Eq. 23 e Eq. 24 nella Eq. 16 si ottiene la forza esterna applicata al sistema:

Eq. 25 
$$P_c^*(t) = -\ddot{u}_g(t) \int_0^{H_s} m(y)\xi(y)dy - \ddot{u}_g(t) \int_0^H H_{p_1}(y,\omega) \xi(y)dy - \ddot{Y}_c(t) \int_0^H H_{p_m}(y,\omega)\xi(y)dy$$

Se adesso si introducono le due grandezze:

Eq. 26 
$$A = \int_0^{H_s} m(y)\xi(y)dy$$
  
Eq. 27 
$$B_m(\omega) = \int_0^H H_{p_m}(y,\omega)\xi(y)dy$$

la pressione diventa:

Eq. 28 
$$P_c^*(t) = -\ddot{u}_g(t)[A + B_1(\omega)] - \ddot{Y}_c(t)B_2(\omega)$$

e l'equazione che descrive la risposta della diga diventa la seguente:

Eq. 29 
$$[M^* + B_2(\omega)]\ddot{Y}_c(t) + 2M^*\omega_s\xi_s\dot{Y}_c(t) + \omega_s^2M^*Y_c(t) = -\ddot{u}_g(t)[A + B_1(\omega)]$$

Infine sostituendo la Eq. 20 nella Eq. 27 si ottiene:

Eq. 30 
$$B_m(\omega) = \frac{2w}{gH} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{I_{mn}I_{2n}}{\sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}}$$

Quest'ultima grandezza è una funzione complessa, che può essere riscritta dividendola in parte immaginaria e reale.

Eq. 31 
$$B_m(\omega) = Re[B_m(\omega)] + i Im[B_m(\omega)]$$
  
Eq. 32  $Re[B_m(\omega)] = \frac{2w}{gH} \sum_{n=n_1}^{\infty} \frac{I_{mn}I_{2n}}{\sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}}$   
Eq. 33  $Im[B_m(\omega)] = \frac{2w}{gH} \sum_{n=1}^{n_1-1} \frac{I_{mn}I_{2n}}{\sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}}$ 

Questa divisione porta ad una nuova definizione dell'equazione di equilibrio:

Eq. 34 
$$\{M^* + Re [B_2(\omega)]\} \ddot{Y}_c(t) + \{2M^*\omega_s\xi_s - \omega Im[B_2(\omega)]\} \dot{Y}_c(t) + \omega_s^2 M^* Y_c(t) = -e^{i\omega t} [A + B_1(\omega)]$$

Se il serbatoio fosse vuoto l'equazione di equilibrio ad esso associato sarebbe della forma:

Eq. 35 
$$M^* \ddot{Y}(t) + 2M^* \omega_s \xi_s \dot{Y}(t) + \omega_s^2 M^* Y(t) = -e^{i\omega t} [A]$$

La differenza tra i due sistemi è riassunta dalla Figura 3.2.

Prescindendo dalla formulazione matematica del problema, si può osservare che la presenza del serbatoio produce una modifica delle proprietà del sistema, così come della forzante associata al primo modo di vibrare della diga.



Figura 3.2 Oscillatori equivalenti associati alla assenza (sinistra) ed alla presenza della pressione idrodinamica (destra)

Si può affermare che sotto l'effetto di una eccitazione armonica stazionaria di frequenza  $\omega$  le proprietà del sistema vengono modificate nel seguente modo:

- La massa generalizzata aumenta della quantità Re  $[B_2(\omega)]$ ;
- Il coefficiente di smorzamento viscoso aumenta della quantità  $-\omega \operatorname{Im}[B_2(\omega)](\operatorname{si noti che} \omega \operatorname{Im}[B_2(\omega)] \leq 0);$
- La rigidezza generalizzata del sistema  $\omega_s^2 M^*$  rimane invariata.

A partire dalle equazioni che governano il problema della risposta del sistema ad una armonica è facile valutare la risposta nel seguente modo:

Eq. 36 
$$H_{\dot{Y}_{c}}(\omega) = \frac{A + B_{1}(\omega)}{M^{*} \left[-1 + 2i\xi_{s} \left(\frac{\omega_{s}}{\omega}\right) + \left(\frac{\omega_{s}}{\omega}\right)^{2}\right] - B_{2}(\omega)}$$

A conclusione della trattazione numerica l'autore riporta uno studio sui parametri più significativi del problema accoppiato, sui periodi conseguenti, sulla risposta delle dighe ad una accelerazione "white noise" e delle osservazioni sul caso di fluido considerato incomprimibile.

### L'EFFETTO DEI DEPOSITI SUL FONDO DEL BACINO

Intorno al 1983 il professor Chopra insieme ad un allora studente Gregory Fenves (29), affrontò un altro degli aspetti caratteristici dell'interazione tra i serbatoi e le dighe: gli effetti dell'assorbimento delle onde prodotto dai depositi sul fondo del bacino.

Il loro studio, successivo ad altri di simile indirizzo, rappresenta il punto finale dello sviluppo teorico della trattazione riguardante l'interazione fluido struttura nel dominio delle frequenze. Un altro degli aspetti importanti del loro studio riguarda la valutazione degli effetti dell'accelerazione verticale che è particolarmente importante quando si mettono in conto gli effetti dell'assorbimento delle onde nei depositi.

Il nuovo modello, descritto nella Figura 3.3, porta ad una nuova definizione della risposta della struttura in cui compaiono entrambe le componenti dello spostamento:

Eq. 37 
$$r_k^l(x, y, t) = \phi_1^k(x, y)Y_1^l(t)$$
 con  $k = x, y$   $e$   $l = x, y$ 

Nel loro articolo, perfettamente in continuità con il precedente articolo di Chopra, viene mantenuta l'ipotesi di paramento verticale della diga e di comportamento rigido della fondazione. Sotto l'approssimazione della Eq. 37 è possibile scrivere l'equazione di equilibrio dinamico della struttura nel seguente modo:

Eq. 38 
$$M_1\left[\ddot{Y}_1^l(t) + 2\xi_1\omega_1\dot{Y}_1^l(t) + \omega_1^2Y_1^l(t)\right] = -L_1^la_g^l(t) + \int_0^H p^l(0,y,t)\phi_1^x(0,y)dy$$

Dove compaiono le grandezze generalizzate:

Eq. 39 
$$M_1 = \iint_A m(x, y) \{ [\phi_1^x(x, y)]^2 + [\phi_1^y(x, y)]^2 \} dx dy$$
  
Eq. 40  $L_1 = \iint_A m(x, y) \phi_1^l(x, y) dx dy$ 

Nelle precedenti equazioni  $p^{l}(0, y, t)$  è la pressione idrodinamica agente sul paramento di monte della diga. Se consideriamo il fluido comprimibile e trascuriamo gli effetti della viscosità interna del materiale, il moto irrotazionale per piccoli spostamenti dell'acqua è governato dall'equazione delle onde.



Figura 3.3 Modello definito da Fenves e Chopra per lo studio dell'interazione fluido struttura

Le soluzioni delle equazioni delle onde vengono ricavate imponendo le condizioni al contorno riportate di seguito.

- Sul paramento di monte Eq. 41  $\frac{\partial p}{\partial x}(0, y, t) = -\rho a_g^x(t)\delta_{xl} - \rho \phi_1^x(0, y) \ddot{Y}_1^l(t) \operatorname{con} l = x, y$
- Sul fondo del bacino

Eq. 42 
$$\frac{\partial p}{\partial x}(x,0,t) = -\rho a_g^y(t) \delta_{yl} - q \frac{\partial p}{\partial t}(x,0,t) \operatorname{con} l = x, y$$

- Sulla superficie libera del serbatoio Eq. 43 p(x, H, t) = 0

Vale la pena soffermarsi sulla Eq. 42 dove compaiono dei nuovi termini relativi allo smorzamento all'interno dei depositi (con il pedice "f" si indicano caratteristiche riferite ai depositi):

Eq. 44 
$$q = \frac{\rho}{\rho_f C_f}$$
  $e$   $C_f = \sqrt{\left(\frac{E_f}{\rho_f}\right)}$ 

Per dei depositi considerabili rigidi,  $C_f = \infty$  il parametro q si annulla. In tal caso la Eq. 42 corrisponde alla condizione al contorno su fondazione rigida. Il secondo termine della Eq. 42 rappresenta infatti la modifica dell'accelerazione del terreno "free field" dovuta alla interazione tra il serbatoio ed i depositi alla base.

Dal momento che questa interazione con i depositi è proporzionale alla derivata prima del tempo della pressione idrodinamica, l'effetto di assorbimento delle onde nei depositi produce uno smorzamento. Questo è rappresentato da energia irradiata attraverso la rifrazione o l'assorbimento delle onde di pressione idrodinamiche nel materiale di fondazione con conseguente allontanamento delle onde dal sistema digaserbatoio.

Uno dei parametri fondamentali che governa il problema dell'assorbimento delle onde è il cosiddetto "admittance coefficient" o "damping coefficient" q. Spesso a questo si preferisce un altro parametro che ha un più diretto significato fisico, il coefficiente di riflessione delle onde  $\alpha$  legato al precedente nel seguente modo:

Eq. 45 
$$\alpha = \frac{1-qC}{1+qC}$$

Questo parametro, varia da -1 a +1 rispettivamente per condizioni in cui il fondo è estremamente deformabile ( $C_f \approx 0$ ) e in cui i depositi siano completamente rigidi ( $C_f = \infty$ ).

La risposta stazionaria del sistema diga-serbatoio ad una accelerazione "free field" unitaria e armonica del tipo  $a_a^l(t) = e^{i\omega t}$  porta alle seguenti grandezze:

Eq. 46 
$$Y_1^l(t) = \overline{Y}_1^{\ l}(\omega)e^{i\omega t}$$
  
Eq. 47  $p_1(x, y, t) = \overline{p}^l(x, y, \omega)e^{i\omega t}$ 

Il vantaggio dell'aver considerato la risposta in frequenza è riassunto dalla nuova forma dell'equazione di equilibrio dinamico della diga:

Eq. 48 
$$M_1[-\omega^2 + i(2\xi_1\omega_1\omega) + \omega_1^2]\overline{Y}_1^l = -L_1^l + \int_0^H \overline{p}^l(0, y, t)\phi_1^x(0, y)dy$$

Potendo utilizzare il principio di sovrapposizione degli effetti è utile scindere la pressione idrodinamica in due componenti così come effettuato nel paragrafo precedente.

Eq. 49 
$$\bar{p}^{l}(0, y, t) = \bar{p}_{0}^{l}(0, y, t) + \bar{p}_{1}(0, y, t) \vec{Y}_{1}^{\prime}$$

La risposta sarà quindi data dalla somma di tre differenti problemi riferiti rispettivamente a  $\bar{p}_0^x(0, y, t)$ ,  $\bar{p}_0^y(0, y, t)$  e  $\bar{p}_1(0, y, t)$  e assoggettati ciascuno alle loro condizioni al contorno.

Le funzioni di risposta, si ricavano utilizzando i normali metodi di risoluzione dei problemi al contorno. Queste soluzioni assumono la seguente forma:

Eq. 50 
$$\overline{p_0}^{x}(0, y, \omega) = -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2(\omega)}{H[\mu_n^2(\omega) - (\omega q)^2] + i(\omega q)} \frac{I_{0n}(\omega)}{\sqrt{[\mu_n^2(\omega) - \frac{\omega^2}{C^2}]}} Y_n(y, \omega)$$
Eq. 51 
$$\overline{p_0}^{y}(0, y, \omega) = \frac{\rho c}{\omega} \frac{1}{\cos \frac{\omega H}{c} + iqc \sin \frac{\omega H}{c}} \sin \frac{\omega(H-y)}{c}$$
Eq. 52 
$$\overline{p_1}^{x}(0, y, \omega) = -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2(\omega)}{H[\mu_n^2(\omega) - (\omega q)^2] + i(\omega q)} \frac{I_{1n}(\omega)}{\sqrt{[\mu_n^2(\omega) - \frac{\omega^2}{C^2}]}} Y(y, \omega)$$

Dove:

Eq. 53 
$$I_{0n}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H Y_n(y,\omega) dy$$
  
Eq. 54 
$$I_{1n}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H Y_n(y,\omega) \phi_1^x(0,y) dy$$

Gli auto valori ed auto vettori vengono calcolati facendo riferimento alle formule seguenti:

Eq. 55 
$$e^{2i\mu_n(\omega)H} = -\frac{\mu_n(\omega)-\omega q}{\mu_n(\omega)+\omega q}$$
  
Eq. 56 
$$Y_n(y,\omega) = \frac{1}{2\mu_n(\omega)} \{ [\mu_n(\omega) + \omega q] e^{i\mu_n(\omega)y} + [\mu_n(\omega) - \omega q] e^{-i\mu_n(\omega)y} \}$$

Quando il fondo del serbatoio è rigido (q = 0 e  $\alpha = 1$ ) gli auto valori e gli auto vettori hanno valori reali e diventano indipendenti dalla frequenza. In caso contrario:

Eq. 57 
$$\mu_n(\omega) = \omega_n^r / C$$
  
Eq. 58  $\omega_n^r = \frac{2n-1}{2} \pi \frac{C}{H}$   
Eq. 59  $y_n(\omega, y) = \cos \mu_n y$ 

La funzione di risposta nel dominio delle frequenze può adesso essere stimata utilizzando la seguente formula:

Eq. 60 
$$\overline{Y}_1^l(\omega) = \frac{-[L_1 + B_0^l(\omega)]}{-\omega^2 \{M_1 + Re[B_1(\omega)]\} + i\omega \{2\xi_1 \omega_1 M_1 - \omega Im[B_1(\omega)]\} + \omega_1^2 M_1}$$

Dove:

Eq. 61 
$$B_0^l(\omega) = -\int_0^H \overline{p_0}^l(0, y, \omega)\phi_1^x(0, y)dy$$
  
Eq. 62 
$$B_1(\omega) = -\int_0^H \overline{p_1}(0, y, \omega)\phi_1^x(0, y)dy$$

L'effetto dell'interazione tra l'interazione fluido struttura e l'assorbimento dei depositi è contenuta nella equazione Eq. 60 per mezzo dei termini dipendenti dalla frequenza  $B_0^l(\omega)$  e  $B_1(\omega)$  così come visto nel paragrafo precedente. La differenza sostanziale sta nella modifica delle formule di questi due termini. In definitiva si ottiene una modifica della massa del sistema e del suo smorzamento, in particolare si introduce una nuova forma di smorzamento generato dall'assorbimento delle onde di pressione nei depositi a fondo del bacino.

Da quanto visto si evince la grande influenza sulla risposta dello smorzamento sul fondo del bacino.

### 3.2.2. OSCILLATORE EQUIVALENTE SISTEMA FLUIDO-FONDAZIONE-STRUTTURA

Come visto nei paragrafi precedenti Chopra, insieme ad altri autori ha svolto in più fasi uno studio approfondito sull'interazione fluido struttura. Come conclusione del suo lavoro, insieme a Gregory Fenves ha affrontato la definizione di un metodo semplificato, che si è tradotto nel loro articolo "Semplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams, pubblicato nella rivista dell' ASCE (18). Tale lavoro può essere diviso in tre fasi di valutazione della risposta, riferita a:

- Il modo fondamentale della diga;
- L'interazione con il serbatoio;
- L'interazione con la fondazione.

### MODO DI VIBRARE FONDAMENTALE DELLA DIGA

Se si ammette che sia il primo modo quello che domina la risposta sismica si può esprimere la sua risposta in termini di spostamento relativo come:

Eq. 63 
$$r_k(x, y, t) = \phi_1^k(x, y)Y_1(t) \operatorname{con} k = x, y$$

Dove  $r_x e r_y$  sono gli spostamenti relativi ottenuti come il prodotto delle forme modali  $\phi_1^x e \phi_1^y$ , dipendenti dalle variabili spaziali, per la coordinata modale  $Y_1$  dipendente esclusivamente dal tempo. Se facciamo riferimento a questo spostamento l'equazione di equilibrio dinamico per un moto orizzontale del terreno  $a_g(t)$  può essere scritta come:

Eq. 64 
$$m(x,y)[\ddot{r}_k(x,y,t) + a_a(t)] + c(x,y)\dot{r}_k(x,y,t) + k(x,y)r_k(x,y,t) = 0$$

Se portiamo a secondo membro il termine che rappresenta il moto del terreno possiamo scrivere:

Eq. 65 
$$m(x, y)\ddot{r}_k(x, y, t) + c(x, y)\dot{r}_k(x, y, t) + k(x, y)r_k(x, y, t) = -m(x, y)a_a(t)$$

Tenendo conto della Eq. 63 possiamo riscrivere l'equazione di equilibrio dinamico nel seguente modo:

Eq. 66 
$$m(x,y)\phi_1^k(x,y)\ddot{Y}_1(t) + c(x,y)\phi_1^k(x,y)\dot{Y}_1(t) + k(x,y)\phi_1^k(x,y)Y_1(t) = -m(x,y)a_q(t)$$

Definiamo uno spostamento virtuale  $\delta \phi_1^k(x, y)$  e utilizziamo il principio dei lavori virtuali:

Eq. 67 
$$\ddot{Y}_1 \iint \phi_1^k m \phi_1^k dx dy + \dot{Y}_1 \iint \phi_1^k c \phi_1^k dx dy + Y_1 \iint \phi_1^k k \phi_1^k dx dy = -a_a \iint \phi_1^k m dx dy$$

In tal modo compaiono degli integrali spaziali che verranno sostituiti nel seguito dalle seguenti grandezze generalizzate:

Massa

Eq. 68 
$$M_1 = \iint \phi_1^k m \phi_1^k dx dy = \iint m_x (\phi_1^x)^2 dx dy + \iint m_y (\phi_1^y)^2 dx dy$$

Smorzamento

Eq. 69  $C_1 = \iint \phi_1^k c \phi_1^k dx dy$ 

Rigidezza

Eq. 70  $K_1 = \iint \phi_1^k k \phi_1^k dx dy$ 

Fattore di partecipazione

Eq. 71  $L_1 = \iint \phi_1^k m \, dx dy$ 

Si fa notare che la massa generalizzata può essere utilmente divisa nelle due direzioni in modo da poter mostrare successivamente gli effetti della presenza del serbatoio. Sfruttando tali definizioni, l'equazione di equilibrio dinamico assume una forma più compatta del tipo:

Eq. 72 
$$M_1 \ddot{Y}_1 + C_1 \dot{Y}_1 + K_1 Y_1 = -L_1 a_q$$

Se dividiamo tutto per la massa generalizzata e definiamo  $\frac{K_1}{M_1} = \omega_1^2$ ,  $\frac{C_1}{M_1} = 2\xi_1\omega_1$  e  $p_1 = \frac{L_1}{M_1}$  arriviamo all'equazione dell'oscillatore armonico:

Eq. 73  $\ddot{Y}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{Y}_1 + \omega_1^2Y_1 = -p_1a_g$ 

Considerando come moto del terreno  $a_g(t) = e^{i\omega t}$  e trasformando la coordinata generalizzata dal dominio del tempo al dominio delle frequenze nel seguente modo  $Y_1(t) = \overline{Y}_1(\omega)e^{i\omega t}$  la soluzione diventa:

Eq. 74 
$$\overline{Y}_1(\omega) = -\frac{L_1}{-\omega^2 M 1 + i\omega C_1 + K_1}$$

La risposta può essere quindi calcolata a partire dalle grandezze generalizzate e dalla frequenza della forzante  $\omega$ .

#### INTERAZIONE CON IL SERBATOIO

L'equazione di equilibrio dinamico che abbiamo scritto precedentemente fa riferimento ad una diga vuota su fondazione rigida.

Se l'invaso si trova a quota *H* bisogna modificare le equazioni introducendo le forze applicate sul contorno. Il primo effetto sarà quello dovuto alla pressione idrostatica che può essere sommato alla risposta dinamica e quindi non viene riportato nelle formule seguenti. Gli effetti che ci interessano sono quelli che rendono i due sistemi accoppiati.

La formulazione matematica attraverso la quale si ottiene la soluzione di questo problema è già stata riportata nel paragrafo 3.2.1 ed ha portato ad una risposta nel dominio delle frequenze di questo tipo:

Eq. 75 
$$\bar{Y}_1(\omega) = -\frac{[L_1+B_0(\omega)]}{-\omega^2 \{M1+Re[B_1(\omega)]\} + i\omega \{C_1-Im[B_1(\omega)]\} + K}$$

Se confrontiamo le Eq. 37 e Eq. 36 si osservano gli effetti dell'interazione fluidostruttura.

#### SISTEMA EQUIVALENTE DIGA-SERBATOIO

La nuova equazione di  $\overline{Y}_1(\omega)$  è molto complicata da stimare, soprattutto per la presenza dei termini della pressione idrodinamica che sono frequenza dipendenti. Si procede quindi alla definizione di un oscillatore semplice equivalente per cui si perda tale dipendenza (26). Il nuovo sistema ha due distinte masse nelle due direzioni:

Eq. 76 
$$\widetilde{m}_x(x,y) = m_x(x,y) + m_a(y)\delta(x)$$
  $e$   $\widetilde{m}_y(x,y) = m_y(x,y)$ 

Visto che la pressione idrodinamica sul paramento di monte agisce nella direzione orizzontale, la massa aggiuntiva  $m_a(y)$  si applica solo alla componente orizzontale del moto della diga ed è applicata sulla faccia di monte. Tutto questo si traduce in:

Eq. 77 
$$m_a(t) = \frac{\bar{p}_1(y,\tilde{\omega}_r)}{\phi_1^{x}(0,y)}$$

La massa aggiunta essendo ricavata dalla funzione complessa calcolata per una pulsazione equivalente al sistema diga serbatoio è a sua volta a valori complessi. Tenendo conto della presenza di questo, scriviamo la risposta in frequenza del sistema equivalente diga- serbatoio:

Eq. 78 
$$\tilde{Y}_1(\omega) = \frac{-\tilde{L}_1}{-\omega^2 \tilde{M}_1 + i\omega \tilde{C}_1 + K_1}$$

Si fa notare come la rigidezza non abbia subito modifiche. Tutti gli altri termini generalizzati sono invece cambiati nel seguente modo:

Eq. 79 
$$\widetilde{M}_1 = M_1 + Re\left\{\int_0^H m_a(y)[\phi_1^x(0,y)]^2 dy\right\} \to M_1 + Re\{B_1(\widetilde{\omega}_r)\}$$
  
Eq. 80  $\widetilde{C}_1 = C_1 - \omega Im\left\{\int_0^H m_a(y)[\phi_1^x(0,y)]^2 dy\right\} \to C_1 - \widetilde{\omega}_r Im\{B_1(\widetilde{\omega}_r)\}$   
Eq. 81  $\widetilde{L}_1 = L_1 + \int_0^H m_a(y)\phi_1^x(0,y) dy \to L_1 - B_0(\widetilde{\omega}_r)$ 

Confrontando le equazioni Eq. 75 e Eq. 78 si osserva come  $\tilde{Y}_1(\tilde{\omega}_r) = \bar{Y}_1(\tilde{\omega}_r)$ , quindi l'oscillatore equivalente corrisponde alla risposta rispetto al modo fondamentale del sistema diga serbatoio.

La frequenza naturale di vibrazione, calcolabile utilizzando un metodo iterativo, è data da:

Eq. 82 
$$\widetilde{\omega}_r = \frac{\omega_1}{\sqrt{1 + \frac{Re[B_1(\widetilde{\omega}_r)}{M_1}}}$$

Lo smorzamento equivalente del sistema si può calcolare come:

Eq. 83 
$$\bar{\xi}_r = \frac{\tilde{\omega}_r}{\omega_1} \xi_1 + \xi_r$$
 con  $\xi_r = -\frac{1}{2} \frac{1}{M_1} \left(\frac{\tilde{\omega}_r}{\omega_1}\right)^2 Im[B_1(\tilde{\omega}_r)]$ 

Grazie alla trattazione teorica riportata finora si è riusciti a tradurre gli effetti prodotti dall'acqua durante un terremoto.

La formulazione del problema, molto più articolata di Westergaard ha permesso di tradurre questi effetti in un oscillatore semplice ad un grado di libertà con delle caratteristiche equivalenti.

### INTERAZIONE TRA FONDAZIONE E STRUTTURA

Di seguito si riporta una parte della trattazione dell'interazione fondazione struttura sviluppata per descrivere il comportamento nel dominio delle frequenze, limitato al primo modo di vibrare, delle dighe a gravità . La fondazione della diga è composta generalmente da rocce con buone caratteristiche meccaniche. Questo suggerisce la possibilità che la deformabilità della stessa sia limitata.

Nella Figura 3.4 si riporta un grafico in cui vengono confrontate le accelerazioni massime sulla sommità della diga utilizzando due differenti ipotesi sulla deformabilità della fondazione. Nella prima si considera una fondazione libera di deformarsi secondo le sue caratteristiche, nella seconda si limita la deformabilità alla sola traslazione e rotazione rigida del segmento alla base della diga (viene sostituita alla fondazione un sistema a rigidezze concentrate).



Figura 3.4 Effetti sulla risposta della diga dell'interazione con la fondazione

Il grafico mostra chiaramente come per valori del rapporto tra pulsazione delle forze agenti e pulsazione propria prossimi all'unità le due risposte sono simili. Dal momento che si vuole analizzare la risposta relativamente al primo modo di vibrare è quindi possibile fare l'ipotesi di traslazioni e rotazioni rigide della base della diga.

Questa ipotesi è di fondamentale importanza nell'uso di modelli semplificati. Lo stesso programma proposto nel prossimo capitolo riproduce l'interazione con la fondazione attraverso una molla equivalente alla base della fondazione. La figura riportata indica che per frequenze di eccitazione prossime a quelle della struttura i risultati delle analisi non sono affette dal modo in cui si considera la deformabilità della fondazione.

La nuova modellazione del problema può essere descritta dalla Figura 3.5 riportata di seguito.



Figura 3.5 Interazione fondazione struttura nel metodo di Fenves e Chopra

Definiamo con  $m_k(x, y), m_x(x, y), m_y(x, y)$  rispettivamente le funzioni che descrivono la distribuzione di massa totale, quella in direzione x e quella in direzione y. Sia invece  $m_t$  l'integrale della distribuzione di massa totale.

Se si mette in conto la deformabilità della fondazione in termini di spostamento e rotazione alla base della diga l'equazione di equilibrio dinamico che governa la risposta del sistema assume la seguente forma:

Eq. 84 
$$\begin{cases} M_1 \ddot{Y}_1(t) + C_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) + L_1 \ddot{u}_0(t) + L_1^{\theta} \ddot{\theta}(t) = -L_1 a_g(t) \\ L_1 \ddot{Y}_1(t) + m_t \ddot{u}_0(t) + L_{\theta}^x \ddot{\theta}(t) + V(t) = -m_t a_g(t) \\ L_1^{\theta} \ddot{Y}_1(t) + L_{\theta}^x \ddot{u}_0(t) + I_t \ddot{\theta}(t) + M(t) = -L_{\theta}^x a_g(t) \end{cases}$$

Dove:

Eq. 85 
$$I_t = \iint \left\{ m_x(x, y)y^2 + m_y(x, y) \left(\frac{1}{2}b - x\right)^2 \right\} dxdy$$
  
Eq. 86  $L_1^{\theta} = \iint \left\{ m_x(x, y) y \, \Phi_1^x(x, y) + m_y(x, y) \left(\frac{1}{2}b - x\right) \Phi_1^y(x, y) \right\} dxdy$   
Eq. 87  $L_{\theta}^x = \iint m_x(x, y)y \, dxdy$ 

Per maggiori informazioni sul modo in cui si arriva al seguente sistema si rimanda all'articolo di Fenves e Chopra (26). Nel paragrafo che segue viene riportata quella che può essere definita la matrice di impedenza della fondazione, un argomento che ritroveremo successivamente quando si parlerà di analisi agli elementi finiti in cui si modella la fondazione in maniera indiretta.

#### MATRICE DI RIGIDEZZA DINAMICA

Finora abbiamo scritto le equazioni che descrivono l'equilibrio dinamico del monolite e le equazioni delle forze mutue che si trasmettono la diga e la base della fondazione. Queste tre equazioni sono infatti collegate attraverso la matrice di rigidezza dinamica a valori complessi e dipendente dalle frequenze.

Eq. 88 
$$\begin{bmatrix} K_{VV}(\omega) & K_{VM}(\omega) \\ K_{MV}(\omega) & K_{MM}(\omega) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_0(\omega) \\ \bar{\theta}(\omega)b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{V}(\omega) \\ \frac{\bar{M}(\omega)}{b} \end{bmatrix}$$

Dove:

 $\frac{V(t)}{\overline{V}(\omega)} = \frac{M(t)}{\overline{M}(\omega)} = \frac{u_0(t)}{\overline{u}_0(\omega)} = \frac{\theta(t)}{\overline{\theta}(\omega)} = \frac{Y(t)}{\overline{Y}(\omega)} = e^{-i\omega t}$ e  $K_{VM}(\omega) = K_{MV}(\omega)$ 

Per valutare questa matrice si divide la base della diga in tanti punti uniformemente distribuiti. Le forze scambiate tra questi punti e la fondazione sono ottenute come soluzione di un problema al contorno di un semispazio omogeneo e viscoelastico. La soluzione sarà una funzione complessa che lega per ogni frequenza e per ogni punto le forze e gli spostamenti.

Per l'accelerazione armonica del terreno su campo libero  $a_g = e^{-i\omega t}$  si possono riscrivere le equazioni di equilibrio dinamico nel dominio delle frequenze e combinare la soluzione con la matrice di rigidezza in modo da ottenere:

Eq. 89 
$$\begin{cases} \left[ -\omega^2 M_1 \bar{Y}_1 + i\omega C_1 \bar{Y}_1 + K_1 \bar{Y}_1 - \omega^2 L_1 \bar{u}_0 - \omega^2 L_1 \bar{u}_0 - \omega^2 L_1^{\theta} \bar{\theta} \right] e^{-i\omega t} = -L_1 e^{-i\omega t} \\ \left[ -\omega^2 L_1 \bar{Y}_1 - \omega^2 m_t \bar{u}_0 - \omega^2 L_{\theta}^x \bar{\theta} + K_{VV} \bar{u}_0 + K_{VM} \bar{\theta} b \right] e^{-i\omega t} = m_t e^{-i\omega t} \\ \left[ -\omega^2 L_1^{\theta} \bar{Y}_1 - \omega^2 L_{\theta}^x \bar{u}_0 - \omega^2 I_t \bar{\theta} + K_{MV} \bar{u}_0 + K_{MM} \bar{\theta} b \right] e^{-i\omega t} = -L_{\theta}^x e^{-i\omega t} \end{cases}$$

Riorganizzando opportunamente i termini si giunge al sistema nella forma matriciale che segue:

Eq. 90 
$$\begin{bmatrix} -\omega^2 M_1 + i\omega C_1 + K_1 & -\omega^2 L_1 & -\omega^2 L_1^{\theta} \\ -\omega^2 L_1 & K_{VV} - \omega^2 m_t & K_{VM} b - \omega^2 L_{\theta}^x \\ -\omega^2 L_1^{\theta} & K_{MV} - \omega^2 L_{\theta}^x & K_{MM} b - \omega^2 I_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \overline{Y}_1 \\ \overline{u}_0 \\ \overline{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} L_1 \\ m_t \\ -L_{\theta}^x \end{bmatrix}$$

Utilizzando le seguenti ipotesi:  $m_t \approx m_1^*$ ,  $L_{\theta}^x \approx m_1^* h_1^*$ ,  $I_t \approx m_1^* (h_1)^2$  dove  $m_1^* = \frac{(L_1)^2}{M_1}$  e  $h_1^* = \frac{L_1^{\theta}}{L_1}$  rappresentano la massa e l'altezza effettiva della diga nel modo fondamentale, si arriva alla soluzione del problema:

Eq. 91 
$$\overline{Y}_1(\omega) = \frac{-L_1}{-\omega^2 M_1 + i\omega C_1 + K_1 - \omega^2 M_1 \left(1 + \frac{i2\xi_1 \omega}{\omega_1}\right) F(\omega)}$$

Dove:

Eq. 92 
$$F(\omega) = \frac{\frac{K_{VV}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} + \frac{K_{MM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)^2 - 2\frac{K_{VM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)}{\frac{K_{VV}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \frac{K_{MM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)^2 - \left[\frac{K_{VM}(\omega)}{m_1^* \omega_1^2} \left(\frac{b}{h_1^*}\right)\right]^2}$$

L'espressione  $F(\omega)/m_1^*\omega_1^2$  può essere vista come la funzione di risposta in frequenza per una traslazione orizzontale della diga rigida permessa dalla flessibilità della fondazione in roccia, dovuta ad una forza unitaria (in quella frequenza) applicata nello stesso punto.

Se confrontiamo questa equazione con quella ottenuta per la diga su fondazione rigida, si osserva che il termine  $-\omega^2 M_1 \left(1 + \frac{i2\xi_1\omega}{\omega_1}\right) F(\omega)$  riduce la rigidezza e modifica lo smorzamento (smorzamento che viene prodotto per irraggiamento e per dissipazione all'interno del materiale che compone la fondazione in roccia).

### OSCILLATORE EQUIVALENTE DEL SISTEMA FONDAZIONE-STRUTTURA

Come abbiamo fatto nel precedente paragrafo relativo all'interazione fluido-struttura cerchiamo di costruire un oscillatore semplice equivalente al sistema diga-fondazione. Questo avrà le seguenti proprietà:

Eq. 93 
$$\tilde{Y}_1(\omega) = \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2 \frac{-L_1}{-\omega^2 M_1 + i\omega \{2\tilde{\xi}_f M_1 \tilde{\omega}_f\} + \tilde{\omega}_f^2 M_1}$$

Dove:

Eq. 94 
$$\widetilde{\omega}_f^2 = \frac{\omega_1}{\sqrt{1 + Re[F(\widetilde{\omega}_f)]}}$$

La pulsazione equivalente del sistema, viene calcolata iterativamente in modo che la parte reale del denominatore dell' Eq. 93 si annulli (per maggiori informazioni si veda l'appendice I di (26)).

Lo smorzamento equivalente descritto dalla relazione:

Eq. 95 
$$\tilde{\xi}_f = \left(\frac{\tilde{\omega}_f}{\omega_1}\right)^3 \xi_1 + \xi_f$$

viene ottenuto uguagliando i valori di  $\tilde{Y}_1(\tilde{\omega}_f) \in \bar{Y}_1(\tilde{\omega}_f)$ . Rimane da valutare lo smorzamento aggiuntivo dovuto all'interazione diga-fondazione pari a :

Eq. 96 
$$\xi_f = -\frac{1}{2} \left(\frac{\widetilde{\omega}_f}{\omega_1}\right)^2 Im[F(\widetilde{\omega}_f)]$$

Si fa notare come il termine immaginario sia sempre inferiore a zero per ogni frequenza di eccitazione. Lo smorzamento aggiuntivo risulta quindi sempre positivo.

In Figura 3.6 si riportano le differenze tra la risposta calcolata esattamente e quella ottenuta con il sistema equivalente. Come si osserva, più la fondazione è rigida più le soluzioni coincidono. Sulla base dei risultati ottenuti Fenves & Chopra affermano che gli effetti di interazione fondazione struttura possono essere trascurati quando il rapporto tra la rigidezza della fondazione e quella della struttura è superiore a cinque.



Figura 3.6 Differenze di risposta tra il sistema esatto e quello equivalente al sistema fondazione struttura

Dopo aver trattato separatamente le interazioni tra la struttura ed il serbatoio e tra la struttura e la fondazione (26) i due autori hanno mostrato come combinare questi effetti ottenendo un oscillatore equivalente al sistema diga-serbatoio-fondazione (30).

### 3.2.3. FORZA STATICA EQUIVALENTE PROPOSTA DA FENVES E CHOPRA

Le sezioni delle dighe a gravità non sono molto diverse tra di loro, per questo viene proposta una forma modale del modo fondamentale utilizzabile per la maggior parte dei casi studio. Sulla base di questa viene definita una forza statica equivalente in grado di riprodurre gli effetti associati al primo modo di vibrare. In uno dei loro report (18) Fenves e Chopra propongono anche un modo per mettere in conto l'effetto dei modi superiori di vibrare sulla risposta.



Figura 3.7 Descrizione delle interazioni diga-serbatoio e diga-fondazione introdotte nel modello di Fenves e Chopra

#### RISPOSTA RISPETTO AL MODO FONDAMENTALE

La potenzialità del metodo semplificato proposto risiede nel proporre la distribuzione del carico equivalente all'azione sismica da applicare staticamente alla struttura. Si riportano di seguito tutte le grandezze da dover stimare (il significato di alcuni di questi termini è stato già spiegato nei paragrafi precedenti).

Distribuzione di forze equivalenti

Eq. 97 
$$f_1(x,y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} * \frac{sa(\tilde{T}_1,\tilde{\xi})}{g} * [w_s(x,y)\phi_1^x(x,y) + g\bar{p}_1(y,\tilde{T}_r)\delta(x)]$$

Massa partecipante equivalente

Eq. 98 
$$\widetilde{M}_1 = M_1 + Re[\int_0^H \overline{p_1}(y, \widetilde{T}_r)\phi_1^x(0, y)dy]$$

Massa partecipante generalizzata

Eq. 99  $M_1 = \iint m_s(x, y) \{ [\phi_1^x(x, y)]^2 + [\phi_1^y(x, y)]^2 \} dxdy$ 

Fattore di partecipazione equivalente

Eq. 100  $\tilde{L}_1 = L_1 + \int_0^H \overline{p_1}(y, \tilde{T}_r) dy$ 

Fattore di partecipazione

Eq. 101 
$$L_1 = \iint m_s(x, y) \{ [\phi_1^x(x, y)] + [\phi_1^y(x, y)] \} dxdy$$

Periodo equivalente sistema diga-serbatoio

Eq. 102  $\widetilde{T_r} = R_r T_1$ 

Periodo equivalente sistema diga-fondazione

Eq. 103  $\widetilde{T}_f = R_f T_1$ 

Periodo equivalente sistema diga- fondazione- serbatoio

Eq. 104  $\widetilde{T}_1 = R_f R_t T_1$ 

Smorzamento equivalente diga- fondazione- serbatoio

Eq. 105  $\tilde{\xi}_1 = \frac{1}{R_r * R_f^3} * \xi_1 + \xi_r + \xi_f$ 

I coefficienti  $R_r$  e  $R_f$ , maggiori o uguali ad uno, producono l'allungamento del periodo prodotto dalla maggiore flessibilità del sistema diga- serbatoio- fondazione.

Come si può osservare dalle formule le due interazioni della diga rispettivamente con il serbatoio e con la fondazione risultano indipendenti l'una dall'altra. A meno dello smorzamento equivalente tutte le altre grandezze equivalenti sono la sovrapposizione delle rispettive caratteristiche dei sistemi diga-serbatoio, diga- fondazione.

Considerando che  $\phi_1^x(x, y) \cong \phi_1^x(0, y)$  è conveniente integrare  $f_1(x, y)$  lungo x per ottenere  $f_1(y)$  che rappresenta la forza laterale equivalente per unità di altezza.

Eq. 106 
$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} * \frac{Sa(\tilde{T}_1,\tilde{\xi})}{g} * [w_s(y)\phi_1(y) + g\bar{p}_1(y,\tilde{T}_r)]$$

Con

Eq. 107 
$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s(y) * \phi_1^2(y) dy$$
  
Eq. 108  $L_1 = \frac{1}{g} \int_0^H w_s(y) * \phi_1(y) dy$ 

Nella formulazione di  $f_1(y)$  compare la funzione a valori complessi della pressione idrodinamica, per semplicità si prende esclusivamente la parte reale, da questo momento si farà riferimento a  $\bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) = Re[p(y, \tilde{T}_r)]$ .

Nel metodo semplificato la funzione di pressione idrodinamica p(y/H) viene valutata dalle tabelle in funzione di  $R_w = \frac{\tilde{T}_1^r}{\tilde{T}_r} e \alpha$ . Il primo termine rappresenta il rapporto tra il periodo fondamentale dell'acqua invasata ( $\tilde{T}_r = 4 * \frac{H}{c}$  dove *c* è la velocità delle onde all'interno dell'acqua, pari a 1440 m/sec) e quello del sistema equivalente digaserbatoio mentre il secondo rappresenta il coefficiente di assorbimento della pressione idrodinamica da parte dei depositi sul fondo del bacino.

Nel report di Fenves e Chopra (18)si fa presente che per Rw<0.5 la comprimibilità dell'acqua è trascurabile e  $p(\hat{y})$  è indipendente da Rw. Questo significa che se il periodo del serbatoio è più grande del doppio del periodo fondamentale del sistema diga-serbatoio ( $\tilde{T}_r > 2 \tilde{T}_1^r$ ) si può trascurare la deformabilità della diga e la comprimibilità dell'acqua. In questi casi si può per esempio utilizzare l'approccio proposto da Westergaard.

Vediamo adesso come si valutano le altre grandezze che compaiono nella formulazione del modello. Facendo riferimento alle sezioni tipo delle dighe a gravità in calcestruzzo è stato osservato che il periodo della struttura viene ben descritto dalla seguente relazione:

Eq. 109  $T = 12 * H / \sqrt{E}$ 

Per quanto riguarda i valori di  $R_r \ e \ \xi_r$  nel lavoro di Fenves e Chopra sono riportate le tabelle con le quali stimarli in funzione di:  $E_r \frac{H}{Hs} \ e \ \alpha$ . Lo stesso vale per  $R_f \ e \ \xi_f$  che sono funzione di  $\frac{E}{E_f} \ e \ \eta_f$ . Molto spesso non si hanno sufficienti informazioni per dare un valore significativo a  $\alpha \ o \ \eta_f$ , in questi casi si pongono rispettivamente pari a 0,9 e 0,1.

Vediamo infine come calcolare i parametri che compaiono nella massa partecipante e nel coefficiente di partecipazione equivalente.

Eq. 110 
$$\tilde{M} = R_r^2 M_1$$

Eq. 111 
$$\tilde{L} = L_1 + \frac{1}{g} * Fst \left[\frac{H}{H_s}\right]^2 * A_p$$

in cui:

Eq. 112 
$$Fst = \frac{1}{2}wH^2$$
  
Eq. 113 
$$A_p = \int_0^1 \frac{2gp(\hat{y})}{wH} * d\hat{y}$$

In alternativa  $A_p$  può essere calcolato utilizzando i valori delle tabelle in cui si entra con  $R_w = \frac{\tilde{T}_1^r}{\tilde{T}_r} e \alpha$ . Le grandezze  $A_p e p(y/H)$  vengono calcolate facendo riferimento alla condizione in cui  $H/H_s = 1$  per correggere tale semplificazione viene introdotto nella definizione di  $\tilde{L}$  il fattore correttivo  $[H/H_s]^2$ .

#### INFLUENZA DEI MODI SUPERIORI

Un aspetto piuttosto particolare delle dighe è il basso contributo del modo principale alla massa partecipante. È quindi necessario mettere in conto il contributo dei modi superiori. Nel loro Report, Fenves e Chopra forniscono un metodo semplificato anche per questo. Prima di tutto analizzano il caso di "roccia di fondazione rigida a bacino vuoto".

Eq. 114 
$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} w_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi_1(y) \right] a_g$$

Nella relazione appena riportata compare la massima accelerazione del terreno. Si passa quindi a valutare gli "effetti dell'interazione del bacino e della fondazione con i modi superiori". A tal proposito si è osservato che l'interazione del terreno con i modi superiori si può trascurare. Se mettessimo in conto l'interazione dell'acqua con i modi superiori si otterrebbe una funzione simile alla precedente.

Eq. 115 
$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \{ w_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi_1(y) \right] + [gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} w_s(y) \phi_1(y)] \} a_g$$
  
Con  $B_1 = 0.052 * \frac{F_{st}}{g} \left[ \frac{H}{H_s} \right]^2$ 

In cui  $p_0(y)$  è la distribuzione di pressione che si avrebbe considerando la diga infinitamente rigida e l'acqua incomprimibile.

#### COMBINAZIONE DELLA RISPOSTA

Come sempre le risposte della struttura alle azioni  $f_1(y) e f_{sc}(y)$  vanno combinate in maniera adeguata considerando che i loro effetti non si presentano contemporaneamente. Escludendo il metodo CQC, in quanto gli effetti sono indipendenti l'uno dall'altro, si usano i metodi SRSS o ABSUM preferendo il primo al secondo. Una volta combinate queste due non resta che combinare le risposte dinamiche con quelle statiche nel seguente modo (metodo SRSS):

Eq. 116  $r_{max} = r_{st} \pm \sqrt{(r_1)^2 + (r_{sc})^2}$ 

Vedremo nelle applicazioni l'utilità del metodo semplificato proposto da Fenves e Chopra.

# 3.3. ANALISI PIANE: CADAM

Con questo programma, sviluppato nel 2002 al Politecnico di Montreal, si possono condurre sia analisi di equilibrio globale a scorrimento e ribaltamento, sia analisi dello stato tensionale, ciascuna di esse può essere condotta per diverse combinazioni di carico. Per quanto riguarda l'azione sismica, CADAM permette di utilizzare il metodo proposto da Fenves e Chopra (26), utilizzando quindi la distribuzione di carico statico equivalente che tiene conto dell'interazione tra diga- serbatoio-fondazione.

Il CADAM tratta la struttura come un monolite, diviso in tanti conci, separati da giunti. Si possono scegliere giunti orizzontali o inclinati e per ciascuno di essi fissare delle caratteristiche specifiche del materiale. In questo modo su ciascuno di essi il programma fornisce le sollecitazioni, le tensioni e i fattori di sicurezza a scorrimento ribaltamento e sollevamento.

A proposito dell'inclinazione delle superfici di riferimento per i calcoli va fatto presente che all'interno del corpo diga è difficile che ci siano dei piani deboli inclinati, la superficie del getto è generalmente orizzontale. La normativa (2) fissa un valore massimo della pendenza favorevole del piano di fondazione e delle riprese di getto pari al 5%.

Nello sviluppo di CADAM si era fatto riferimento alle linee guida maggiormente riconosciute a livello internazionale in materia di dighe (CDSA 1995, USACE 1995 (31), FERC 1991,FERC 1999 and USBR 1987). È infatti possibile confrontare la sottospinta, la propagazione delle fessure e la resistenza a taglio (di picco e residua) proposta dalle diverse linee guida.

Di seguito si tratta in maniera più approfondita il funzionamento del programma, per qualsiasi informazione di dettaglio si rimanda al suo manuale (19). La sua descrizione serve a mostrare i limiti di questo strumento e a capire i risultati che verranno riportati nel capitolo finale della tesi.

### INTRODUZIONE ALLE FUNZIONI E CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA

Il CADAM utilizza il cosiddetto "Gravity Method", questo metodo è basato sull'equilibrio di un corpo rigido per determinare le forze interne agenti sui piani deboli (fa riferimento cioè alle risultanti) e sulla teoria della trave per calcolare le tensioni. La scelta di questo metodo implica le seguenti ipotesi:

- La sezione trasversale della diga è divisa in blocchi con caratteristiche omogenee lungo la loro estensione, la massa del calcestruzzo e i giunti sono uniformemente elastici;
- Le azioni si trasferiscono alla base senza tenere conto dell'interazione con le sezioni adiacenti al concio considerato;
- Il comportamento dei giunti è considerato indipendente;
- Le tensioni normali sono distribuite linearmente sui piani orizzontali.

### ANALISI SISMICA

Il programma considera i carichi sismici come statici. Per tenere conto dell'influenza del tempo di azione sulle tensioni e sulla stabilità il manuale consiglia di utilizzare come accelerazioni di progetto rispettivamente quella di picco e quella sostenuta (pari al 67%-50% dell'accelerazione di picco).

Facendo riferimento alla figura riportata di seguito si sottolinea un aspetto caratteristico di CADAM: la relazione tra analisi di stabilità allo scorrimento e di analisi tensionali. Poiché l'area che resiste allo scorrimento per coesione è quella compressa, l'analisi delle tensioni deve precedere la valutazione della stabilità allo scorrimento.

Il programma distingue in analisi pseudo- statica e pseudo- dinamica. Nell'analisi pseudo- statica, la diga è considerata infinitamente rigida quindi la pressione idrodinamica viene introdotta utilizzando la funzione di Westergaard. Nell'analisi pseudo- dinamica il programma segue la trattazione di Fenves e Chopra (26).

Tutte le analisi condotte in CADAM possono essere effettuate considerando l'apertura di fessure che avviene al raggiungimento della resistenza a trazione del materiale. A tal proposito è possibile definire diversi valori di resistenza a trazione con i quali il programma valuta l'apertura e la propagazione delle fessure nelle varie combinazioni di progetto. Per quel che riguarda l'azione sismica, che ha una durata breve, è possibile incrementare la resistenza a trazione (il programma consiglia di incrementarla del 50%).

Dal momento in cui si mette in conto la possibilità che si formino delle fessure, il programma calcola le risultanti e le loro posizioni facendo riferimento alla parte non fessurata. Una qualche pressione dell'acqua agirà in generale all'interno della fessura. Una caratteristica molto interessante del programma è la possibilità di scegliere la distribuzione della sottospinta agente nei giunti nel caso di una loro fessurazione.

La distribuzione delle tensioni di taglio nella sezione non fessurata seguono un andamento parabolico. Quelle della sezione fessurata sono influenzate dalla concentrazione delle tensioni vicino alla punta della fessura quindi vengono modificate in una forma più o meno triangolare (Lombardi 1988).

### FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO

Una delle grandezze più importanti che ricorrerà molto spesso nel seguito di questo lavoro è il fattore di sicurezza allo scorrimento definito dal CADAM come:

$$SSF = \frac{(\sum \overline{V} + U + Q_v)tan\phi + c A_c}{\sum H + \sum H_d + Q_h}$$

 $\Sigma \overline{V}$  Somma delle forze verticali escludendo la sottospinta;

U Risultante della sottospinta dell'acqua;

Qv Forza d'inerzia verticale dovuta alla massa del calcestruzzo;

ΣHd Somma delle forze d'inerzia orizzontali dovute alla massa del calcestruzzo;

Qh Forza idrodinamica orizzontale;

 $\Sigma H$  Somma delle forze statiche orizzontali.

La formula vista precedentemente può essere modificata per tenere conto del contributo della resistenza passiva del cuneo di roccia.

ANDAMENTO DELLA PRESSIONE DELL'ACQUA ALL'INTERNO DELLE FESSURE

Pressione idrostatica e sottospinta dell'acqua sono le forze che distinguono le condizioni di esercizio di una diga da un'altra struttura. Facendo riferimento alla figura riportata di seguito, il problema di cui stiamo parlando riguarda l'evoluzione della sottospinta nelle fessure che si aprono e chiudono durante il sisma. Di seguito faremo riferimento alle indicazioni delle linee guida che hanno trattato il problema.

Per l'ICOLD(1986): "L'assunzione che la pressione nei pori, pari alla massima altezza di pressione, sia istantaneamente ottenuta nelle fessure è un'ipotesi adeguata e a favore di sicurezza".

Per USACE (1995) e FERC(1991) si assume che la sottospinta non viene modificata dall'azione sismica.

Per l'USBR(1987) "quando una fessura si sviluppa durante un terremoto, la sottospinta all'interno della fessura è assunta pari a zero"

Per CDSA (1997) "Nelle aree di bassa sismicità, normalmente si assume che la sottospinta prima dell'evento possa essere mantenuta durante il terremoto anche se si producono delle fessure. In aree di alta sismicità, l'assunzione che si fa frequentemente è quella per cui la pressione sulle superfici della fessura è nulla durante il terremoto quando le forze sismiche stanno tendendo ad aprire le fessure".



Figura 3.8 Ipotesi sulla distribuzione delle sottospinte in condizione di sisma (CADAM)

Con CADAM è possibile tenere conto dei diversi metodi. Com'è intuibile, questa scelta ha una notevole influenza sul fattore di sicurezza allo scorrimento.

Un gruppo di lavoro della commissione internazionale delle grandi dighe (ICOLD) ha affrontato nel 2004 il problema della sottospinta dell'acqua (concentrandosi soprattutto sul campo delle azioni statiche) (32). Durante la loro ricerca è stata confermata la bassa variabilità della sottospinta durante l'azione sismica (coerente con quanto consiglia l'USACE).

Per quanto riguarda le analisi sismiche il programma ha notevoli limiti. Questi limiti sono stati in parte superati con lo sviluppo di S.I.M.DAM che può essere visto come una evoluzione del codice di calcolo proposto da Leclerc.

# 3.4. ANALISI TRIDIMENSIONALI: TRIAL LOAD METHOD

Il comportamento delle dighe a gravità può essere studiato attraverso modelli piani. Se i conci si trovano in contatto questi modelli non sono più validi. Un discorso a parte riguarda invece il caso delle dighe ad arco che sfruttano proprio la loro conformazione tridimensionale. Per queste strutture è difficile proporre metodi semplificati, per questo la loro risposta sismica viene generalmente analizzata utilizzando analisi agli elementi finiti tridimensionali.

Le dighe ad arco sono state costruite ben prima dell'introduzione del metodo agli elementi finiti. A quel tempo erano disponibili dei metodi semplificati. Intorno al 1929 fu introdotto quello che è stato per molto tempo il metodo di riferimento per il progetto di queste strutture: il "Trial Load Method". Nel 1931 l'efficacia del metodo fu validato da prove sul modello in scala della diga di Gibson (33).

Si vuole richiamare questo metodo per introdurre il tema della suddivisione della diga in archi orizzontali e mensole verticali, un tipo di approccio che verrà ripreso successivamente per lo sviluppo del programma S.I.M. DAM.

Il "Trial Load Method" rappresenta anche un esempio di come problemi complessi possono essere tradotti in schemi semplificati generalmente preferiti da chi si occupa della progettazione. Non è un caso che ancora nel 1993 questo metodo era presente nelle linee guida del "US Army Corps of Engineers" (USACE) per le analisi delle dighe ad arco "Theoretical Manual For Analysis of Arch Dam" (34). Il metodo ha anche preso la forma di un codice di calcolo chiamato "Arch Dam Stress Analysis System" ADSAS (35).

Il metodo è basato sui seguenti quattro passaggi: definizione di un primo layout della diga, calcolo delle tensioni dati i carici applicati, valutazione dell'ammissibilità delle tensioni ottenute ed eventuale modifica della geometria della diga.

Il metodo assume che la diga ad arco sia costituita da due sistemi di elementi strutturali: gli archi orizzontali e le mensole verticali. I carichi applicati vengono suddivisi tra i due sistemi in modo tale che gli spostamenti degli archi e delle mensole siano uguali in ogni punto della diga. Questa congruenza deve essere garantita per gli spostamenti radiali, per quelli tangenziali e per quelli rotazionali. Questa condizione è

ottenuta applicando alle singole unità che compongono gli archi e le mensole elementari un sistema di forze auto-equilibrate e risolvendo le equazioni di equilibrio conseguenti.



Figura 3.9 Schematizzazione della diga ad arco e spostamenti considerati ai fini del "Trial Load Method"

Come descritto nella Figura 3.9 l'interazione di due generici elementi arco e mensola avviene in corrispondenza di un volume A. Le forze applicate a questo volume dovranno essere trasferite in parte all'arco ed in parte alla mensola. L'applicazione delle forze a tutti i generici volumi che compongono la diga dovrà portare ad una nuova disposizione A2 in cui gli spostamenti degli archi e delle mensole sono gli stessi. Come mostra la figura la deformazione della diga può essere ben rappresentata dai due spostamenti radiale e tangenziale e dalle due rotazioni intorno all'asse verticale e quello della diga.

Le azioni radiali, come quelle della spinta dell'acqua non producono spostamenti tangenziali o rotazioni. Questi verranno prodotti dalle forze esterne auto-equilibrate che vengono applicate alle singole unità.

Il metodo prevede diversi modi più o meno accurati per la stima delle tensioni all'interno della diga. Il grado di accuratezza viene regolato dal raggiungimento della congruenza per le differenti componenti dello spostamento. In una prima analisi si può per esempio richiedere una congruenza dei soli punti del coronamento.

Una volta divisa la diga, si devono quindi ridistribuire le forze esterne tra gli elementi garantendo la suddetta congruenza. In queste analisi si assume un comportamento lineare del materiale utilizzando la teoria elastica per la risoluzione delle equazioni di equilibrio, di continuità e di condizioni al contorno. Le classiche formule utilizzate per gli archi e le mensole (comprensive degli effetti della rigidezza a taglio) saranno utilizzate per valutare la risposta rispetto alle forze radiali, tangenziali e torcenti applicate.

Una volta note le forze applicate alle unità costituenti la diga sarà possibile valutare il valore delle tensioni considerandole distribuite linearmente nello spessore.

A scopo esemplificativo si riporta il solo calcolo delle forze auto-equilibrate in grado di eguagliare gli spostamenti radiali della mensola e degli archi. Il tipo di forze necessarie per ottenere questo sono descritte in Figura 3.10. Si inseriscono quindi una coppia di forze applicate dalle mensole "Vc" agenti sulla faccia superiore ed inferiore. La differenza tra queste forze deve essere bilanciata dalle forze "Va" applicate agli archi e posizionate sulle facce laterali del volume di riferimento. Queste due coppie di forze generano naturalmente un momento che deve essere bilanciato dei due momenti "Mc" ed "Ma" trasferiti rispettivamente alle mensole ed agli archi. Il valore di queste forze va stimato per tentativi. In questo modo è possibile ridistribuire le forze applicate senza alterare le forze esterne applicate alla diga. Una volta che vengono stimate queste forze auto-equilibrate è possibile calcolare sia le sollecitazioni che gli spostamenti. Se gli spostamenti tra archi e mensole non sono congruenti si procede alla modifica delle forze auto-equilibrate.



Figura 3.10 Calcolo delle forze auto-equilibranti che eguagliano gli spostamenti radiali

La stessa operazione viene ripetuta per gli spostamenti tangenziali e quelli rotazionali. Nel primo caso tra le forze applicate sulle facce laterali dovranno esserci le spinte delle spalle.

Dopo aver effettuato questi tre passaggi è possibile migliorare la congruenza attraverso un ulteriore aggiustamento che tiene conto degli effetti reciproci delle forze auto-equilibrate calcolate precedentemente.

Questo metodo permette inoltre di tenere conto dell'accorciamento lungo l'asse della diga per effetto della spinta delle spalle e delle corrispondenti deformazioni dovute all'effetto Poisson. Oltre a questo si può tener conto della deformabilità della fondazione attraverso i coefficienti di Vogt.

Sulla base di questa impostazione del problema vengono divise le forze tra carichi esterni ed interni, dove per i carichi interni si intende quelli relativi alle forze autoequilibrate. Per semplificare la risoluzione del problema vengono definiti degli schemi di carichi con i quali è possibile riprodurre, per combinazione lineare, gli schemi di forze interne applicate. In Figura 3.11 vengono riportati le distribuzioni di carico elementari attraverso le quali è possibile riprodurre lo schema delle forze interne applicate alla struttura ottenendo i relativi spostamenti.



(a) Unit Radial Load (b) Unit Tangential Load (c) Unit Twist Load

Figura 3.11 Schemi di carichi elementari utilizzati per il calcolo delle deformazioni delle mensole.

L'utilizzo di questo metodo porta ai seguenti vantaggi: minore tempo richiesto per la modellazione, maggiore chiarezza della schematizzazione, minor numero di variabili in gioco e riduzione del tempo di analisi.

# 3.5. ANALISI DI SENSIBILITÀ DELLA RISPOSTA LINEARE

La teoria, i metodi e gli input che vengono utilizzati sono affetti da numerose incertezze e si basano su ipotesi semplificative anche molto forti, il controllo della validità dei risultati ottenuti è per questo difficile da gestire.

Per quanto riguarda le usuali strutture civili a livello nazionale questi aspetti vengono trattati in termini probabilistici. Questo si traduce nel cosiddetto "metodo semiprobabilistico agli stati limite" contenuto negli EUROCODICI. Per quanto riguarda strutture come le dighe questo metodo deve ancora consolidarsi (2).

Ci si chiede infatti quale sia il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per valutare la resistenza di calcolo della roccia, o ancora, di quanto bisognerebbe amplificare la pressione idrodinamica per raggiungere una certa probabilità di non superamento. In assenza di queste grandezze, bisogna valutare la stabilità dell'opera, la deformabilità e lo stato tensionale, utilizzando un approccio diverso.

La maggior parte delle normative di oggi valutano la sicurezza nei riguardi della stabilità utilizzando i fattori di sicurezza ( $F_s$ ). Se seguiamo questo approccio, possiamo utilizzare i valori delle resistenze non ridotti e delle azioni non amplificate

e valutare la sicurezza facendo riferimento al rapporto tra la forza resistente e forza agente  $F_s = (Azione \ stabilizzante)/(Azione \ destabilizzante)$ .

Il margine di sicurezza sarà sintetizzato interamente dal valore di questo rapporto. Rispetto ai fattori di sicurezza  $F_s$  abbiamo a disposizione i valori limite che garantiscono i requisiti di sicurezza. Per il problema della stabilità allo scorrimento questi valori di riferimento sono ben sintetizzati nel documento "Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams" (36). Bisogna far presente che per le azioni sismiche poche normative hanno fornito dei valori limite di riferimento dei fattori di sicurezza.

Per quanto riguarda le tensioni e gli spostamenti sono pochi i criteri disponibili in letteratura con i quali poter dire che lo stato tensionale o la deformazione della diga sono compatibili con la sicurezza attesa.

Per meglio apprezzare l'influenza dei parametri di input sui risultati sono state condotte molte analisi di sensibilità. La valutazione dei parametri da inserire nel modello non è infatti a costo zero e soprattutto non è in generale semplice. Per questo le normative e le guide linea consigliano di effettuare analisi di sensibilità (36) per valutare quali sono i parametri più significativi da dover stimare con maggiore cura e priorità.

Si riportano di seguito alcune considerazioni fatte a partire dalle analisi di sensibilità svolte durante la tesi magistrale (37) e riferite all'uso dei metodi semplificati per il calcolo della risposta lineare della struttura.

Il fattore di sicurezza allo scorrimento è molto sensibile alle variazioni dell'angolo di attrito e della coesione, questi sono i parametri più importanti da dover stimare e possono influenzare in maniera significativa le valutazioni della sicurezza sismica. Se la roccia è molto resistente allo scorrimento, la diga tende a ribaltare, il che comporta tensioni di trazione elevate nel corpo diga. Se facciamo riferimento alla coesione residua, i metodi implementati in CADAM con cui viene calcolata l'area resistente per coesione, non influenzano significativamente SSF. Se si considerano valori di coesione alte, il contributo della coesione modifica fortemente il comportamento rispetto allo scorrimento.

Per i sismi violenti mettere in conto l'apertura delle fessure con la conseguente modifica della pressione dell'acqua porta a risultati poco attendibili, occorre in questi casi utilizzare analisi più approfondite.

Come visto nei paragrafi precedenti all'aumentare del modulo elastico decresce il periodo e aumenta lo smorzamento. Rispetto agli spettri normativi le accelerazioni spettrali maggiori si ottengono per i valori intermedi del modulo elastico. Si osserva inoltre che maggiore è il rapporto tra il modulo elastico della roccia e quello della diga, quindi più è rigida la fondazione, maggiore sarà l'accelerazione spettrale. In via preliminare considerare la fondazione rigida porta quindi a risultati conservativi.

Parlando di interazione con il serbatoio si è visto che al crescere del livello d'invaso cresce il periodo e si riduce lo smorzamento, questo porta quindi ad accelerazioni

spettrali maggiori. Alla luce di questo si può affermare che la sicurezza sismica di una diga gravità per livelli del serbatoio bassi sia maggiore rispetto a quelli ottenuti per la massima regolazione. Questa constatazione può non valere per le altre tipologie di dighe in calcestruzzo: quelle ad arco ed arco-gravità.

La resistenza passiva del cuneo di roccia così come la sottospinta dell'acqua sono grandezze che influenzano notevolmente i risultati. Per questa ragione è importante valutare caso per caso se e come introdurre questi parametri all'interno delle analisi.

Se la sezione della diga è ben progettata le tensioni massime di trazione in condizioni sismiche si hanno alla base del paramento di monte. Se ci si discosta dalla geometria tipica delle sezioni delle dighe a gravità si possono ottenere delle trazioni molto alte alla base del coronamento laddove ci sono delle variazioni della pendenza dei paramenti. Per valutare bene le tensioni in corrispondenza della base del coronamento bisogna modellare in maniera adeguata il raccordo del paramento di valle.

Queste evidenze sono state sfruttate per restringere il campo delle analisi che verranno descritte del seguito di questa tesi e per la previsione di alcuni sviluppi futuri.

Nelle analisi di sensibilità preliminari condotte in (37) è stato sufficiente utilizzare gli spettri associati ai 4 stati limite e al sito A. Nel prossimo paragrafo verranno introdotti dei metodi per il calcolo dello scorrimento alla base. Alcuni di questi si basano sull'uso di analisi di integrazioni al passo. Grazie a questi metodi semplificati sarà possibile effettuare analisi di sensibilità su uno dei parametri più influenti nella valutazione della risposta non lineare delle strutture: il segnale sismico.

# 3.6. METODI DI VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE

Uno dei requisiti chiave nel dimensionamento e nelle verifiche delle dighe, specie quelle a gravità, è la stabilità rispetto allo scorrimento. Lo scorrimento può avvenire su qualsiasi piano debole, all'interno della struttura, del terreno o all'interfaccia tra i due materiali. Nel caso delle dighe il piano debole è generalmente quello all'interfaccia tra la roccia di fondazione ed il calcestruzzo.

Esistono diversi modi per valutare la sicurezza rispetto allo scorrimento, quello principale fa riferimento all'analisi limite, utile in fase di progetto per prevenire lo scorrimento. Quando però lo scopo è quello di valutare l'entità dello scorrimento, bisogna abbandonare questo tipo di approccio. Uno dei casi in cui è essenziale valutare il cosiddetto "slip" è sicuramente quello delle analisi sismiche delle dighe esistenti progettate per azioni sismiche inferiori a quelle attualmente richieste dalle norma.

Nonostante lo scorrimento sia considerato un fenomeno critico, il suo raggiungimento non comporta necessariamente un effetto negativo. La diga riesce a sopportare scorrimenti se limitati, ma questi piccoli spostamenti, se avvengono durante un sisma, possono produrre una dissipazione di energia talvolta significativa e benefica dal punto di vista dello stato tensionale. Nel presente paragrafo tratteremo i metodi con i quali è possibile valutare lo scorrimento alla base delle dighe. I metodi considerati sono quelli proposti dai seguenti autori:

- A. K. Chopra e L. Zhang (1991);
- A. Danay e L. N. Adeghe (1993);
- M. Basili e C. Nuti (2002).

In tutti i lavori proposti il metodo viene sviluppato in due fasi principali: nella prima si valuta lo scorrimento utilizzando metodi di integrazione al passo e nella seconda si mette a punto un metodo semplificato per la stima dello scorrimento.

Al termine di questa trattazione verranno riportate le conclusioni derivanti dall'applicazione dei differenti metodi al caso studio di riferimento e alle azioni sismiche che rappresentano differenti livelli di sismicità del territorio nazionale. In ALLEGATO verranno riportati tutti i dettagli relativi a queste analisi.

### 3.6.1. METODO DI CHOPRA & ZHANG

Nel loro lavoro (38) i due autori definiscono diversi metodi con i quali valutare lo scorrimento alla base, prima considerando la diga rigida, poi la diga flessibile (considerando il primo modo). In queste analisi utilizzano accelerogrammi come azione sismica e valori del coefficiente di attrito tra roccia e calcestruzzo ricavati facendo riferimento ad una interfaccia non piana (scabra). Si trascura in ogni caso l'effetto di contenimento di eventuali blocchi di roccia a valle o monte (la superficie è orizzontale). Dopo aver analizzato questi casi si passa alla definizione di un metodo semplificato per il calcolo dello scorrimento alla base di una diga considerata rigida utilizzando un valore mediato dell'accelerazione che mette in conto la sua deformabilità. In questa tesi si farà riferimento a quest'ultimo approccio semplificato.

METODO APPROSSIMATO PER IL CALCOLO DELLO SCORRIMENTO IN CASO DI DIGA FLESSIBILE.

Riprendendo un metodo semplificato ideato da Makdisi e Seed (1978) per le dighe in materiali sciolti il calcolo dello scorrimento può essere effettuato partendo dalla definizione di una accelerazione media  $\bar{a}(t)$  ricavata imponendo l'uguaglianza tra le forze di inerzia nel caso di diga rigida e di diga flessibile su base che non scorre.

Rispetto al metodo semplificato di riferimento, si devono in questo caso introdurre gli effetti dovuti alla presenza dell'acqua. Questi possono essere rappresentati in modi diversi. Se viene considerata la deformabilità della diga si può utilizzare una massa aggiunta di questo tipo:

Eq. 117 
$$m_a(y) = \frac{p_1(y)}{\Phi_1(y)}$$

Generalmente, però, quando si parla di massa aggiunta si fa sempre riferimento alla soluzione ottenuta con l'ipotesi di diga rigida:

Eq. 118  $m_a(y) = p_0(y)$ 

Nonostante quest'ultima forma di massa aggiunta non descriva in maniera corretta il fenomeno, può essere utilizzata ai fini delle analisi semplificate per tenere conto della presenza dell'acqua. Nel proseguo verrà utilizzata questa massa aggiunta.

Introducendo la definizione di massa virtuale  $\tilde{m}(y)$ , pari a  $m(y) + p_0(y)$  l'equazione del moto della diga prima dello scorrimento diventa:

Eq. 119 
$$\widetilde{M}_1 \ddot{Y}_1 + \xi_1 (2 M_1 \omega_1) \dot{Y}_1 + (\omega_1^2 M_1) Y_1 = -\tilde{L}_1 a(t)$$

Dove la massa generalizzata ed il fattore di partecipazione sono espressi da:

Eq. 120 
$$\widetilde{M}_1 = \int \widetilde{m}(y) [\Phi_1(y)]^2 dy$$

Eq. 121 
$$\widetilde{L}_1 = \int \widetilde{m}(y)\phi_1(y)dy$$

Dividendo tutto per  $\tilde{M}_1$  arriviamo alla equazione di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà del tipo:

Eq. 122 
$$\ddot{Y}_1 + 2\tilde{\xi}_1 \widetilde{\omega}_1 \dot{Y}_1 + \widetilde{\omega}_1^2 Y_1 = -\frac{L_1}{\widetilde{M}_1} a(t)$$

In cui la pulsazione e lo smorzamento sono definite nel seguente modo:

Eq. 123 
$$\widetilde{\omega}_1 = \omega_1 \sqrt{M_1 / \widetilde{M_1}}$$

Eq. 124  $\tilde{\xi}_1 = \frac{\tilde{\omega}_1}{\omega_1} \xi_1$ 

L'equazione appena vista fa riferimento ad un sistema ad un grado di libertà la cui pulsazione è  $\tilde{\omega}_1$  lo smorzamento  $\tilde{\xi}_1$ , e la risposta data da:

Eq. 125 
$$ilde{Y}_1(t) = \frac{ ilde{L}_1}{ ilde{M}_1} \ddot{u} \, (\widetilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t)$$

È possibile valutare l'accelerazione  $\ddot{u}$  ( $\tilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t$ ) risolvendo le equazioni di un sistema ad un grado di libertà. Dopo aver fatto questo, possiamo definire l'accelerazione assoluta  $\ddot{u}^{tot}$  come la somma dell'accelerazione del terreno  $a_t(t)$  e di quella dell'oscillatore equivalente  $\phi_1(y)\ddot{Y}(t)$ .

Eq. 126 
$$\ddot{u}^t(y,t) = a(t) + \phi_1(y)\ddot{Y}(t)$$

Sulla base di quanto detto definiamo ora un'accelerazione ponderata  $\bar{a}(t)$  nel modo seguente:

Eq. 127 
$$\bar{a}(t) = \frac{\int m(y)\ddot{u}^t(y,t)dy}{\int m(y)dy}$$

Come detto precedentemente questa non è altro che l'equivalenza tra le forze di inerzia associate alle risposte della diga rigida e di quella flessibile. Sostituendo si ottiene la formula definitiva dell'accelerazione ponderata:

Eq. 128 
$$\bar{a}(t) = a(t) + \frac{L_1}{M} \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \ddot{u}(\tilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t)$$

Dove con *M* si indica la massa totale della diga. In questa procedura approssimata lo scorrimento alla base della diga flessibile viene calcolato analizzando la diga come se fosse rigida e applicando come accelerazione  $\bar{a}(t)$ .

## 3.6.2. Metodo di Danay & Adeghe

Lo studio (39) riguarda la valutazione dello scorrimento alla base di dighe a gravità soggette ad azione sismica. Basandosi sui modelli "sliding block" (diga considerata rigida) e su oscillatori equivalenti è stato valutato lo scorrimento alla base generato da un campione di terremoti selezionati dai cataloghi dei terremoti del Nord Est America, della California o utilizzando segnali sintetici.

I risultati ottenuti sono stati rielaborati statisticamente utilizzando la tecnica della regressione multivariata pervenendo a delle formule per la stima dello scorrimento alla base. Nello studio sono stati considerati: azione verticale (quando non disponibile posta pari a 2/3 del segnale orizzontale). Nel loro articolo sono presenti confronti sia con gli altri metodi semplificati, sia con i metodi agli elementi finiti confermando una certa dipendenza del risultato dal tipo di approccio seguito.

Di ogni segnale sismico utilizzato sono stati determinati i parametri caratteristici. Quelli più importanti necessari per l'applicazione del metodo sono:

- accelerazione di picco al suolo (A);
- accelerazione spettrale di picco;
- velocità di picco (V);
- frequenza predominante (PGA/ $(2\pi PGV)$ ).

Al fine di isolare gli effetti di amplificazione dinamica, legati al rapporto tra frequenze di eccitazione e frequenze proprie della struttura, la risposta è stata scomposta in due: risposta rigida – plastica, risposta elasto - plastica.

La prima è quella in cui la diga viene considerata rigida, ipotesi comune a tanti altri metodi semplificati, la seconda viene invece calcolata considerando la deformabilità della struttura.

Il parametro più importante per il calcolo dello scorrimento in condizioni di diga rigida è il rapporto *R* tra l'accelerazione limite e quella di picco dell'accelerogramma, definito con il termine "critical acceleration ratio". Dopo aver costruito diverse leggi di regressione variando il numero e la combinazione dei parametri considerati è stata presa la legge con il valore più alto dell'indice R-quadro.

Da queste analisi è stata scelta come legge di correlazione quella data dai parametri R, V e A dai quali prende il nome e che viene riportata in Figura 3.12. In questo grafico i risultati vengono riportati in termini del rapporto Slip/Y e a/A. Sono stati considerati inoltre gli effetti dell'accelerazione verticale, effetti che non sembrano poter essere trascurati e che portano generalmente ad uno scorrimento aggiuntivo pari al 60% di quello per sola accelerazione orizzontale.



Figura 3.12 Curva di regressione RVA proposta da Danay e Adeghe per il calcolo dello scorrimento alla base della diga considerata rigida.

Gli effetti della deformabilità della struttura sono introdotti attraverso il fattore *L* di amplificazione. Definiamo  $f = F_n/F_c$  il rapporto tra frequenza fondamentale della struttura e frequenza dominante dell'azione sismica.

Se fissiamo il parametro *R* possiamo graficare i coefficienti di amplificazione che come si vede dalle formule riportate successivamente è rappresentato da una spezzata. In tal modo si ricavano le seguenti relazioni del coefficiente di amplificazione.

٠	$L = 2.2 \ x \ f \ x \ 10^{1.3 \ R}$	per <i>f</i> < 0.5
•	$L = 1.1 \ x \ 10^{1.3 \ R}$	per $0.5 < f < 2$
•	$L = 1 + 0.25 (f - 6)(1 - 1.1 x 10^{1.3R})$ per 2	< <i>f</i> < 6
٠	L = 1	per $f > 6$

In definitiva, la formula proposta per la stima dello scorrimento alla base della diga è la seguente:

Eq. 129  $s(mm) = 251 C V^{1.8} A^{-0.82} 10^{-3.73\sqrt{R}L}$ 

Dove C è un parametro che permette di fissare il grado di confidenza assunto nel calcolo. Se C = 1 si considera per esempio il valore con il 50% di possibilità di essere superato (C = 2 rappresenta invece il 95-esimo percentile).

### 3.6.3. METODO DI NUTI & BASILI

Il metodo di Camillo Nuti e Michela Basili (25) (40) (41) presentato per la prima volta nel 2008 permette di valutare lo scorrimento alla base delle dighe a gravità in calcestruzzo utilizzando delle curve di regressione senza dover condurre analisi dinamiche non lineari. Di seguito viene descritto il modello dell'oscillatore non lineare proposto dagli autori. Segue la definizione dei parametri attraverso i quali si è impostato il metodo semplificato. Viene infine descritto il modello utilizzato per effettuare le analisi al passo, lo stesso utilizzato per costruire la legge di regressione.

### SISTEMA SDOF NON LINEARE EQUIVALENTE

Nel corso di diversi studi e dalle esperienze del passato si è evidenziato che la prima sezione della diga ad andare in crisi sotto l'azione sismica è quella alla base. Al fine di integrare il modello elastico lineare di Fenves e Chopra con questa non linearità bisogna introdurre una nuova grandezza: la resistenza della base della diga allo scorrimento.

Per costruire il nuovo sistema partiamo dall'equazione di equilibrio dinamico del sistema equivalente (vista al paragrafo 3.2.2) in cui abbiamo diviso primo e secondo membro per  $\tilde{M}$ :

Eq. 130 
$$\ddot{y}(t) + 2\tilde{\xi}\tilde{\omega}\dot{y}(t) + \tilde{\omega}^2 y(t) = -\frac{\tilde{\omega}_f^2}{\tilde{\omega}^2}\frac{\tilde{L}}{\tilde{M}}a_g(t).$$

Definiamo adesso il fattore di partecipazione e la massa equivalente al sistema digaserbatoio-fondazione:

Eq. 131 
$$p = \frac{\widetilde{\omega}_f^2}{\widetilde{\omega}^2} \frac{\widetilde{L}}{\widetilde{M}}$$
  
Eq. 132  $M_{dw} = -\frac{\widetilde{\omega}_f^2}{\widetilde{\omega}^2} \widetilde{L}$ 

A questo punto se dividiamo l'equazione per p e poi moltiplichiamo per  $M_{dw}$ , ricordando che  $D(t) = \frac{y(t)}{p}$  si ottiene:

Eq. 133 
$$M_{dw}\ddot{D}(t) + 2\tilde{\xi}\widetilde{\omega}M_{dw}\dot{D}(t) + \widetilde{\omega}^2 M_{dw}D(t) = -M_{dw} a_g(t)$$

D(t) descrive la risposta in spostamento del SDOF associato al sistema equivalente. A differenza di prima il sistema ha le seguenti caratteristiche equivalenti:  $M_{dw}$ ,  $\xi e \tilde{\omega}$ .

Facendo riferimento ad un legame costitutivo elastico lineare per la struttura in elevazione e una legge non lineare per la parte relativa alla roccia di fondazione s'introduce la non linearità nel sistema nel modo seguente.

La resistenza di taglio viene valutata utilizzando il noto criterio di rottura Mohr Coulomb  $\tau = c + \sigma \tan \phi$  che in termini di risultanti può essere scritto come  $R_y = R_{yc} + R_{y\phi} = cA + (P_d - U_w) \tan \phi$ .

Il modo in cui viene calcolata *A* può diversificarsi a seconda che si tenga in conto o meno della parzializzazione della sezione. Nel lavoro condotto da Nuti e Basili si considerava una sezione interamente reagente. La risposta dell'oscillatore appena
definito può essere divisa in una parte elastica lineare D(t) e in una parte non lineare coincidente con lo spostamento a livello della fondazione  $D_f$ .

Partendo da un oscillatore equivalente con caratteristiche tali da mettere in conto le interazioni della diga con la fondazione e con il serbatoio si può valutare il periodo equivalente e la accelerazione spettrale ad esso associato. Quest'accelerazione eccitando la massa produrrà un certo taglio alla base della diga.

Quando la forza di taglio è inferiore a  $R_y$  la roccia si comporta come un materiale elastico. Quando la forza di taglio alla base è uguale a  $R_y$ , ha origine uno spostamento plastico e l'energia del sisma viene dissipata al prezzo di una deformazione permanente. In questi casi l'accelerazione è costante nel tempo e pari all'accelerazione limite (il taglio di conseguenza rimane costante). Questo può essere descritto con il nuovo sistema equivalente descritto in Figura 3.13.



Figura 3.13 Modello di oscillatore semplice (non lineare) equivalente proposto da Nuti e Basili.

Alla luce di tutto questo lo scorrimento della base può essere espresso nel seguente modo:

Eq. 134 
$$D_f = \begin{cases} \frac{V}{K_f} & per \ V < R_y \\ \frac{V}{K_f} + \Delta per \ V = Ry \end{cases}$$

dove V è la forza di taglio alla base e  $K_f$  è la rigidezza della fondazione. Quest'ultima è stata valutata facendo riferimento al testo di Nuti e Pinto (42).

Fino ad adesso abbiamo considerato separatamente la risposta elastica D(t) valutata con la teoria di Fenves e Chopra e lo scorrimento alla base  $D_f$  valutato utilizzando un legame elasto plastico. Il legame tra questi due spostamenti passa attraverso le forze di taglio che sono valutate facendo riferimento al sistema equivalente diga- serbatoio-fondazione. Per calcolare il taglio alla base che provoca lo scorrimento, bisogna separare il sistema diga- serbatoio- fondazione nei suoi elementi costituenti (vedi figura in basso), se infatti vogliamo stimare V a partire dallo spostamento del sistema

equivalente D(t) dobbiamo conoscere la rigidezza del sistema a meno di quello della fondazione. Se utilizziamo il legame esistente tra le rigidezze in serie, si può scrivere:

Eq. 135 
$$K_d = \frac{KK_f}{K - K_f}$$

In cui la rigidezza del sistema equivalente può essere valutata a partire dalla pulsazione e la massa equivalente nel modo seguente:

Eq. 136  $K = \tilde{\omega}^2 M_{dw}$ 

Oltre agli effetti della pressione idrostatica e della sottospinta, già descritti precedentemente, il metodo propone la valutazione degli effetti della resistenza passiva del cuneo di roccia a valle trattata attraverso la teoria di Rankine.

#### PARAMETRI UTILIZZATI NEL METODO SEMPLIFICATO

A partire dalla schematizzazione del problema che abbiamo appena descritto, è utile definire delle grandezze che riescono a sintetizzare i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari. Queste permettono di sfruttare i risultati ottenuti per valutare lo scorrimento residuo di una qualsiasi diga a gravità.

In particolare si definiscono: l'accelerazione limite  $a_L$ , il rapporto di accelerazione  $\beta$  e il rapporto tra lo spostamento massimo e lo spostamento di scorrimento  $\mu$ .

L'accelerazione limite è l'accelerazione per la quale si raggiunge lo scorrimento alla base. Questa è definita come:

Eq. 137 
$$a_L = \frac{\tilde{R}_y - \tilde{P}_w}{M_{dw}}$$

Dove  $M_{dw}$  è la massa dell'oscillatore equivalente che tiene conto delle interazioni diga- fondazione- serbatoio,  $\tilde{R}_y$  rappresenta la resistenza a scorrimento alla base e  $\tilde{P}_w$  è la risultante della pressione idrostatica nel sistema equivalente.

La definizione di  $a_L$  è associata alla condizione rispetto alla quale la somma delle forze orizzontali applicate alla struttura produce un taglio alla base pari alla resistenza allo scorrimento. Quando il valore dell'accelerazione applicata è superiore all'accelerazione limite, la diga scorre.

Andiamo ora a descrivere un'altra grandezza fondamentale che ricorrerà molto frequentemente: il rapporto  $\beta$  tra l'accelerazione limite e l'accelerazione agente definito come:

Eq. 138 
$$\beta = \frac{a_L}{a(\tilde{T})}$$

L'accelerazione  $a(\tilde{T})$  così come definita in (40) è l'accelerazione spettrale derivata da uno spettro con smorzamento pari al 5%. Questo parametro ci dà una stima dell'eventuale superamento della resistenza a scorrimento e di quanto viene superata questa resistenza. Se  $\beta$  è maggiore di 1 il comportamento della base della diga rimane in campo elastico lineare, appena  $\beta$  è pari a uno o minore di uno, la base comincia a scorrere e il suo comportamento diventa non lineare. Definiamo l'ultima delle grandezze definite: il rapporto tra lo spostamento massimo e quello di scorrimento. In generale la sua definizione è la seguente:

Eq. 139 
$$\mu = \frac{D_{max}}{D_y} = \frac{y_{max}}{y_y}$$

Dove con  $y \in D$  si distinguono come al solito gli spostamenti nel sistema reale ed equivalente e con il pedice *Max* e y s'indica lo spostamento massimo del punto più alto della diga, il coronamento, e lo spostamento per il quale avviene uno scorrimento alla base.

Si fa notare che al termine del sisma il massimo spostamento relativo che il sisma ha prodotto viene recuperato. In termini di spostamento assoluti se la diga ha subito uno scorrimento alla base tutto il corpo diga, si sarà spostato di  $y_R$  definito come:

Eq. 140  $y_R = y_{max} - y_y = y_y(\mu - 1)$  valida per  $\mu \ge 1$ .

Il valore di  $y_y$  è ovviamente una caratteristica della diga. Possiamo stimarla nel seguente modo:

Eq. 141 
$$y_y = p * D_y = p * \frac{\tilde{R}_y}{K_d}$$

dove  $K_d$  rappresenta la rigidezza della struttura equivalente ottenuta dalla seguente formula  $K_d = \frac{KK_f}{K-K_f}$ .

Ipotizziamo di non voler valutare la risposta in spostamento della struttura con un'analisi dinamica non lineare. Se facciamo riferimento alle formule appena descritte, potremmo calcolare lo spostamento residuo alla base conoscendo il solo parametro  $\mu$ , in quanto tutti gli altri sono caratteristiche della struttura.

Nel paragrafo successivo verrà descritto il modo in cui sono state effettuate queste analisi dinamiche non lineari. Di seguito si riportano in un grafico  $\mu - \beta$  i risultati delle analisi condotte da Nuti e Basili.



Figura 3.14 Coefficiente di duttilità  $\mu$  in funzione del parametro  $\beta$ 

Rispetto ai risultati ottenuti è stato individuato un campo di valori di  $\beta$  per cui è possibile costruire una legge di correlazione. In particolare è stato osservato che per  $0.5 < \beta < 1$  la relazione:

Eq. 142 
$$\mu = \frac{1}{\beta}$$

permette di fare una stima conservativa del coefficiente di duttilità.



Figura 3.15 Curva di regressione  $\mu = 1/\beta$  confrontata con i risultati delle analisi dinamiche non lineari

Per valori di  $\beta$  inferiori a 0,5 si ottengono dei risultati più dispersi che potrebbero portare a delle stime errate dello spostamento residuo.

#### ANALISI AL PASSO SU OSCILLATORE EQUIVALENTE

Come visto precedentemente i due autori hanno definito un modello di oscillatore equivalente, descritto in Figura 3.16 con il quale si può valutare lo scorrimento alla base grazie alla presenza di una slitta posizionata alla base dell'oscillatore equivalente.



Figura 3.16 Schema del modello di Nuti e Basili per le analisi dinamiche non lineari effettuate con Opensees e legame costitutivo associato all'elemento che riproduce la slitta ("zeroLength element").

Per la risoluzione delle equazioni dinamiche non lineari del sistema equivalente è stato utilizzato il programma Opensees (43). La diga è stata tradotta in un elemento "elasticBeamColumn", mentre la non linearità così come la deformabilità della fondazione è stata riprodotta utilizzando un elemento "zeroLength" (vedi Figura 3.16). Di seguito si riporta una tabella dei parametri essenziali per lo svolgimento delle analisi.

Grandezza	Descrizione
Lcol	Altezza equivalente della colonna;
Bcol	Larghezza equivalente della colonna;
Hcol	Spessore della colonna;
Mass	Massa equivalente;
Pcol	Pero proprio della diga;
Pacqu	Risultante della pressione idrostatica ;
Ec	Modulo elastico del calcestruzzo;
Eterr	Modulo elastico della roccia di fondazione;
epsiP	Spostamento alla plasticizzazione della fondazione per trazione ;
epsiN	Spostamento alla plasticizzazione della fondazione per compressione ;
XDamp	Fattore di smorzamento modale equivalente;
GMfile	Accelerogramma;
dt	Intervallo di campionamento del segnale;
Dt	Step di tempo utilizzato nelle analisi;
Tmax	Tempo massimo di integrazione.

Tabella 3.1 Parametri di input per il modello di analisi Nuti e Basili

Dal punto di vista geometrico il modello è rappresentabile attraverso i tre nodi riportati di seguito:

- Il nodo "0" che rappresenta il livello dove viene applicato l'accelerogramma;
- Il nodo "1" che rappresenta la base della diga;
- Il nodo "2" che rappresenta la sommità della diga.

Il nodo "0" viene considerato incastrato, mentre del nodo "1" sono permessi i soli spostamenti orizzontali. Al nodo "2", i cui gradi di libertà sono liberi, viene invece associata la massa equivalente del sistema "Mass".

Per ottenere un oscillatore con uguale periodo di vibrazione dell'oscillatore equivalente, viene assegnato alla trave una larghezza equivalente. L'elemento colonna che va dal nodo "1" al nodo "2" sarà quindi caratterizzato da una sezione "Acol", un modulo elastico "Ec" ed una inerzia "IzCol".

Le altre caratteristica dei materiali che entrano in gioco sono quelle riferite alla fondazione. Il comportamento della fondazione viene riprodotto con il legame elastoplastico perfetto riportato nella Figura 3.16. L'elemento "zeroLength" posizionato tra i nodi "0" e "1" e che riproduce lo scorrimento sarà caratterizzato dal materiale definito precedentemente.

Si deve quindi definire una rigidezza, presa pari a quella della fondazione e due valori di spostamento che producono il passaggio al ramo plastico nei quadranti positivo e negativo. Questi due parametri vengono dedotti dalla resistenza allo scorrimento alla base nelle direzioni monte-valle e valle-monte.

Un volta definito il modello vengono applicate le azioni statiche al nodo "2". Su questo nodo agiranno la forza idrostatica ed il peso proprio della struttura. La sottospinta viene implicitamente considerata nel valore della resistenza allo scorrimento.

Dopo l'esecuzione dell'analisi statica prima di procedere con la fase dinamica è necessaria una fase di definizione dello smorzamento. La matrice di smorzamento utilizzata da Opensees è data dalla seguente formula:  $D = \alpha M + \beta_{init} K_{init} + \beta_{curr} K_{curr} + \beta_{comm} K_{comm}$ . Per il problema trattato sono stati utilizzati i seguenti valori dei parametri:  $\beta_{comm} = \frac{2 \text{ XDamp}}{\omega} \text{ e } \alpha = \beta_{init} = \beta_{curr} = 0.$ 

Le analisi dinamiche sono condotte con il metodo di Newmark utilizzando i parametri  $\gamma = 0.5$  e  $\beta = 0.25$ . Data la presenza della non linearità alla base è stato necessario introdurre nel modello differenti metodi di convergenza. Il programma parte dal metodo di Newton e si appoggia ad altri metodi nel caso non sia raggiunta la convergenza.

# 3.7. COMMENTI DEI RISULTATI DELLE ANALISI DI SCORRIMENTO

Al fine di valutare il grado di confidenza che si deve avere verso questi valori di scorrimento sembra essenziale confrontare i risultati ottenuti con differenti metodi. Questo studio è particolarmente utile per definire quale sia lo strumento più efficace per una valutazione rapida dello stato di sicurezza della diga.

Così come è stato fatto precedentemente, sfruttando la semplicità di questi metodi è utile effettuare analisi di sensibilità sui parametri di input. Per fare questo si è utilizzato l'oscillatore equivalente proposto da Nuti e Basili. Verrà quindi valutata l'influenza della rigidezza della fondazione e l'influenza dell'azione sismica applicata. Per valutare questi effetti verranno prima confrontati i risultati ottenuti con 46 accelerogrammi naturali di media-forte intensità. Da questi risultati si cercherà di trovare i parametri del segnali maggiormente correlati con lo scorrimento.

Si studierà poi l'influenza del modo in cui gli accelerogrammi vengono resi spettro compatibili facendo riferimento ai segnali descritti nel capitolo precedente per i 4 siti di riferimento.

I risultati di queste analisi sono riportate nell'ALLEGATO di questa tesi. Di seguito verranno riportate solo le conclusioni e le osservazioni dedotte da questo studio.

Sulla base dei risultati ottenuti è utile dividere il problema della valutazione dello scorrimento in base al livello sismico dell'azione sismica attesa. In particolare si può

distinguere tra comportamento fortemente non lineare prodotto dalle azioni sismiche più intense e comportamento non lineare modesto che porta a scorrimenti minori. Utilizzando come riferimento il rapporto tra accelerazione limite e accelerazione spettrale massima, parametro al quale abbiamo dato il nome di  $\beta$ , si può valutare sia l'entità dello scorrimento sia l'adeguatezza del metodo semplificato utilizzato.

Per valori di  $\beta$  inferiori a 0.5 si ottiene un comportamento fortemente non lineare. In questi casi i metodi di analisi influenzano il valore dello scorrimento e queste differenze sono significative ai fini della valutazione della sicurezza. In questi casi si deve escludere l'uso dei metodi semplificati. Per valori di  $\beta$  compresi tra 0.5 e 1 i risultati ottenuti dai metodi semplificati utilizzati sono modesti e le differenze sono di entità trascurabili. In questo range il metodo semplificato proposto da Nuti e Basili si è dimostrato il più conservativo.

In queste analisi è stata confermata la dipendenza dell'altezza della diga sullo scorrimento. I metodi proposti da Nuti e Basili (statici e dinamici) portano a scorrimenti maggiori al crescere dell'altezza. Si conferma inoltre la forte dipendenza dei risultati dal valore dell'angolo di attrito. Dalle analisi di sensibilità si è osservato che lo scorrimento cresce al crescere della rigidezza della fondazione. In assenza di informazione è bene considerare la fondazione rigida.

Per problemi fortemente non lineari è stato osservata la forte dipendenza dello scorrimento dalla forma del segnale scelto. Si è cercato di identificare un parametro del segnale da correlare agli scorrimenti maggiori. Non esistendo un parametro di questo tipo, si è proposto un nuovo parametro definito "Peak Over Threshold" calcolato come la cumulata dei tempi in cui l'accelerazione dell'oscillatore equivalente è superiore al valore dell'accelerazione limite. Nonostante l'introduzione di questo nuovo parametro, che può essere utilizzato per confrontare segnali differenti, il miglior parametro sismico per valutare lo scorrimento rimane l'accelerazione spettrale massima e quindi il parametro  $\beta$ .

Stante la dipendenza dello scorrimento dal segnale, sono state valutate le differenze ottenute selezionando differenti gruppi di segnali per i quattro siti di riferimento A, B, C e D. Si è confrontato il caso di un gruppo di 7 accelerogrammi semplicemente scalati (con Rexel) con quello di 7 accelerogrammi modificati in intensità e frequenza (con SeismoMatch). L'utilizzo di accelerogrammi matchati porta a delle dispersioni generalmente inferiori. Lo stesso è stata fatto prendendo il massimo scorrimento di 3 accelerogrammi matchati rispetto alla media di 7 accelerogrammi scalati. Si è infine valutata la differenza tra gli scorrimenti ottenuti come media di 30 segnali e di 7 segnali. In tutti i casi esaminati le differenze massime tra gli scorrimenti sono state dell'ordine di 50 mm (lo 0.05% dell'altezza del concio preso come riferimento).

Le analisi effettuate hanno mostrato l'efficacia dei metodi semplificati nello studio preliminare della risposta dinamica della struttura. Studio fondamentale che deve precedere l'uso di modelli più complessi. Questi metodi permettono infatti di valutare la relazione tra il segnale e la risposta non lineare della struttura.

# S.I.M.DAM

Le analisi semplificate piane cadono in difetto nel caso in cui ci siano delle forze mutue tra i conci verticali che compongono la diga. Nel capitolo viene proposto un metodo semplificato che permette di valutare il comportamento tridimensionale della diga attraverso analisi statiche equivalenti e di integrazione al passo. Questo metodo è stato implementato in un programma di calcolo che si pone a metà strada tra le analisi semplificate e quelle agli elementi finiti.

# 4. S.I.M.DAM

S.I.M.DAM (Simplified Integrated Method for DAM), questo è l'acronimo dato al programma di calcolo che viene descritto in questo capitolo, pensato per effettuare analisi sismiche di dighe a gravità in calcestruzzo in maniera rapida senza dover ricorrere ai programmi agli elementi finiti; vuole quindi essere uno strumento di analisi preliminare che si pone a metà strada tra le analisi semplificate ed i modelli di calcolo più approfonditi.

Lo sviluppo di questo programma è iniziato durante la tesi magistrale dello scrivente e perfezionato durante il dottorato. Come era stato pensato dall'inizio è uno strumento che può essere aggiornato nel tempo ed integrato con nuovi metodi semplificati. Nella sua versione iniziale il programma permetteva di condurre analisi statiche equivalenti tenendo conto degli effetti tridimensionali attraverso le mutue forze scambiate tra i conci (37). Le nuove funzionalità introdotte durante il dottorato hanno permesso di estendere l'utilizzo del programma alle analisi dinamiche al passo. S.I.M.DAM permette di valutare la risposta sismica della diga rispetto a differenti segnali sismici in maniera molto rapida, un grande vantaggio soprattutto per indirizzare meglio le analisi dinamiche non lineari condotte con analisi più approfondite.

Una delle prerogative del programma è quello di essere uno strumento di semplice utilizzo. Per questa ragione è sviluppato appoggiandosi a programmi di uso comune. La definizione degli input e del modello geometrico sono resi semplici dall'utilizzo di un file Excel. Con questo file è anche possibile effettuare le prime analisi statiche equivalenti. Questi dati sono poi trasferiti in MATLAB (44) che li riorganizza per effettuare analisi dinamiche al passo. Per fare questo si utilizza il programma Opensees (43). I risultati in forma sintetica di ogni analisi sono infine riportati in un file PDF.

Riprendendo alcuni concetti del "Trial Load Method" il programma scompone la diga in conci verticali, ciascuno dei quali è formato a sua volta da un insieme di travi a spessore variabile. Per le analisi piane statiche equivalenti, il programma ricalca le capacità del programma CADAM basato essenzialmente sul "gravity method". Le analisi possono essere svolte utilizzando le forze statiche equivalenti proposte da Fenves e Chopra. A differenza di questo programma, S.I.M.DAM permette di valutare gli effetti tridimensionali tenendo conto del collegamento tra le facce opposte dei conci adiacenti. Un altro vantaggio è quello di poter valutare lo scorrimento alla base della diga ed i suoi effetti di smorzamento attraverso il metodo semplificato proposto da Nuti e Basili (41).

Come indica il nome stesso dato al programma, questo non è altro che l'integrazione di differenti metodi semplificati in un unico strumento di calcolo. Questo è considerabile come una speciale "calcolatrice" nella quale sono implementate delle funzioni utili a risolvere il problema della valutazione della sicurezza sismica delle dighe. All'inizio di questo capitolo si parlerà del foglio Excel che si occupa della definizione del modello e dello svolgimento delle analisi statiche equivalenti. Verrà quindi descritto il metodo di suddivisione della diga in travi e il calcolo delle forze ad esse applicate. Si può inoltre tener conto dello scorrimento alla base e del suo effetto sullo stato tensionale della diga e delle mutue forze che possono scambiarsi i conci in condizione statiche.

Nella seconda parte del capitolo verrà invece descritto il modo in cui il modello viene tradotto in un sistema di travi da far risolvere ad Opensees. Anche in fase dinamica il programma permette di valutare lo scorrimento alla base dei conci e gli effetti tridimensionali.

Il grande vantaggio dell'utilizzo di S.I.M.DAM sta nella rapidità con cui è possibile svolgere analisi dinamiche al passo. Un altro aspetto vantaggioso sta nella sintesi degli output del programma e nello spazio ridotto che occupano. Utilizzando programmi agli elementi finiti la riorganizzazione dei risultati può richiedere dei tempi lunghi e la conservazione dei risultati decine di gigabyte di memoria. Queste caratteristiche sono ideali per effettuare uno screening veloce delle dighe più vulnerabili o degli aspetti che influenzano maggiormente la risposta dinamica. A tal proposito il programma permette di valutare gli effetti tridimensionali nella risposta della struttura. In particolare si può confrontare il comportamento della diga a conci indipendenti (associata alla situazione invernale) con la condizione in cui i conci sono a contatto (condizione estiva).

Utilizzando il codice di calcolo descritto in questa tesi sono state effettuate analisi sismiche del caso studio di riferimento rispetto a differenti azioni sismiche. I dettagli di queste analisi sono riportati nell'ALLEGATO della tesi.

Per mostrare come variano i risultati in funzione del metodo utilizzato verranno riportati i risultati delle analisi statiche. Da queste si valuteranno gli effetti prodotti sulla struttura dai 4 livelli di azione sismica previsti dalla Normativa: Stato Limite di Operatività (SLO), Stato Limite di Danno (SLD), Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

Per lo Stato Limite di Collasso verrà approfondito lo studio in campo dinamico utilizzando il terremoto del Friuli IT0104ya compatibile a quello target riferito al sito A. Con lo stesso accelerogramma verranno svolte le successive analisi agli elementi finiti in modo da poter confrontare le analisi nel capitolo finale della tesi. Questa fase dello studio servirà a validare il programma proposto e a mostrarne i limiti. Sono state inoltre svolte analisi per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili e per i quattro siti di riferimento riportati al Paragrafo 2.2.3. I primi risultati verranno confrontati successivamente con quelli ottenuti con analisi dinamiche non lineari 2D effettuate con i programmi agli elementi finiti. I secondi saranno invece confrontati con i risultati delle analisi semplificate ottenuti al paragrafo 7.1.2 con il modello dell'oscillatore semplice sopra una slitta.

# 4.1. MODELLO DI CALCOLO E ANALISI STATICHE

Così come esposto in un rapporto dell'ICOLD sulla sicurezza allo scorrimento delle dighe a gravità (36), quando un'analisi non soddisfa i requisiti attesi, prima di pensare agli interventi di miglioramento della sicurezza, occorre approfondire le analisi cercando di cogliere tutti i meccanismi resistenti fino a quel momento trascurati, questo significa approfondire il dettaglio di analisi. Nello stesso testo si fa riferimento alla Normativa Canadese (45) che afferma quanto segue:

"For dams in relatively narrow canyon... beneficial 3D effects could be present. If they are demonstrable, the 2D sliding factors are not true indicators or stability"

In questi casi bisogna abbandonare le semplificazioni delle analisi piane per poter tener conto degli effetti tridimensionali. Il report mostra poi il contributo di questi effetti rispetto ad alcuni casi studio. Particolarmente interessante è quello della diga svizzera Grand Dixence, per la quale si era osservata una riduzione del 30% dei momenti alla base. Come abbiamo visto anche nella proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche si parla della necessità di valutare gli effetti tridimensionali nei casi di valli strette.

Se consideriamo la geometria della diga di riferimento mostrata nel capitolo precedente ci si accorge che l'orografia del terreno sul quale poggia, piuttosto irregolare, potrebbe comportare effetti tridimensionali non trascurabili. A tal proposito maggiori sono le differenze tra le altezze dei conci maggiori sono le possibilità che, per effetto della loro diversa deformabilità, si generino spostamenti relativi importanti. In questi casi ed in presenza di un collegamento tra i conci nasceranno delle mutue forze in grado di modificare la ridistribuzione delle forze sismiche.

#### 4.1.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLA DIGA

Analogamente a quanto visto nel "Trial Load Method", la diga composta da tutti i suoi conci verticali viene divisa concettualmente in conci orizzontali in modo da realizzare una griglia (Grid Method) di giunti verticali (reali) e orizzontali (di calcolo). Per ogni concio verticale e orizzontale è possibile definire un concio di larghezza media di dimensioni t\_i x l\_i x Lh\_i dal quale calcolare le caratteristiche meccaniche (medie) da associare al modello di mensola utilizzato per calcolare sollecitazioni, tensioni e spostamenti.

Si definiscono così i tre gradi di schematizzazione del problema descritti nella figura seguente:

- intera diga;
- singolo concio verticale;
- mensola equivalente.

Ad ogni mensola equivalente viene assegnata una larghezza media t\_i. Per meglio calcolare la massa del singolo concio si fa riferimento al concio elementare schematizzato come un trapezio anziché come un rettangolo.



Figura 4.1 Schematizzazione geometria della diga utilizzata da S.I.M.DAM.

Per capire meglio la simbologia utilizzata si riportano di seguito alcune delle grandezze che descrivono le caratteristiche dei conci elementari.

Momento d'inerzia

$$J_i = \frac{t_i^3}{12}$$
 (t\_i è riferita alla grandezza associata al concio orizzontale i)

Massa

$$m_i = \frac{(t_{i-1}+t_i)*l_i*\gamma_c}{2g}$$
 (ti è la larghezza associata al giunto orizzontale i).

Le grandezze sono riferite ad una striscia di concio larga 1 m (le unità di misura utilizzate ad esempio per il momento d'inerzia, sono indicate con:  $[m^4]/m$ ).

# 4.1.2. ORGANIZZAZIONE DEI FOGLI DI LAVORO

Seguendo il modello geometrico descritto in precedenza, per ogni concio viene utilizzato un foglio di lavoro con il quale eseguire tutti i calcoli tipici delle analisi piane. I fogli che riguardano i conci interagiscono tra di loro per mettere in conto gli effetti tridimensionali grazie ad un altro foglio che può essere visto come l'interfaccia di comando per scegliere e lanciare le analisi (foglio "Master").

Nella Figura 4.2 si riporta una rappresentazione di come è organizzato il file Excel. Questo contiene al suo interno:

- 10 fogli di calcolo, ciascuno associato a un CONCIO verticale Cj;
- 1 foglio MASTER da dove vengono impostate le analisi statiche e nel quale vengono sintetizzati i risultati;
- 1 foglio in cui vengono inseriti gli SPETTRI di riferimento utilizzati dal programma;
- 1 foglio per inserire le TABELLE di Fenves e Chopra che definiscono le distribuzioni di forze statiche equivalenti.

Ogni file Excel può contenere un numero di 10 conci. Se la diga è composta da un numero maggiore di conci è possibile utilizzare più file Excel. Nel paragrafo che segue vengono descritti i parametri principali ed i calcoli effettuati in ciascuno dei fogli di lavoro associati ai conci verticali della diga.

# 4.1.3. SINGOLO CONCIO VERTICALE

In Appendice A viene riportato il foglio di lavoro riguardante il concio più alto della diga. Questo è suddiviso al suo interno nelle seguenti sezioni:

- Parametri per definire la geometria della sezione;
- Parametri per definire le caratteristiche dei materiali;
- Normative utilizzate per valutare l'azione statica equivalente applicata;
- Caratteristiche dell'oscillatore equivalente;
- Forze statiche applicate alla sezione;
- Sollecitazioni e tensioni;
- Posizioni delle risultati e spostamenti;
- Mutue forze tra i conci.

All'interno dello stesso foglio di lavoro c'è una tabella in cui vengono effettuati i calcoli per ogni concio elementare in cui è divisa la sezione. Questa tabella è suddivisa in base alle grandezze che vengono calcolate:

#### - Geometria;

- Pressione idrostatica,
- Resistenza passiva,
- Modo fondamentale,
- Forze statiche equivalenti al sisma,
- Interazione del concio con quelli adiacenti,
- Carichi applicati;
- Sollecitazioni;
- Tensioni;
- Analisi di stabilità;
- Spostamenti.

Nei paragrafi che seguono vengono descritte solo alcune parti del foglio di lavoro. Ci si sofferma in particolare su quelle caratteristiche che contraddistinguono il programma S.I.M.DAM e sulla stima di quelle grandezze che verranno riutilizzate anche nelle analisi dinamiche descritte successivamente (per maggiori informazioni si rimanda a (37)). A tal proposito è fondamentale capire come vengono calcolate le forze statiche applicate a ciascun concio equivalente.



Figura 4.2 Organizzazione dei fogli di lavoro del file Excel di S.I.M.DAM

#### INPUT INSERITI DALL'UTENTE

La prima fase necessaria per la modellazione della diga consiste nella definizione della geometria dei conci e dei materiali.

Le sezioni di una diga a gravità sono molto simili tra loro. Fissati alcuni parametri caratteristici della diga l'unica grandezza che varia da un concio all'altro è l'altezza. Noto questo, diventa molto semplice costruire il modello della diga. L'utente deve solo inserire pochi parametri in grado di rappresentare la geometria dei paramenti di monte e di valle. Tra questi parametri c'è anche la posizione dell'eventuale canna di drenaggio che regola la distribuzione della sottospinta.



L'origine del sistema di riferimento è il punto più alto del paramento di monte.L'asse z è rivolto verso il basso, quello x verso valle. [Convenzioni utilizzate: Forze e spostamenti positivi verso valle; Momenti positivi se antiorari]

Figura 4.3 Inserimento degli input per la definizione della geometria della diga

Allo stesso modo si possono inserire le proprietà dei materiali riferiti al calcestruzzo ed alla roccia.

Una volta inseriti questi input, il foglio di lavoro calcola istantaneamente la risposta del singolo concio rispetto alle azioni applicate. Queste azioni dipenderanno dai coefficienti associati ai carichi e dal tipo di analisi che viene effettuata, input che vengono inseriti dall'utente attraverso il foglio "Master" riportato nella Figura 4.2 (parametri analisi). In questo foglio viene inoltre definita la discretizzazione della diga, che sarà comune a tutti i conci.

#### **AZIONI STATICHE**

Seppure molto banali si riportano le formule per calcolare le pressioni e le sottopressioni così da familiarizzare con i nomi dati alle grandezze di interesse.



Figura 4.4 Schema pressione e sottopressione

Pressione sul paramento di monte

$$u_{i_m} = [L_w - (L - z_i)] * \gamma_w se(L - z_i) \le L_w$$

Pressione sul paramento di valle

$$u_{i_{v}} = \left[L_{w_{v}} - (L - z_{i})\right] * \gamma_{w} se\left(L - z_{i}\right) \le Lw_{v}$$

**Risultante** pressione

$$P_{w_i} = \frac{(u_{i-1m} + u_{im}) * l_i}{2}$$

Per quanto riguarda la sottopressione faremo riferimento a un modello che mantiene inalterata la forma delle sottopressioni e l'efficienza del drenaggio (così come consigliato in fase sismica dalle linee guida USACE). Posizione del drenaggio rispetto al paramento di monte

$$x_{i_d} = x_d - x_{i_m}$$

Pressione in corrispondenza del drenaggio<sup>1</sup>

$$u_{i_d} = (u_{i_m} - u_{i_v}) * \eta_d + u_{i_v}$$

Risultante sottopressione

$$U_{i} = \frac{(u_{im} + u_{i_{d}}) * x_{i_{d}}}{2} + \frac{(u_{i_{d}} + u_{i_{v}}) * (t_{i} - x_{i_{d}})}{2}$$

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Il programma è predisposto per modificare localmente la pressione dell'acqua a livello del drenaggio.

RESISTENZA PASSIVA DEL CUNEO DI ROCCIA

Il comportamento del cuneo di roccia a valle della diga, a seguito di un'azione orizzontale, è un fenomeno piuttosto difficile da analizzare. La sua resistenza passiva si mobilita solo quando la diga si sposta verso valle secondo i modi descritti dalla teoria di Rankine. Già da questo si capisce che non sappiamo con certezza per quale spostamento si può beneficiare del suo contributo. Per questo è sicuramente preferibile fare le verifiche sia nel caso in cui queste forze si attivino che nel caso contrario. S.I.M.DAM permette di valutare questo contributo.

Tensione verticale alla quota del giunto i-esimo<sup>2</sup>

 $\sigma_{pv_i} = \left[H_p - (L - z_i)\right] * \gamma_p$ 

Tensione orizzontale alla quota del giunto i-esimo

$$\sigma_{ph_i} = 2 * C_f \sqrt{K_p} + \sigma_{pv_i} K_p$$

Coefficiente di spinta passiva

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Risultante della spinta passiva del cuneo di roccia adiacente al concio elementare

$$R_{p_i} = R_{p_{i-1}} + ((\sigma_{ph_i} + \sigma_{ph_{i-1}}) * \frac{l_i}{2} per [L - z_i] \le H_p 3$$

La resistenza passiva del cuneo di roccia non viene considerata al pari delle altre azioni esterne. Essa verrà messa in conto solo ai fini del calcolo della resistenza allo scorrimento (non ha effetti sullo stato tensionale).



Figura 4.5 Resistenza passiva del cuneo di roccia

 $<sup>^{2}</sup>$  Si fa notare che in presenza di acqua a valle la tensione verticale andrebbe modificata

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Nel programma si può anche scegliere un piano di scorrimento del cuneo specifico seguendo la stessa formulazione del CADAM

#### MODO FONDAMENTALE E PRESSIONE IDRODINAMICA

Il programma può valutare l'azione sismica utilizzando il metodo semplificato di Fenves e Chopra o un approccio ancora più semplice che consiste nell'utilizzo del coefficiente sismico.

La forma modale associata al modo fondamentale, definita con  $\psi(\bar{Z})$ , funzione dell'altezza adimensionalizzata, non varia molto. Per questo si è fatto riferimento a una forma standard che può essere descritta con la seguente equazione:

$$\psi_i = 1.25 * g_i^4 - 1.33 * g_i^3 + 1.02 * g_i^2 + 0.05 * g_i$$

dove con  $g_i$  si indica la posizione della massa che stiamo considerando. Nel foglio di calcolo è possibile considerare sia la massa concentrata nel baricentro del concio elementare sia distribuita lungo l'altezza (metodo 0)<sup>4</sup>. Con questa distribuzione delle masse vengono stimati alcuni dei parametri necessari per il calcolo delle forze statiche equivalenti m<sub>i</sub>, ed l<sub>i</sub>.

Massa partecipante relativa al concio elementare e totale

$$m_{i_g} = t_i * \gamma_c * \psi_i^2 \xrightarrow{Integrando} L_g = \sum_{i=1}^n \frac{(m_{i-1_g} + m_{i_g}) * l_i}{2}$$

Fattore di partecipazione modale relativo al concio elementare e totale

$$l_{ig} = t_i * \gamma_c * \psi_i \xrightarrow{Integrando} L_g = \sum_{i=1}^n \frac{(l_{i-1g} + l_{ig}) * l_i}{2}$$

Il secondo contributo alle forze statiche equivalenti viene dalla pressione idrodinamica. La funzione che descrive la pressione idrodinamica al variare dell'altezza viene costruita a partire dalle tabelle fornite da Fenves e Chopra (18) (si effettua un'interpolazione dei punti).

$$f_i = \frac{P_i}{\gamma_w * L_w}$$

I valori considerati sono definiti rispetto alla condizione  $L = L_w$  per un certo valore  $R_w = \frac{T_w}{T_r}$ . Da questa si stima la pressione idrodinamica nel caso in cui  $L_w$  sia diverso da *L* nel seguente modo:

$$p_i = \left(\frac{L_w}{L}\right)^2 * f_i * L_w * \gamma_w$$

Per stimare il fattore di partecipazione  $\tilde{L}$  dobbiamo prima determinare

$$A_{p_i} = 2 * \frac{(f_{i-1}+f_i)*l_i}{2} \xrightarrow{Integrandolo} A_p = \sum_{i=1}^n A_{p_i}$$

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Nel caso in cui la massa sia considerata concentrata è possibile scegliere il metodo più o meno accurato per calcolare il baricentro del concio elementare.

Con tutte le grandezze che abbiamo calcolato, possiamo definire la distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma. Questa distribuzione è definita dai valori del carico a livello di ogni singolo giunto.

$$f_{1_i} = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} * \frac{Se(\tilde{T}_1, \tilde{\xi})}{g} * [t_i * \gamma_c * \psi_i + p_i]$$

Si può inoltre tener conto dei modi superiori utilizzando la seguente formula:

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \{ m_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi_1(y) \right] + [gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} m_s(y) \phi_1(y)] \} a_g$$

La valutazione del contributo dei modi superiori passa attraverso la stima della funzione  $p_0(y) \in B_1$ .

In alternativa, invece di utilizzare il metodo semplificato di Fenves e Chopra, il programma permette di calcolare una forza statica equivalente al sisma facendo riferimento alla massa totale della struttura ed applicandole l'accelerazione del terreno (PGA). Questo approccio che trascura i modi di vibrare della struttura considerandola di fatto rigida, si avvicina molto a quanto veniva fatto negli anni in cui venivano costruite le dighe in Italia. Il coefficiente sismico viene in questo caso sostituito dalla accelerazione di picco del terreno riferito al sito in esame.

È inoltre possibile valutare la pressione idrodinamica come suggerito dalle NTD utilizzando la formulazione di Westergaard per la valutazione dell'iterazione fluidostruttura nel caso di diga rigida.

$$f_{Westergaard} = a_g(t) \,\rho_{acqua} \,L_w \,\left[\frac{c_m}{2} * \frac{y_i}{L_w} * \left(\left(2 - \frac{y_i}{L_w}\right) + \sqrt{\frac{y_i}{L_w} * \left(2 - \frac{y_i}{L_w}\right)}\right)\right]$$

Come dimostrato in (37) la risultante delle pressioni calcolata in questo modo sarà più grande del caso precedente. Questa pressione verrà successivamente trasformata in massa aggiunta ed applicata al modello della diga per lo svolgimento delle analisi dinamiche.

#### CARICHI, SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

Con riferimento alla figura che segue, si descrive il modello di mensola con il quale sono state calcolate le sollecitazioni, le tensioni e gli spostamenti.

Poiché la sezione della diga varia lungo l'altezza per semplicità è utile dividerla in tante mensole, ciascuna con larghezza costante e pari alla larghezza media t\_i del concio elementare cui la mensola fa riferimento.

# CARICHI AGENTI

Il carico applicato, distribuito secondo una qualsiasi forma, viene scomposto per ogni mensola in un carico uniformemente distribuito e uno triangolare. Questa semplificazione è tanto meglio accettabile quanto più alto è il numero di mensole elementari equivalenti.



Figura 4.6 Descrizione dei carichi e delle forze applicate alle travi equivalenti.

Facendo riferimento alla figura, partiamo con il definire il carico orizzontale distribuito generato dalle azioni statiche e statiche equivalenti:  $q_i = u_{im} + f_{ip} + f_{im}$ , con  $f_{ip}$ ,  $f_{im}$  sono stati indicati rispettivamente il contributo della pressione idrodinamica e dell'inerzia (calcolabile utilizzando i due approcci descritti precedentemente). Queste e le eventuali forze orizzontali applicate lungo l'altezza del concio possono essere scomposte in:  $q_i = q_{i-1}$  e  $Dq_i = q_i - q_{i-1}$ .

Oltre a questi carichi la mensola i-esima sarà soggetta alle reazioni provenienti dalla mensola i-1:  $P_i = -V_{i-1}$  e  $Ma_i = -M_{i-1}$ .

#### SOLLECITAZIONI

Lo sforzo normale agente su ogni superficie orizzontale i-esima può essere stimato nel seguente modo:

$$N_{i} = N_{i-1} - m_{i} * g - (|x_{i_{m}} - x_{i-1_{m}}|) * \frac{l_{i}}{2} * \gamma_{w}$$
$$N'_{i} = N_{i} + U_{i}$$

I valori del taglio e del momento alla base di ogni mensola sono determinati a partire dalle soluzioni notevoli dei sistemi riportati in Figura 4.7, lo stesso varrà per il calcolo degli spostamenti.



Figura 4.7 Casi notevoli di riferimento per il calcolo delle forze e degli spostamenti delle travi equivalenti.



Figura 4.8 Contributi al momento generati dalle azioni verticali eccentriche

Si riporta di seguito la formula di calcolo del taglio alla base.

 $V_i = -P_i - q_i * l_i - Dq_i * \frac{l_i}{2}$ 

Per calcolare correttamente il momento bisogna considerare che i baricentri delle sezioni della diga non sono disposti in verticale e che sia il peso dell'acqua sul paramento di monte, sia la sottospinta dell'acqua, hanno delle eccentricità che devono essere messe in conto. Per tale ragione nella Figura 4.8 si riporta uno schema di calcolo del momento. Vengono elencati di seguito i vari contributi al momento.

a) Contributo dovuto alla soluzione dei casi notevoli  $\frac{1}{2}$ 

$$My_{i} = -Ma_{i} - P_{i} * l_{i} - q_{i} * \frac{l_{i}^{2}}{2} - Dq_{i} * \frac{l_{i}^{2}}{6} +$$

b) Contributo del peso dell'acqua sul paramento di monte  $W_w$  (nullo se il paramento è verticale)

$$+ \left[ \gamma_{w} * \left( x_{i_{m}} - x_{i-1_{m}} \right) * \frac{l_{i}}{2} \right] * \left( x_{i_{m}} - x_{i_{g}} + \frac{x_{i_{m}} - x_{i-1_{m}}}{3} \right) +$$

- c) Contributo dell'eccentricità del baricentro della massa della mensola  $W_c$ rispetto al baricentro della base della mensola  $+m_i * g * \frac{x_{ig} - x_{i-1g}}{2} +$
- d) Contributo delle eccentricità delle risultanti delle sottospinte che agiscono sopra e sotto il concio elementare
  +U<sub>i</sub> \* eU<sub>i</sub> U<sub>i-1</sub> \* (eU<sub>i-1</sub> + x<sub>ig</sub> x<sub>i-1g</sub>) +
- e) Contributo dell'eccentricità esistente tra la mensola equivalente i-esima e quelle precedenti

$$-N_{i-1} * (x_{i_g} - x_{i-1_g}) \{fine\}$$

STATO TENSIONALE

Le tensioni si calcolano utilizzando le note equazioni di Navier per le travi pressoinflesse. L'unica osservazione che va fatta, riguarda il modo in cui viene considerata la sottospinta. Possiamo considerarla come una forza esterna che viene introdotta nei calcoli attraverso la risultante  $U_i$ oppure come una distribuzione di pressioni  $u_i$  che si somma allo stato tensionale. Noi faremo riferimento al primo metodo. Detto questo le tensioni sul paramento di monte e valle sono rispettivamente:

$$\sigma_{im} = \frac{N'_i}{t_i} - \frac{My_i}{J_i} * \frac{t_i}{2} * \frac{1}{1000}$$
  
$$\sigma_{iv} = \frac{N'_i}{t_i} + \frac{My_i}{J_i} * \frac{t_i}{2} * \frac{1}{1000}$$

Tutte le grandezze finora descritte sono state espresse in [KN] e [m] le tensioni sono le uniche a essere riportate in [MPa. Le tensioni appena descritte non tengono conto dell'effetto delle tensioni tangenziali particolarmente importanti alla base del paramento di valle. Per tener conto di questo e valutare in maniera corretta le tensioni principali massime è possibile utilizzare il metodo descritto in un articolo pubblicato nel 2007 sulla rivista Mechanics of Solids (46) ed implementato nel foglio Excel.

#### Spostamenti

Grazie alla schematizzazione in mensole possiamo scindere il problema del calcolo degli spostamenti in due parti, la prima riguarderà gli spostamenti relativi delle mensole e la seconda quelli assoluti. Il calcolo degli spostamenti relativi tra sommità e base della mensola i-esima fa riferimento alle soluzioni notevoli di una mensola incastrata alla base riportati in Figura 4.7.

$$\begin{split} \phi_{i}^{q} &= q_{i} * \frac{l_{i}^{2}}{6*E*J_{i}} \\ d_{i}^{q} &= q_{i} * \frac{l_{i}^{4}}{8*E*J_{i}} \\ \phi_{i}^{Dq} &= Dq_{i} * \frac{l_{i}^{3}}{24*E*J_{i}} \\ d_{i}^{Dq} &= Dq_{i} * \frac{l_{i}^{4}}{30*E*J_{i}} \\ \phi_{i}^{P} &= P_{i} * \frac{l_{i}^{2}}{2*E*J_{i}} \\ d_{i}^{P} &= P_{i} * \frac{l_{i}^{3}}{3*E*J_{i}} \\ d_{i}^{P} &= Ma_{i} * \frac{l_{i}}{E*J_{i}} \\ d_{i}^{Ma} &= Ma_{i} * \frac{l_{i}^{2}}{2*E*J_{i}} \end{split}$$

Queste soluzioni mettono in conto esclusivamente la deformabilità a flessione della trave. Per mettere in conto il contributo della deformabilità a taglio ai precedenti contributi è stato aggiunto:

$$d_{i} = -\frac{V_{i} + V_{i-1}}{2} * \left(\frac{1.2 * l_{i}}{t_{i} * E_{t}}\right)$$

Dove 1.2 rappresenta il fattore di taglio associato alle travi rettangolari e  $E_t$  è il modulo di taglio ( $E_t = \frac{E}{2*(1+\nu)}$ ). Abbiamo così calcolato gli spostamenti orizzontali della singola mensola. Considerata la rigidezza nella diga in direzione verticale, gli spostamenti verticali vengono trascurati.

Noti gli spostamenti relativi di ogni mensola si ottengono gli spostamenti assoluti.

 $u_i = u_{i+1} + \alpha_{i+1} * l_i + d_{i+1}$   $i = 1 \dots n - 1$   $con u_n = 0$ 

Dove  $\alpha_i$  è la rotazione assoluta all'altezza  $z_i$ sarà data da:

 $\alpha_i = \alpha_{i+1} + \phi_{i+1}$   $i = 1 \dots n - 1$   $con \alpha_n = 0$ 

#### ANALISI DI STABILITÀ ALLO SCORRIMENTO

Lo scorrimento di un qualsiasi giunto orizzontale in cui è divisa la diga è governato dalla contrapposizione di due forze: una resistente e l'altra destabilizzante. La parte resistente può essere divisa nei suoi tre contributi fondamentali nel seguente modo:

a) Contributo coesivo

$$R_{s_i} = -c_i * A_{c_i} +$$

- b) Contributo attritivo  $-N'_i * tg\phi_i +$
- c) Contributo resistente del cuneo di roccia  $-R_{p_i}$

Nella precedente formula compare  $A_{c_i}$ che rappresenta l'area della sezione in grado di resistere per coesione. Nella pratica corrente questa grandezza è calcolata in due modi diversi. In uno s'ipotizza una sezione interamente reagente, nell'altro si considera che sia la sola parte compressa o non fessurata a resistere per coesione. In quest'ultimo caso non è difficile definire la funzione che, dallo stato tensionale della sezione di diga considerato, fornisca l'area resistente:

$$A_{c_i} = \frac{t_i}{|\sigma_{i_m}| + |\sigma_{i_v}|} * \left( \left| \sigma_{i_v} \right| + f_{c_t} \right)$$

Se poniamo  $f_{c_t}$  nulla ovviamente si ottiene il caso in cui la parte resistente è tutta quella compressa. Nel programma è possibile scegliere come calcolare  $A_{c_i}$ . La sicurezza allo scorrimento può essere calcolata utilizzando fattori diversi, si veda il riferimento (36). Noi faremo riferimento a quello più utilizzato, lo stesso presente in CADAM, cioè il rapporto tra le forze resistenti e il taglio agente sulla sezione i-esima.

$$SSF_i = \frac{\left|R_{s_i}\right|}{\left|V_i\right|}$$

#### ANALISI DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO

Il fattore di sicurezza al ribaltamento è definito come il rapporto tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti. Il fattore di sicurezza al ribaltamento viene di solito calcolato facendo riferimento al tacco o all'unghia della sezione, è facile intuire che quello più critico sarà il secondo. Data una generica sezione della diga, è possibile calcolare il fattore di sicurezza al ribaltamento, d'ora in avanti indicato con OSF (Overturning Safety Factor), con la seguente formula:

$$OSF_i = \frac{N_i' * \left( x_{iv} - x_{ig} \right)}{My_i}$$

Un altro indicatore utile per valutare la sicurezza allo scorrimento è la posizione della risultante verticale delle azioni esterne che può essere calcolata nel seguente modo:

$$x_{res_i} = x_{i_g} + \frac{My_i}{N'_i}$$

#### 4.1.4. INTERAZIONI TRA I CONCI DELLA DIGA

Dopo aver descritto come è stato schematizzato il singolo concio che compone la diga viene introdotto il collegamento tra i conci. Viene prima riportato il modo in cui si calcolano le mutue forze nelle analisi statiche equivalenti. Successivamente si descriverà l'interazione tra i conci nelle analisi dinamiche al passo.





S.I.M.DAM risolve il problema di una diga soggetta ad azione sismica facendo riferimento alla semplice teoria della trave. La diga è composta da diversi conci ciascuno dei quali è schematizzato come una serie di mensole con spessore equivalente. Grazie a questa schematizzazione è possibile valutare gli effetti di una eventuale connessione tra i conci. Per valutare le mutue forze si considera il giunto così come descritto dalla Figura 4.9. Rispetto a questa rappresentazione possiamo calcolare le forze che i conci si scambiano nel seguente modo:

$$R_{g_i} = k_{g_i} * \delta_i$$

Dove  $K_{g_i} = k_{g_u} * t_i e k_{g_u}$ è pari alla rigidezza a taglio per metro quadrato (riferito alla superficie interposta tra i conci), oppure la stima di una rigidezza equivalente.

La reazione appena calcolata  $R_g$  fa riferimento a un comportamento elastico del materiale, ipotesi che decade quando la forza che il giunto dovrebbe trasferire supera la sua resistenza a taglio massima  $R_{gv}$ .

Questa resistenza può essere calcolata in modo semplificato definendo la resistenza massima a taglio di un metro quadrato di giunto  $\tau_{g_{max}}$  dalla quale si ottiene :

$$R_{gy} = \tau_{g_{max}} * t_i$$

Quello che viene a delinearsi è un legame costitutivo di tipo elasto-plastico perfetto che può essere riassunto dalla seguente formulazione:



Figura 4.10 Legame costitutivo dato al giunto

Dove  $R_{res}$  può essere descritto, analogamente a prima, come :

$$R_{gres} = -\frac{\delta_i}{|\delta_i|} * \tau_{g_{res}} * t_i$$

Come si vede i parametri di calcolo aggiunti al modello per mettere in conto gli effetti tridimensionali sono:  $k_{g_i}$ ,  $\tau_{g_{max}} e \tau_{g_{res}}$ .

In letteratura non è stata trovata nessuna informazione utile per la loro stima, per questo dovranno essere condotte delle analisi parametriche. Si fa notare che queste caratteristiche vengono considerate indipendenti dallo sforzo normale. Per le dighe esistenti è possibile andare a valutare il valore da associare a questo parametro per ottenere una buona corrispondenza con il comportamento reale dei giunti.

Per ogni concio verticale le mutue forze saranno due, ciascuna per lato del concio a contatto con i conci adiacenti. Noi distingueremo con (-) lo spostamento relativo e la reazione che, rispetto al sistema di riferimento, si trova nel verso negativo dell'asse y e con (+) il concio che si trova nel verso positivo.

Una volta valutati gli spostamenti dei conci  $u_{i\,j-1}^0$ ,  $u_{i\,j}^0$ ,  $u_{i\,j+1}^0$ , relativi ai conci j-1, j, j+1 considerati inizialmente indipendenti (apice 0) si calcolano gli spostamenti relativi  $\delta(-)$ ,  $\delta(+)$  e utilizzando la rigidezza si calcola  $R(-)_i$  e  $R(+)_i$ .

Poiché la forza è applicata sulla superficie di contatto, per ridistribuirla sulla larghezza di 1 m di concio, è stata divisa per l'estensione  $l_{h_j}$  del concio lungo y. Otteniamo in questo modo una forza che abbiamo definito con il termine  $r_i$ . Se adesso sommiamo questo carico a quello iniziale, otteniamo una nuova distribuzione dei carichi:

 $q_{r_i}^1 = q_i^0 + r_i(\delta)$ 

Dato questo consegue una modifica degli spostamenti, quindi una nuova modifica delle mutue forze. S'innesca in questo modo un procedimento iterativo. Possiamo definire il carico all'iterazione corrente come:

 $q_{r_i}^{iterazione\ corrente(c)} = q_i^{iterazione\ precedente(p)} + r_i(\delta)^{iterazione\ corrente(c)}$ 

Il carico orizzontale finale sarà dato quindi da:

 $q_i^p = q_i^0 + r_i^1(\delta^1) + r_i^2(\delta^2) + \dots + r_i^p(\delta^p)$ 

Alla luce di questo, se le mutue forze sono attive si tiene conto degli effetti tridimensionali attraverso il carico utilizzato nel modello che sarà  $q_{r_i}^c$  anziché  $q_i^0$ . Questi nuovi carichi producono dei nuovi spostamenti  $u_{ij}^c$ . Per sintetizzare e rendere ancora più chiaro il procedimento si costruisce un diagramma di flusso del metodo iterativo.

4.1.5. EFFETTI DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE SULLE VERIFICHE

Fino a questo momento abbiamo sfruttato il metodo di Fenves e Chopra per rappresentare le forze statiche equivalenti, nel seguito si tratterà quello proposto da Nuti e Basili per la valutazione dello scorrimento alla base.

Dai risultati ottenuti da Nuti e Basili è possibile stimare lo scorrimento residuo alla base. Un altro aspetto correlato alla schematizzazione che hanno dato del problema è quello concernente l'accelerazione limite. Questa è l'accelerazione oltre la quale la diga scorre, superata questa soglia, il taglio alla base non può più crescere. Questo ha degli effetti notevoli su tutto il problema in quanto le azioni trasmesse sopra la superficie di scorrimento non potranno mai essere maggiori di quelle prodotte dall'accelerazione limite. La plasticizzazione della base fa diminuire le tensioni nel corpo diga.

Quanto detto permette di dare una risposta alle richieste della proposta di aggiornamento delle norme tecniche delle costruzioni (2). In caso di superamento della resistenza a scorrimento alla base possiamo ridurre l'accelerazione di progetto. A livello teorico potremmo porre l'accelerazione pari a quella limite. Le incertezze riguardanti il metodo ed i parametri utilizzati per calcolare la resistenza allo scorrimento consigliano di prendere come accelerazione di progetto, l'accelerazione limite moltiplicata per un fattore di sicurezza:  $S_{ed} = a_L * \gamma_g$ . Considerando la natura esplorativa del lavoro che stiamo conducendo noi porremo  $\gamma_a$  unitario.

Sfruttando i metodi semplificati appena richiamati è possibile condurre sia analisi in campo elastico sia in campo plastico. In quest'ultimo caso la non linearità del materiale è concentrata alla base della diga. Possiamo calcolare gli spostamenti dei singoli conci sia nell'uno che nell'altro caso nel seguente modo:

 $\begin{cases} Per \; \beta > 1 & u_{max} = u_{ela}(Se) \\ Per \; \beta \leq 1 & u_{max} = u_{ela}(Sed) + u_{res}(Se) \end{cases}$ 

Dove  $u_{res}$ è la stima dello scorrimento finale alla base calcolato nel seguente modo:

 $u_{res} = u_y * (\mu - 1)$ 

Le stime di  $\beta$ ,  $u_{ela}$ ,  $u_y \in \mu$  sono state già trattate nel capitolo precedente. L'unica cosa che va sottolineata è che lo spostamento elastico cresce fino a quando il taglio uguaglia la resistenza allo scorrimento  $V = R_y$ , il che corrisponde come visto alla condizione in cui  $\beta = 1$ , dopodiché lo spostamento elastico rimane costante (in quanto l'accelerazione limite è costante) mentre quello residuo cresce in funzione di  $\mu$ .

Lo scopo finale di questa impostazione del problema è di valutare le differenze in termini di tensioni, fattori di sicurezza allo scorrimento e spostamenti, dovute al differente modo di deformarsi dei conci verticali in campo elastico e campo elastoplastico. Oltre a questo non bisogna scordare che è possibile che tra i conci si sviluppino delle mutue forze che dipendono proprio dagli spostamenti relativi, quindi è evidente che anche gli effetti tridimensionali, per come li abbiamo modellati, varieranno passando da un tipo di analisi all'altra.

# 4.1.6. EFFETTI DELLA FESSURAZIONE

Per azioni sismiche molto intense è possibile che si superino in alcune zone critiche della diga le resistenze a trazione del materiale. Al raggiungimento di questa condizione consegue un danneggiamento del calcestruzzo che può comportare la riduzione del modulo elastico o la formazione di fessure. Questo comportamento non lineare può essere riprodotto attraverso le analisi agli elementi finiti. Nel capitolo successivo si mostreranno i risultati ottenuti con il modello non lineare proposto da Lee Fenves (47). Questo modello tiene conto sia del danneggiamento che dello sviluppo delle deformazioni plastiche.

In S.I.M.DAM è stato proposto un metodo molto semplificato per tener conto del danneggiamento che ricalca il concetto alla base di questi modelli. Per azioni sismiche intense una parte della sezione del calcestruzzo risulta tesa. Ai fini della rigidezza questa porzione non riesce più a reagire. Ai fini della schematizzazione a mensola del concio della diga questo comporta una riduzione della rigidezza flessionale del blocco.

Nel programma questa modifica della rigidezza viene tradotta in una riduzione fittizia del modulo elastico. Dal modulo elastico riferito al calcestruzzo intatto si passa al modulo elastico riferito al materiale danneggiato. Questa riduzione viene calcolata in maniera semplificata facendo il rapporto tra le aree delle superfici orizzontali che non hanno superato la resistenza a trazione e le aree totali. La riduzione del modulo elastico viene applicata sull'intero concio. Con questo metodo è possibile fare una stima dell'incremento della deformazione della diga durante e a seguito del terremoto.

#### 4.1.7. TIPOLOGIE DI ANALISI

Si riportano nella tabella seguente i parametri contenuti nell'interfaccia contenuta nel foglio "Master" e descritta in Figura 4.2.

Tabella 4.1 Descrizione dei parametri utilizzati da S.I.M.DAM per definire le tipologie di analisi

Dimensione delle strisce orizzontali [m]	Lstr	Modulo elastico del calcestruzzo [MPa]	Es
Coefficiente di combinazione del Peso proprio	Рр	Resistenza a trazione del calcestruzzo [MPa]	fct
Franco di sicurezza del livello d'invaso [m]	fr	Angolo di attrito del calcestruzzo	Фс
Coefficiente di combinazione della pressione idrostatica e della sottospinta	Pw	Coesione del calcestruzzo [KPa]	Cc
Coefficiente di combinazione dell'azione sismica (primo modo)	E	Angolo di attrito della roccia	Φf
Coefficiente che permette di tener conto dei modi superiori	MSV	Coesione della roccia [Kpa]	Cf
Attivazione della deformabilità della roccia (SI/NO)	Mkf	Rigidezza a taglio dei giunti [Kpa]/m	kgi
Fattore moltiplicativo delle mutue forze	MFC	Taglio Max trasferibile dai giunti [KPa]	τgmax
Ridefinizione di Ry per considerare le mutue forze (SI/NO)	ModRy	odRy Resistenza residua dei giunti [KPa]	
Parzializzazione della sezione (SI/NO)	ParSez	arSez Accelerazione limite (SI/NO)	
Riduzione del modulo elastico (fessurazione)( <i>SI/NO/ft</i> )	RidMod	Tipo di analisi ELASTICA/PLASTICA (ELA/PLA)	ModAn

Attraverso questi dati di input è possibile scegliere il tipo di analisi e le caratteristiche principali dei materiali che influenzano la risposta sismica, tra questi il modulo elastico e le resistenze del calcestruzzo e dei giunti. Questo agevola una eventuale fase di taratura del modello ai casi reali. Esiste un altro parametro chiamato "SL" con il quale viene scelto lo spettro dello stato limite.

# 4.2. ANALISI DINAMICHE

L'utilizzo delle forze statiche equivalenti al sisma permettono solo di valutare la risposta massima della struttura. Questo approccio non permette di distinguere un effetto breve ma intenso da uno più modesto ma ripetuto nel tempo. Questo limite è accettabile nel caso in cui dai risultati ottenuti si possa dimostrare che il comportamento della diga rimane in campo lineare. Nel caso in cui questo non fosse vero occorre effettuare analisi non lineari quindi analisi dinamiche al passo.

Nei paragrafi successivi si proporrà e descriverà un metodo per poter valutare il comportamento dinamico della diga. Nel passaggio dalle analisi statiche equivalenti a quelle dinamiche si abbandonerà sia l'utilizzo del metodo semplificato di Fenves e Chopra sia quello di Nuti e Basili. La parte che rimarrà inalterata è il modello della diga e le forze statiche applicate alle mensole equivalenti. Le modalità con cui si applicherà l'azione sismica e si considereranno le interazioni con la fondazione ed il serbatoio verranno ridefinite. Si introdurranno inoltre dei nuovi approcci per valutare l'interazione tra i conci e lo scorrimento alla base.

#### 4.2.1. Selezione degli accelerogrammi e calcolo dei parametri

In S.I.M.DAM è predisposto un piccolo database di segnali appositamente scelti per le verifiche sismiche di dighe allo Stato Limite di Collasso. Il database è composto da 127 accelerogrammi. I segnali sono in parte naturali in parte modificati.

Gruppo	Numero	Tempo	Proced.	Sismicità	Spettro
	Accel.	Campion.	Modifica	di rif.	Compatibili
1	25	0.005	nessuna		
2	3	0.01	nessuna		
3	8	0.0024	nessuna		
4	5	0.005	nessuna		
5	5	0.01	nessuna		
6	7	0.005	Scalati	Sito A	NTC - SLC
7	7	0.01	Match	Sito A	ITA10 - SLC
8	7	0.01	Match	Sito B	ITA10 - SLC
9	7	0.01	Match	Sito C	ITA10 - SLC
10	7	0.01	Match	Sito D	ITA10 - SLC
11	13	0.01	Misti	Sito A	NTC - SLC
12	7	0.01	Match	Sito A	NTC - SLC
13	7	0.01	Match	Sito B	NTC - SLC
14	7	0.01	Match	Sito C	NTC - SLC
15	7	0.01	Match	Sito D	NTC - SLC
16	7	0.01	Match	Sito D	ITA10 - SLC
17	7	0.01	Scalati	Sito A	NTC - SLC
18	7	0.01	Scalati	Sito B	NTC - SLC
19	7	0.01	Scalati	Sito C	NTC - SLC
20	7	0.01	Scalati	Sito D	NTC - SLC
21	30	0.01	Scalati	Sito A	NTC - SLC
22	30	0.01	Scalati	Sito D	NTC - SLC

Tabella 4.2 Gruppo di accelerogrammi presenti in S.I.M.DAM

Nella tabella viene riportato l'attuale raggruppamento degli accelerogrammi con il tempo di campionamento dei segnali, l'indicazione del tipo di modifica del segnale naturale di partenza, la sismicità alla quale può essere riferito e lo spettro rispetto al quale è compatibile. I siti A,B,C e D sono gli stessi descritti nel capitolo introduttivo e fanno riferimento a zone con intensità sismiche crescenti (si veda la Tabella 2.5).

Per ogni accelerogramma il programma calcola lo spettro di risposta, quello di Fourier e i parametri generalmente utilizzati per caratterizzare i segnali:

- PGA;
- PGV;
- Rapporto V/A;
- Periodo predominante;
- Intensità di Arias;
- "Bracketed Duration";
- "Significant Duration".

Nella figura successiva viene riportato l'output fornito dal programma per il terremoto del Friuli del 1976 rappresentato dal segnale IT0104ya.



*Figura 4.11 Azione sismica: accelerogramma, spettro di riposta e contenuti in frequenza (OUTPUT S.I.M.DAM).* 

Da questa figura, si può vedere quali sono i periodi della struttura che risentiranno maggiormente del segnale sismico di riferimento.

#### Pag. 140/350

#### 4.2.2. DEFINIZIONE DEL MODELLO IN OPENSEES E SVOLGIMENTO DELLE ANALISI

Come visto nei paragrafi precedenti, la diga viene schematizzata come conci verticali formati da travi a spessore variabile. Il collegamento tra i conci avviene tra i nodi adiacenti ed è modellato attraverso travi con caratteristiche meccaniche equivalenti al giunto. A differenza di quanto visto nel caso statico non viene riprodotto un comportamento elasto-plastico perfetto ma semplicemente una risposta elastica dei giunti. La rappresentazione del modello numerico associato alla struttura, composto da una griglia di travi, viene riportata nella Figura 4.12.



*Figura 4.12 Rappresentazione della griglia di travi utilizzate per modellare la diga (OUTPUT S.I.M.DAM).* 

La figura riporta anche la numerazione dei nodi di estremità e le caratteristiche principali delle sezioni che compongono la diga. I periodi equivalenti (valutati con il metodo semplificato di Fenves e Chopra) permettono di individuare, dato un certo segnale, quali siano i conci con maggiore accelerazione spettrale.

Il comportamento dinamico della struttura è valutato attraverso il programma Opensees. Per automatizzare il procedimento è stato definito un programma in MATLAB in grado di costruire il modello numerico. Uno dei compiti svolti dal programma è quello di trasferire ad Opensees i dati estratti dal file Excel visto in precedenza e riportato in Appendice A. Svolte le analisi dinamiche lo stesso programma recupera i risultati e li riorganizza per una più semplice interpretazione. Si descrivono di seguito le tre fasi fondamentali del processo di analisi: fase di importazione dei dati, fase di costruzione del modello e fase di analisi.

#### DEFINIZIONE DEGLI INPUT

Una volta definite la geometria e le proprietà dei materiali sono subito disponibili delle tabelle con tutte le grandezze descritte nei paragrafi precedenti e con la soluzione statica del problema sismico.

A partire da queste tabelle il programma MATLAB estrae le informazioni per la definizione del modello. In particolare vengono recuperate le seguenti informazioni:

- *ID* indice dell'elemento (concio equivalente) ;
- $xi_m[m]$  posizione x del paramento di monte della sezione i-esima;
- $xi_v[m]$  posizione x del paramento di valle della sezione i-esima;
- $Z_i = L z_i [m]$  posizione z della sezione i-esima;
- $y_i[m]$  posizione y del concio verticale;
- *zi* [*m*] posizione z della sezione i-esima.

Sono inoltre trasmesse ad Opensees tutte quelle grandezze necessarie per l'applicazione delle masse, delle caratteristiche meccaniche e delle forze applicate alle travi equivalenti. Si riporta di seguito l'altra parte delle variabili utilizzate:

- $m_i$  [tons] massa associate all'i-esimo concio equivalente;
- $t_i[m]$  spessore del concio equivalente;
- $J_i[m^4]$  momento di inerzia della sezione del concio equivalente;
- $um_i [kN]$  valore della pressione dell'acqua sul paramento di monte;
- $Pp_i[kN]$  valore del peso proprio del concio equivalente;
- $Uw_i [kN]$  Risultante della sottospinta agente sulla sezione considerata;
- $ma_i$  [tons] massa aggiunta derivante dalla pressione idrodinamica;
- $xg_i[m]$  posizione del baricentro della sezione;
- $eU_i[m]$  baricentro della risultante della sottospinta sulla sezione;

Gli ultimi input necessari per effettuare le analisi dinamiche sono riportati di seguito:

- $E_{cls}$  [kPa] modulo elastico del calcestruzzo;
- $K_t [kPa]$  rigidezza della fondazione;
- $\xi$  smorzamento equivalente;
- *GMfile* segnale sismico;
- *d<sub>input</sub>*[*sec*] tempo di campionamento del segnale sismico;
- *T<sub>Analysis</sub>* [sec] durata del segnale.

Nel caso in cui si dovessero svolgere analisi 3D occorre inoltre indicare ad Opensees quali sono i nodi tra i quali sono presenti i giunti verticali che collegano i conci. Questo compito è svolto da MATLAB in maniera automatica. Gli ultimi ingredienti da fornire ad Opensees sono i coefficienti moltiplicativi dei carichi e delle altre grandezze inserire nel modello.

- *Pw\_Factor*: moltiplicatore della spinta idrostatica
- *Pp\_Factor*: moltiplicatore del peso proprio
- Uw\_Factor: moltiplicatore della sottospinta dell'acqua
- Mass\_Factor : moltiplicatore della massa della diga
- Added\_mass\_Factor: moltiplicatore della massa aggiunta dell'acqua
- Added\_moment\_Factor : moltiplicatore del momento aggiuntivo
- Active\_BaseJoints : attivazione della molla alla base
- BaseJointNonLin: attivazione del comportamento non lineare
- Active\_VerticalJoints : attivazione dei giunti tra i conci
- Joint\_Stiffness : rigidezza dei giunti
- *Stiffness\_Factor* : moltiplicatore della rigidezza della struttura.

#### COSTRUZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Sulla base di quanto detto finora i nodi del reticolato di travi che formano il modello numerico della diga sono identificati dalle coordinate x,y e z definiti a partire dal file Excel visto in precedenza. La coordinata y rappresenta in questo caso l'asse della diga.

A tal proposito si deve far presente che i nodi appartenenti allo stesso concio verticale hanno le stesse coordinate y e x. Gli effetti del disassamento dei baricentri lungo l'altezza della diga vengono infatti riprodotti attraverso i momenti flettenti applicati alle estremità dei nodi descritti al Paragrafo 4.1.3. L'unica coordinata che varia all'interno di un singolo concio è la coordinata z che dipenderà dalla discretizzazione scelta. Come si può vedere dalla Figura 4.12 la numerazione dei nodi è fatta prima nella direzione z poi nella direzione y.

Dopo aver definito i punti della griglia si passa alla definizione dei vincoli cinematici. Per permettere di valutare lo scorrimento alla base dei conci, in aggiunta ad i nodi estratti dal file Excel vengono definiti dei nodi alla base di ogni concio, con le stesse coordinate di quelli già esistenti. Sulla base di questo sono distinti tre tipi di nodi:

- nodi di estremità delle travi (EBN);
- nodi alla base della diga (BJN);
- nodi di vincolo (CN).

I nodi di base e di vincolo (geometricamente coincidenti) sono collegati con uno "zero lenght element" che come vedremo successivamente modella il possibile scorrimento alla base. Nel caso in cui non si volesse tener conto di questo, entrambi i nodi vengono vincolati nelle tre direzioni impedendone gli spostamenti e le rotazioni. Quando vengono considerati gli scorrimenti, al nodo di base viene permesso lo spostamento nella direzione x.

Sulla base di questa distinzione dei nodi vengono applicate le masse dovute sia al peso proprio del calcestruzzo sia alla pressione idrodinamica generata dall'acqua. Le masse vengono assegnate solo ai nodi di estremità delle travi. In particolare la massa del concio i-esimo assegnato ad ogni elementi trave e calcolata come descritto al Paragrafo § 4.1.3 viene assegnata al nodo più alto della trave equivalente. Questo introduce nel modello una certa approssimazione nel posizionamento delle masse. La massa aggiunta che riproduce gli effetti di interazione fluido struttura viene posta pari a quella definita con la formula di normativa e dedotta dagli studi di Westergaard.

Il passo successivo è quello di definire il collegamento tra i diversi nodi che compongono la griglia. Si distinguono a tal fine tre tipologie di elementi:

- elementi travi (BE);
- elementi giunto alla base (BJE);
- elementi giunto verticali (VJE).

Nella Figura 4.13 viene riportata una schematizzazione grafica del modello numerico appena introdotto.



Figura 4.13 Schematizzazione del modello in sezione (sinistra) e da una vista frontale (destra)

Le caratteristiche meccaniche di ciascuno degli elementi che compongono questo modello sono definiti nelle coordinate locali riportate nella figura che segue.



Figura 4.14 Sistemi di riferimento globale e locali

Gli elementi trave sono modellati attraverso il comando "elasticBeamColumn" e caratterizzati dalle seguenti proprietà:

- Area della sezione (A), pari allo spessore medio della sezione per la larghezza del concio;
- Modulo elastico (E);
- Modulo di taglio (G), calcolato con la formula E/(2(1 + v));
- Rigidezza torsionale intorno all'asse locale Xi1 (Kx1), considerata molto grande;
- Rigidezza flessionale intorno all'asse locale Xi2 (Kx2), considerata molto grande;
- Rigidezza flessionale intorno all'asse locale Xi3 (Kx3), considerata pari alla rigidezza della trave i-esima (calcolata come  $L H^3/12$ );

Gli elementi giunto alla base sono modellati attraverso il comando "zeroLenght" e possono essere considerati in due differenti modi: come elementi elastici che forniscono solo una rigidezza a taglio oppure come elementi non lineari con i quali è possibile valutare anche lo scorrimento alla base. In quest'ultimo caso questi elementi sono caratterizzati da un comportamento elasto-plastico perfetto attraverso i seguenti parametri:

- Rigidezza associata alla molla, corrispondente al legame forza spostamento dei nodi collegati (Kt);
- Valori degli spostamenti positivi e negativi per i quali si ha il passaggio dal comportamento lineare a quello non lineare (epsyP,epsyN).

Gli spostamenti epsyP ed epsyN vengono calcolati per ogni concio sulla base dello sforzo normale calcolato alla base dei conci nel seguente modo:  $(N - U) * tan\varphi/E_f$ .

Il programma permette di tener conto degli effetti tridimensionali aggiungendo un collegamento tra i nodi dei conci verticali attraverso degli elementi trave equivalenti. Le caratteristiche da definire sono le stesse descritte per gli elementi trave. L'unica differenza è il diverso sistema di riferimento (vedi Figura 4.14) ed i valori assegnati alle caratteristiche che in questo caso devono essere definite in modo da riprodurre gli effetti dei giunti.

Nel presente lavoro si è scelto di porre  $Kx1 = Kx2 = Kx3 = K_g A_g$  dove  $K_g$  è la rigidezza associata ad i giunti e  $A_g$ rappresenta l'area di contatto tra le facce opposte calcolata dal programma considerando lo spessore e l'altezza della trave equivalente.

#### VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA

Ogni analisi sismica viene suddivisa in tre parti: l'analisi statica presismica, l'analisi modale e quella di integrazione al passo.

L'analisi statica iniziale viene effettuata in 10 step in un tempo pari a 0.01 sec. Segue una analisi modale dei primi 4 modi associati alla struttura. In questa fase dell'analisi viene anche definito lo smorzamento associato al sistema. Questo viene fissato pari al 5%.
Nell'ultima fase di analisi viene effettuata l'analisi dinamica utilizzando il classico metodo di integrazione al passo proposto da Newmark ed il metodo di risoluzione delle equazioni "Newton Modified". Nel corso delle analisi vengono registrati gli spostamenti, le accelerazioni e tutte le forze sugli elementi.

## 4.2.3. Elaborazione dei risultati

Uno degli aspetti più utili del programma consiste nella riorganizzazione dei risultati. Utilizzando i programmi agli elementi finiti questa fase richiede generalmente molto tempo.

Le grandezze nodali valutate dal programma sono:

- spostamenti relativi dei nodi rispetto ai nodi vincolati (U);
- scorrimenti alla base dei conci (Slip);
- spostamenti relativi tra il coronamento e la base della diga (Urel);
- spostamenti relativi tra i conci verticali, rappresentativi delle deformazioni plastiche dei giunti (Drift).

Le grandezze di elemento considerate sono invece:

- Tensioni sul paramento di monte (US S);
- Tensioni sul paramento di valle (DS\_S);
- Sforzo normale (N);
- Taglio (V);
- Momento flettente (M).

Per ognuna di queste grandezze vengono calcolati i valori massimi e minimi registrati in tutti i punti della diga. Lo stesso calcolo viene ripetuto per ogni punto della diga per poi essere riutilizzato per riportare delle mappe di inviluppo.

Di seguito vengono riportati gli output tipici forniti dal programma di calcolo che sono volti a valutare i seguenti aspetti:

- Risposta del concio verticale più critico;
- Analisi modale;
- Risposta della diga negli istanti più significativi;
- Variazione temporale alcune grandezze;
- Inviluppi delle tensioni.

Grazie a questi è possibile avere un quadro di tutte le grandezze più significative da utilizzare nelle fasi di valutazione della sicurezza sismica.

Pag. 146/350

#### RISPOSTA DEL SINGOLO CONCIO

Il programma è strutturato in modo da valutare la risposta di un concio verticale scelto dall'utente. La Figura 4.15 riporta la risposta del concio più alto della diga ottenuta per la combinazione a pieno utilizzando il terremoto del Friuli (IT0104ya). In questa analisi si tiene conto sia dello scorrimento alla base dei conci sia degli effetti tridimensionali.



Figura 4.15 Risposta del concio verticale scelto dall'utente (OUTPUT S.I.M.DAM).

Nel grafico viene riportato l'accelerogramma utilizzato, lo spostamento relativo (differenza tra il nodo del coronamento e quello alla base) e lo scorrimento alla base del concio, se presente. L'ultimo grafico riporta le tensioni verticali alla base.

Nel secondo grafico viene riportato anche lo spostamento ottenuto con un oscillatore semplice di periodo pari a quello equivalente. Dal confronto si possono valutare le differenze ottenute modellando la diga come un oscillatore ad un grado di libertà.

Prima di procedere sembra utile riportare il confronto tra un analisi effettuata con S.I.M.DAM ed una equivalente analisi svolta con il programma ABAQUS. Il caso esaminato è quello della diga vuota su fondazione rigida alla quale viene applicata solo l'accelerazione del terreno. Gli spostamenti relativi tra la sommità e la base vengono riportati nel grafico che segue dove la linea rossa tratteggiata fa riferimento alla soluzione del programma FEM.



Figura 4.16 Confronto tra la risposta della diga ottenuta con S.I.M.DAM e con ABAQUS (linea rossa) nella condizione di serbatoio vuoto (solo azione sismica).

Allo stesso modo si riporta il confronto tra la risposta ottenuta con S.I.M.DAM ed ABAQUS nel caso di serbatoio pieno. In entrambi i modelli l'interazione fluido struttura viene valutata utilizzando una massa aggiunta data dalla distribuzione di pressione proposta dalle NTD.



Figura 4.17 Confronto tra la risposta della diga ottenuta con S.I.M.DAM e con ABAQUS (linea rossa) nella condizione di serbatoio pieno.

Come si può vedere, lo spostamento ottenuto con S.I.M.DAM è leggermente inferiore a quello valutato con ABAQUS.

Nonostante questo il metodo semplificato che si sta proponendo riproduce molto bene i risultati ottenuti con i modelli più sofisticati. La valutazione della risposta del concio più sollecitato viene descritta anche attraverso gli inviluppi delle grandezze di interesse. Il programma permette di valutare gli inviluppi massimi e minimi delle seguenti grandezze: sforzo normale, taglio, momento, tensione sul paramento di monte e di valle, spostamenti relativi alla base fissa.

Vale la pena mostrare le differenze ottenute nel caso in cui non si considerino le mutue forze tra i conci e lo scorrimento alla base. Nella parte alta della Figura 4.18 vengono riportati gli spostamenti massimi e minimi che il concio subisce durante il transitorio. Nella parte bassa vengono riportate le tensioni massime di trazione (linee continue) e minime di compressione (linee tratteggiate) per il paramento di valle (colore della linea blu) e di monte (colore della linea rossa). Si confronta il caso della diga a conci indipendenti nella quale non si permette uno scorrimento alla base e quello in cui sono presenti le travi che collegano i conci verticali ed è modellato lo scorrimento alla base. Come si può vedere la risposta della struttura è influenzata dalle ipotesi alla base delle analisi. Gli spostamenti del concio possono essere quasi il doppio se viene permesso lo scorrimento alla base. Le tensioni assumono un andamento molto diverso se vengono considerati gli effetti tridimensionali, le tensioni massime tendono a concentrarsi nella zona alta della sezione.



Figura 4.18 Confronto tra la distribuzione degli spostamenti massimi e delle tensioni massime ottenuti per il concio più alto nel caso di analisi piana lineare e tridimensionale non lineare (OUTPUT S.I.M.DAM).

ANALISI MODALE

Il secondo degli output del programma descrive i primi quattro modi di vibrare della diga. Questi sono molto utili per valutare gli effetti prodotti dai vari fenomeni che vengono modellati: l'interazione con la fondazione, l'interazione con il fluido e gli effetti tridimensionali.

Facendo riferimento ai due casi esaminati precedentemente, diga a conci indipendenti e diga in cui vengono considerati gli effetti tridimensionali, si riporta di seguito l'output delle analisi modali.

Il periodo principale ottenuto varia da 0.33 sec nel primo caso e 0.27 sec nel secondo caso.



Figura 4.19 Deformata e periodi associati ai primi quattro modi di vibrare della struttura considerata a conci indipendenti (OUTPUT S.I.M.DAM)



Figura 4.20 Deformata e periodi associati ai primi quattro modi di vibrare della struttura in cui si tiene conto degli effetti tridimensionali (OUTPUT S.I.M.DAM)

Cosi come è stato visto precedentemente durante la trattazione teorica del problema, l'introduzione della deformabilità della fondazione e della massa aggiunta dell'acqua portano ad un allungamento del periodo. Al contrario introducendo i collegamenti tra i conci si ottiene un suo abbassamento tanto più marcato quanto più alta è la rigidezza tra gli elementi trave equivalenti che modellano i giunti. RISPOSTA DEL SISTEMA NEGLI ISTANTI DEL TRANSITORIO PIÙ SIGNIFICATIVI

Il terzo output fornito dal programma riporta la deformata dei punti del coronamento e dell'intera struttura per gli istanti principali del transitorio: tempo iniziale, tempo di massimo spostamento verso valle, tempo di massimo spostamento verso monte e istante finale.

Nel seguito si farà riferimento al caso dell'analisi in cui si tiene conto sia degli effetti tridimensionali che dello scorrimento alla base.



Figura 4.21 Stato deformativo presismico (OUTPUT S.I.M.DAM)



Figura 4.22 Risposta della struttura nel momento in cui lo spostamento è minore (massimo spostamento verso monte) (OUTPUT S.I.M.DAM)



Figura 4.23 Risposta della struttura nel momento in cui lo spostamento è massimo (massimo spostamento verso valle) (OUTPUT S.I.M.DAM)



Figura 4.24 Stato della struttura nell'istante finale (OUTPUT S.I.M.DAM)

Le figure appena riportate mostrano molto bene il comportamento tridimensionale della diga. La connessione dei conci verticali porta ad un comportamento molto diverso da quello che si otterrebbe con delle analisi piane. Come si può vedere confrontando l'istante finale e quello inziale, durante il transitorio si è andato a sviluppare uno spostamento residuo. Questo è stato prodotto dallo scorrimento alla base dei conci.

STORIE DEGLI SPOSTAMENTI E DI ALTRE GRANDEZZE INTERESSE

Il programma riporta le storie temporali degli spostamenti calcolati in sommità, delle tensioni calcolate alla base e delle sollecitazioni di taglio alla base.

Di seguito viene riportato il grafico delle tensioni massime riferite all'analisi alla quale si è fatto finora riferimento. In questo vengono riportati i limiti di resistenza a trazione (linee rosse tratteggiate) che permettono di valutare per quanto tempo viene eventualmente superata la resistenza.



*Figura 4.25 Storia delle tensioni massime di trazione [MPa] registrate alla base dei conci (OUTPUT S.I.M.DAM)* 

Come si può vedere solo per i conci più alti della diga si supera la resistenza di trazione del calcestruzzo.

Da questo output di calcolo, coerentemente con quanto detto dalle linee guida USACE (13) si può valutare per quanto tempo la tensione di trazione supera la resistenza. La durata di superamento consentito è di 0.4 secondi. Se la somma dei tempi di superamento è maggiore di questo valore bisogna effettuare analisi dinamiche non lineari in grado di tener conto della resistenza massima a trazione.

Nelle versioni successive di S.I.M.DAM si predisporrà per il calcolo dei tempi di superamento della resistenza a trazione.

#### MAPPE DI INVILUPPO DELLE TENSIONI

Gli ultimi output del programma sono le mappe delle tensioni massime e minime calcolate sia sul paramento di monte che di valle.

Nelle figure successive vengono riportati gli inviluppi delle tensioni calcolate sul paramento di monte e di valle.



Figura 4.26 Tensioni massime registrate sul paramento di monte in caso di analisi tridimensionale non lineare (OUTPUT S.I.M.DAM)



*Figura 4.27 Tensioni massime registrate sul paramento di valle in caso di analisi tridimensionale non lineare (OUTPUT S.I.M.DAM)* 

#### Pag. 154/350

Come si può vedere ci sono molte zone del paramento di monte e di valle con tensioni di trazione superiori alla resistenza del calcestruzzo. Queste zone possono aver superato questo valore in istanti diversi. Come si può vedere le tensioni massime di trazione si concentrano al centro dei paramenti di monte e di valle.

In una tabella laterale delle figure viene riportato il calcolo delle percentuali di area del paramento in cui viene superata la resistenza a trazione del materiale. In particolare si fa riferimento alla condizione  $\sigma \ge \alpha/100 f_{ct}$  dove  $\alpha$  varia da 100 a 200. Coerentemente con i criteri proposti dalle linee guida USACE si accetta che le tensioni superino le resistenze a trazione in zone limitate della struttura. La diga si ritiene sicura se il superamento della resistenza è circoscritta ad un'area inferiore al 20% della superficie del paramento.

Per confronto si riportano i risultati dell'analisi effettuata nell'ipotesi di conci indipendenti e di non scorrimento alla base. Nella figura successiva si riporta l'inviluppo delle tensioni calcolate sul paramento di monte.



Figura 4.28 Tensioni massime registrate sul paramento di monte in caso di analisi a conci indipendenti e assenza di scorrimento alla base (OUTPUT S.I.M.DAM)

Come si può vedere le tensioni si concentrano in special modo sui conci più alti della diga.

Nella figura successiva viene riportato il confronto tra gli inviluppi delle tensioni ottenute con S.I.M.DAM ed ABAQUS per lo stesso caso di diga a conci indipendenti con comportamento lineare alla base.

I valori inferiori e superiori della scala sono uguali rispettivamente a -2.60 MPa e 2.60 MPa.



*Figura 4.29 Confronto tra gli inviluppi delle tensioni sul paramento di monte calcolate con ABAQUS (sopra) e con S.I.M.DAM (sotto)* 



*Figura 4.30 Confronto tra gli inviluppi delle tensioni sul paramento di valle calcolate con ABAQUS (sopra) e con S.I.M.DAM (sotto)* 

Dal confronto delle mappe delle tensioni è possibile affermare che il programma S.I.M.DAM, che modella la diga con un insieme di travi equivalenti, è in grado di cogliere la distribuzione delle tensioni ottenuta con i programmi agli elementi finiti.

## TABELLE RIASSUNTIVE DELLE ANALISI E TEMPI DI ANALISI

Se vengono effettuate più analisi dinamiche al passo, al termine di tutte le analisi il programma calcola tutti i valori minimi, massimi e medi delle grandezze di riferimento.

Questi risultati verranno riportati in ALLEGATO per i 7 accelerogrammi descritti al Paragrafo §2.2.2 e per i quattro siti di riferimento del Paragrafo §2.2.3. Da questo output si riesce ad ottenere un visione complessiva e sintetica della risposta sismica della diga per differenti accelerogrammi.

In questo output è riportato anche il tempo totale impiegato dal programma per effettuare le analisi. Da qui si intuisce il grande vantaggio che si può trarre dall'utilizzo di questo programma. Il tempo impiegato dipende naturalmente dal numero di nodi e di elementi del modello e dalla durata dei segnali. Le analisi viste in questo paragrafo sono state ottenute per un modello con un numero di nodi pari a 538 ed un numero di elementi pari a 499 nel caso di analisi a conci indipendenti e 960 nel caso in cui si modellano i collegamenti tra i conci. Nel primo caso l'analisi riferita al terremoto del Friuli, di durata pari a 10 sec, ha richiesto un tempo di 6 minuti contro 20 minuti delle analisi tridimensionali. Per effettuare le 28 analisi riferite ai 4 siti di riferimento con un modello non lineare tridimensionale sono state impiegate un totale di 13 ore. Delle equivalenti analisi effettuate sullo stesso calcolatore con un programma agli elementi finiti avrebbero richiesto 32 giorni.

## 4.3. Commenti ai risultati delle analisi

Si riportano le principali conclusioni delle analisi svolte utilizzando S.I.M.DAM ed il caso studio di riferimento.

Dopo aver costruito il modello ed introdotto gli spettri si è valutato attraverso l'utilizzo di forze statiche equivalenti che gli unici stati limite che producono un superamento della resistenza a trazione dei materiali sono lo SLV e lo SLC. Le tensioni massime vengono registrate sui quattro conci più alti della diga.

Ai fini della sicurezza allo scorrimento la resistenza passiva del cuneo di roccia si è dimostrata molto influente. Nel caso in cui questa non fosse considerata si ottengono degli scorrimenti alla base. Questi da un lato producono delle deformazioni residue e dall'altro una riduzione delle tensioni sul corpo diga.

Se viene considerato l'aumento della deformabilità della struttura per effetto delle zone tese si ottengono delle riduzioni del modulo elastico anche del 50% per lo Stato Limite di Collasso. Questo mostrala necessità di approfondire la valutazione della risposta con analisi di dettaglio.

L'introduzione degli effetti tridimensionali portano ad una leggera ridistribuzione delle tensioni massime, alleggerendo quelle dei conci più alti ed incrementando quelle dei conci più bassi adiacenti.

Dopo aver analizzato la risposta attraverso le analisi statiche si è passati alla valutazione della risposta nel dominio nel tempo.

Il programma S.I.M.DAM ha permesso di valutare in maniera veloce la risposta della struttura rispetto al terremoto del Friuli per quattro differenti ipotesi di calcolo:

- A. diga a conci indipendenti (nessun collegamento tra i conci);
- B. diga a conci indipendenti e scorrimento alla base;
- C. diga a conci connessi (nessuno scorrimento alla base);
- D. diga a conci connessi e scorrimento alla base.

Le analisi hanno mostrato che la risposta della diga considerata a conci indipendenti (condizione invernale) può essere molto diversa da quella in cui si tiene conto degli effetti tridimensionali (condizione estiva).

Le tensioni massime di trazione sono state registrate sia sul paramento di monte che su quello di valle in posizioni coerenti con la risposta delle dighe reali, alla base del paramento di monte e nelle zone di variazione della pendenza dei paramenti.

In tutti e quattro i casi le tensioni sono tali da giustificare l'uso di analisi più approfondite.

Le analisi sono state ripetute per 7 accelerogrammi spettro compatibili allo spettro riferito al sito A. Dalla media dei risultati si è arrivati alle seguenti conclusioni.

Gli spostamenti relativi massimi tra sommità e base del concio più alto e le tensioni massime sui paramenti di monte e valle si ottengono per il CASO A. Il massimo scorrimento alla base e dei giunti avviene per il CASO B. lo scorrimento alla base ha prodotto delle riduzioni delle tensioni del 20% per le analisi a conci indipendenti e del 10% per quelle tridimensionali.

Nelle ultime analisi è stata studiata la risposta della diga per 4 gruppi di 7 segnali associati a livelli di intensità sismica crescente. Da questo studio è stato osservato che al crescere delle azioni le tensioni massime si attestano ad un certo valore mentre continua a crescere lo scorrimento alla base. Questi risultati sono stati inoltre confrontati con quelli ottenuti con i metodi semplificati basati sulla modellazione con l'oscillatore equivalente risultando coerenti.

Alla luce dei risultati ottenuti si è dimostrata la grande potenza del programma di calcolo proposto.

Per maggiori dettagli sulle analisi si rimanda all'ALLEGATO della tesi.

# **ANALISI ACCURATE**

In caso di terremoti molto intensi e dighe particolarmente vulnerabili è necessario approfondire il livello di dettaglio attraverso analisi numeriche agli elementi finiti. In questo capitolo vengono trattati singolarmente gli aspetti più importanti da dover considerare in questo tipo di analisi.

## 5. LE ANALISI ACCURATE

## 5.1. INTRODUZIONE

Dopo aver descritto alcune delle analisi semplificate disponibili per le verifiche sismiche di dighe in calcestruzzo, vengono riportati i metodi di analisi più avanzati che permettono di eliminare parte delle semplificazioni fatte in precedenza. Non esistendo una definizione precisa di analisi accurate nel seguito si farà riferimento ad analisi svolte con programmi agli elementi finiti.

L'utilizzo dei modelli numerici è uno dei campi di maggior interesse per la commissione internazionale ICOLD ed il settore delle dighe in generale. Grazie alle capacità dei nuovi calcolatori e alla evoluzione dei programmi agli elementi finiti è oggi possibile simulare aspetti che prima non potevano essere affrontati. La commissione ICOLD dal nome "Computational Aspects Of Analysis And Design Of Dams" ha organizzato già 12 "Benchmark" dedicati allo studio di alcuni problemi specifici. In un recente bollettino di questa commissione (48) sono stati riassunti i risultati dei precedenti Benchmark e individuate delle linee guida sull'utilizzo dei programmi agli elementi finiti nel campo delle dighe.

Nel corso degli anni sono state introdotte nuove metodologie per valutare la risposta sismica delle dighe. Nonostante le loro differenze il compito che devono svolgere è rimasto lo stesso: rappresentare in maniera adeguata il comportamento della struttura. Uno degli obbiettivi di questa tesi è quello di mostrare le differenze che si ottengono applicando differenti metodologie di calcolo allo stesso caso studio. Pur apparendo un obbiettivo banale potrebbe dare delle utilissime informazioni circa i limiti ed i pregi degli strumenti oggi a disposizione.

Verrà trattato il problema della valutazione della risposta sismica nel caso piano per poi introdurre gli effetti tridimensionali. Per prima cosa verranno trattati i problemi di interazione fluido-struttura e fondazione-struttura e si mostreranno le varie modalità attraverso le quali è possibile tener conto di questi importanti effetti.

Quando da queste analisi lineari si ottengono delle tensioni troppo elevate, prima di concludere che la diga non è sicura, è preferibile approfondire le analisi in campo non lineare. Un primo passo è quello di valutare il possibile scorrimento alla base che come visto può dissipare parte dell'energia trasmessa alla diga. Quando questo non basta a rappresentare il comportamento non lineare occorre utilizzare dei modelli non lineari per simulare il comportamento del calcestruzzo oltre la soglia elastica.

Per le dighe ad arco ed arco gravità è sempre necessario tener conto del comportamento della struttura nelle tre direzioni dello spazio. Questo è anche il caso delle dighe a gravità che poggiano su valli strette. Come vedremo, in questi casi la modellazione dei giunti verticali tra i conci diventa un aspetto molto importante.

Per ognuna delle teorie descritte nei capitoli che seguono verranno effettuate analisi riferite al caso studio di riferimento. Nel capitolo 6 della tesi sarà possibile confrontare tutti i risultati ottenuti.

#### INTRODUZIONE AI PROGRAMMI AGLI ELEMENTI FINITI

Gli elementi finiti vennero introdotti negli anni cinquanta. Il grande vantaggio del metodo consiste nella possibilità di utilizzare elementi finiti standardizzati per risolvere problemi di ingegneria anche molto diversi tra loro. Di seguito si riportano dei semplici passaggi grazie ai quali è possibile sintetizzare le potenzialità di questo tipo di metodo e calarlo al caso delle dighe.

Lo scopo del metodo agli elementi finiti è trovare una soluzione approssimata per gli spostamenti, le deformazioni, le tensioni, le forze e tutte le altre grandezze di un dato corpo soggetto ad una predefinita storia di carico.

Partiamo con lo scrivere le funzioni che descrivono gli spostamenti di un corpo:

Eq. 143 
$$\boldsymbol{u} = \sum N_i a_i = \boldsymbol{N} \boldsymbol{a}$$

Dove  $N_i$  rappresentano le funzioni di forma e  $a_i$  i valori degli spostamenti in alcuni specifici punti dello spazio, i nodi. Questa definizione racchiude in se il concetto del metodo, quello cioè di rappresentare con dei valori puntuali degli spostamenti il comportamento globale della struttura.

Per familiarizzare meglio con la sua applicazione si immagini di voler descrivere la deformazione di un sistema. Questa può essere definita come:

Eq. 144 
$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{L}\boldsymbol{u} = \boldsymbol{L}\sum N_i a_i = \sum B_i a_i = \boldsymbol{B}\boldsymbol{a}$$

Dove *L* rappresenta un operatore lineare che trasforma gli spostamenti in deformazioni. Con dei semplici passaggi si può tornare ad esprimere la deformazione in termini di spostamenti nodali. L'equazione di equilibrio del problema può essere scritta nel seguente modo:

Eq. 145 
$$\int_{\Omega} \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{\sigma} \, d\Omega - \int_{\Omega} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{b} \, d\Omega - \int_{\Gamma} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{t} \, d\Gamma = 0$$

Dove i termini che compaiono sono rispettivamente, le forze elastiche, quelle di volume e quelle applicate sul contorno del sistema. Se le tensioni dipendono dagli spostamenti u e dal tempo t e se scriviamo le forze di volume usando il principio di D'Alembert:

Eq. 146 
$$\boldsymbol{b} = \boldsymbol{b}_0 - \rho \boldsymbol{\ddot{u}} - \mu \boldsymbol{\dot{u}} = \boldsymbol{b}_0 - \int \rho N \boldsymbol{\ddot{a}} - \int \mu N \boldsymbol{\dot{a}}$$

possiamo scrivere l'equazione di equilibrio dinamico nel modo seguente:

Eq. 147  $P(a) - F_0 + M\ddot{a} + C\dot{a} = 0$ 

I termini che compaiono sono riportati di seguito.

Forze elastiche:

Eq. 148  $P(a) = \int_{\Omega} B^T \sigma \ d\Omega$ 

Forze sul contorno:

Eq. 149 
$$\boldsymbol{F}_0 = \int_{\Omega} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{b}_0 \, d\Omega + \int_{\Gamma} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{t} \, d\Gamma - \int_{\Omega} \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{\sigma}_0 \, d\Omega$$

Termine delle forze di inerzia:

Eq. 150  $\boldsymbol{M} = \int_{\Omega} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{\rho} \, \boldsymbol{N} \, d\Omega$ 

Termine delle forze viscose (dissipative):

Eq. 151  $\boldsymbol{C} = \int_{\Omega} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{\mu} \, \boldsymbol{N} \, d\Omega$ 

Se il comportamento del materiale può essere supposto lineare, è possibile esprimere le tensioni in termini delle deformazioni nel seguente modo:

Eq. 152  $\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}\boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\sigma}_0 \cong \boldsymbol{D}\boldsymbol{B}\boldsymbol{a} + \boldsymbol{\sigma}_0$ 

Alla luce di questa nuova definizione possiamo riscrivere l'Eq. 147 come:

Eq. 153  $M\ddot{a} + C\dot{a} + Ka - F_0 = 0$ 

Dove:

Eq. 154  $\boldsymbol{K} = \int_{\Omega} \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{D} \boldsymbol{B} d\Omega$ 

Generalmente non è possibile determinare la matrice C, quindi si ricorre ad una semplificazione, quella di descrivere la matrice di smorzamento come combinazione lineare delle matrici di massa e rigidezza.

Eq. 155  $C = \alpha M + \beta K$ 

A partire dall'equazione di equilibrio dinamico è possibile valutare la risposta sismica della struttura. Esistono diversi modi per risolvere queste equazioni. Per ridurre i tempi di analisi si ricorre generalmente, e comunque in via preliminare, alle analisi di risposta spettrale. Se si rimane in campo lineare, si può usare in alternativa l'analisi nel dominio delle frequenze. Per le analisi di maggior dettaglio e nel caso di analisi non lineari, dove è importante valutare l'evoluzione del fenomeno nel tempo, si ricorre invece alle analisi di integrazione al passo.

Nei prossimi capitoli queste equazioni verranno risolte nelle varie condizioni di carico. Verranno inoltre introdotte quelle particolarità come le interazioni con il fluido e con la fondazione.

#### DIGA VUOTA SU FONDAZIONE RIGIDA

Immaginiamo che la diga sia vuota e che la fondazione su cui poggi sia infinitamente rigida, in questo caso, il comportamento della struttura può essere studiato modellando il solo corpo della diga in un programma agli elementi finiti generico, nel nostro caso SAP 2000 (49). Per introdurre l'uso dei programmi FEM in allegato vengono riportati i risultati ottenuti con tre metodologie di analisi lineari:

- 1. Analisi statiche equivalenti;
- 2. Analisi di risposta spettrale;
- 3. Analisi dinamiche di integrazione al passo.

Nell'ultimo paragrafo verrà riportato il confronto tra programmi agli elementi finiti e si mostrerà l'influenza della mesh sulla risposta della struttura.

## 5.2. SISTEMA FLUIDO – STRUTTURA

Come visto nei paragrafi precedenti, Westergaard prima e Chopra poi affrontarono il problema dell'interazione dinamica del fluido con la struttura. I loro studi sono però validi nel caso di analisi bidimensionali condotte nel dominio delle frequenze ed il loro utilizzo limitato agli studi preliminari del problema. Per analisi più approfondite e comunque nel caso di analisi dinamiche è necessario passare all'uso dei programmi agli elementi finiti.

Uno dei primi a trattare il metodo agli elementi finiti fu il Professor "Zienkiewicz", noto soprattutto per il suo contributo nel campo dell'analisi numerica. La sua carriera si è più volte incontrata con il campo delle dighe, insieme a Clough ha redatto infatti i bollettini ICOLD sull'uso delle analisi FEM per le dighe. Nei capitoli seguenti verranno riportati i contenuti più significativi di questi bollettini in materia di interazione fluido struttura. Come verrà descritto in seguito nel campo degli elementi finiti esistono due approcci: "approccio lagrangiano" e "approccio euleriano".

Esiste inoltre un altro modo di modellare l'acqua in maniera approssimata consistente nell'aggiungere una massa alla struttura. La massa aggiunta può essere calcolata a partire dalla stessa pressione definita da Westergaard o andando a risolvere un problema a potenziale (risolvendo le equazioni di Laplace per i fluidi incomprimibili).

Come dimostrato durante un recente Benchmark (5) dedicato all'interazione tra fluido e struttura i metodi maggiormente utilizzati sono proprio quelli che sfruttano gli elementi acustici e quelli che modellano l'acqua attraverso il concetto di massa aggiunta.

5.2.1. INTRODUZIONE AL PROBLEMA

La valutazione della risposta dinamica delle strutture è sempre più demandata all'uso dei programmi agli elementi finiti. Questi sono fondamentali, ma richiedono una buona consapevolezza di chi conduce le analisi. Per questo i bollettini ICOLD possono essere degli utili riferimenti per introdurre la valutazione dell'interazione fluido struttura. In un paragrafo del Bollettino 52 (50), riguardante le analisi dinamiche delle dighe si trattano infatti gli effetti, in termini di pressioni idrodinamiche aggiuntive, prodotte dal movimento della diga e della fondazione considerando la presenza del bacino.

Oggi sono disponibili diversi strumenti di calcolo riconducibili essenzialmente a due metodi:

- A. Fluido considerato al pari di un solido con modulo di taglio nullo (incomprimibile);
- B. Trattazione in cui le variabili di calcolo sono le pressioni.

Il primo dei metodi è facile da implementare nei programmi FEM, ma cade in difetto nelle analisi modali quando le singolarità della matrice di rigidezza portano a

numerosi auto valori nulli (51) (52) (53). Si riassumono di seguito tutti gli aspetti riguardanti l'interazione con il fluido:

- a) Effetti della comprimibilità del fluido;
- b) smorzamento al contorno all'infinito del bacino;
- c) ampiezza delle onde sulla superficie del bacino e smorzamento annesso,
- d) assorbimento delle onde alla base del serbatoio dove sono presenti i depositi,
- e) la possibilità di cavitazione.

È stato dimostrato che le altezze delle onde di superficie sono relativamente piccole, per questo nell'ambito delle verifiche sismiche i loro effetti sono trascurati. Nel testo di Zienkiewicz viene trattato il caso della cavitazione nei fluidi che noi tralasceremo.

#### FLUIDO COME DEGENERAZIONE DEL CASO SOLIDO

Se facciamo riferimento ad un'analisi lineare, nell'ipotesi di piccoli spostamenti, possiamo scrivere l'equazione che governa il moto del serbatoio nel seguente modo:

Eq. 156 
$$M_f \ddot{u}_f + C_f \dot{u}_f + k_f u_f = f_f$$
 (serbatoio)  
Eq. 157  $M_s \ddot{u}_s + C_s \dot{u}_s + k_s u_s = f_s$  (diga)

Si vuole far notare che la formulazione relativa ai due domini è identica. La prima differenza sostanziale (non esplicita nella formula) è il modulo di taglio nullo. Un altro aspetto caratteristico del dominio fluido sono le condizioni al contorno.

L'accoppiamento dei due sistemi sta nelle forze e negli spostamenti sul paramento di monte dove i due mezzi sono a contatto. Vediamo quali condizioni si ipotizzano:

- i. gli spostamenti normali della diga e del fluido a contatto devono coincidere;
- ii. le forze tangenziali che i due mezzi si scambiano sono nulle;
- iii. le forze normali che agiscono sono uguale e contrarie.

Wilson (15) e Shantaram in due lavori distinti mostrano come ottenere queste condizioni (nel seguito seguiremo le istruzioni del primo autore). Uno degli svantaggi di questo approccio è la necessità di introdurre la comprimibilità del fluido per consentire la valutazione della matrice di rigidezza  $K_f$ . Questo comporta il problema della singolarità di questa matrice che rende difficile la determinazione dei modi di vibrare. Con l'introduzione di un vincolo irrotationality in tali casi è possibile valutare i modi di vibrare (per maggiori dettagli si veda (52)). Nelle analisi time history questa singolarità generalmente non è attivata. Nel seguito noi sfrutteremo questa caratteristica.

#### TRATTAZIONE SPECIFICA DEL FLUIDO

Nella precedente trattazione entrano in gioco tutte le variabili di spostamento. Queste oltre a produrre problemi di singolarità, portano ad un onere computazionale maggiore del necessario. Se facciamo riferimento all'equazione di Navier-Stokes, trascurando la viscosità ed i termini dell'accelerazione convettiva, otteniamo:

Eq. 158  $\rho_f \dot{v_f} = -\nabla p$ 

Dove compaiono la densità, la velocità e la pressione del fluido. Se scriviamo la legge costitutiva:

Eq. 159  $v_{fi,i} = \nabla^T v_f = -\frac{\dot{v}}{\kappa_f}$ 

Dove  $K_f$  è il modulo di comprimibilità volumetrica, otteniamo l'equazione delle onde:

Eq. 160 
$$\nabla^2 p = \left(\frac{1}{c^2}\right) \ddot{p}$$

In questa formula  $c = \sqrt{\frac{\kappa_f}{\rho}}$  è la velocità del suono in un fluido. A partire da questa equazione ed imponendo le opportune condizioni al contorno si ottiene la pressione all'interno del dominio fluido. Se trattiamo il problema discretizzando il serbatoio in elementi finiti otteniamo l'equazione associata al fluido:

Eq. 161  $H p + M_f \ddot{p} + C_f \dot{p} + L^T u + \hat{f} = 0$ 

a questa affianchiamo l'equazione, accoppiata attraverso  $L^{T}u$ , relativa alla diga:

Eq. 162 
$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u + L p + \dot{f} = 0$$

Se ci mettessimo in condizioni di fluido incomprimibile e trascurassimo le onde di superficie la prima equazione assumerebbe una forma molto più semplice.

Il fatto di considerare queste ipotesi può sottostimare però gli effetti di interazione soprattutto per dighe di grandi dimensioni dove il fondo del serbatoio è piuttosto rigido e l'attenuazione delle onde è piccola.

#### IL CASO PARTICOLARE DI FLUIDO INCOMPRIMIBILE

Nel caso speciale di fluido considerato incomprimibile il problema dell'interazione fluido struttura si semplifica notevolmente. In tal caso possiamo dire che il laplaciano della pressione dovrà essere nullo.

Eq. 163  $\nabla^2 p = 0$ 

Questo si ottiene semplicemente imponendo  $c = \infty$  nella equazione:  $\frac{1}{c^2}\ddot{p} - \nabla^2 p = 0$ . In assenza di effetti di onde superficiali e di pressioni imposte non nulle la Eq. 161 si semplifica in questo modo:

Eq. 164  $Hp = -Q^T \ddot{u}$ 

A partire da questa è facile arrivare a determinare la pressione del fluido in funzione dell'accelerazione della struttura  $p = -H^{-1}Q^T$ ü. Se si sostituisce la relazione appena trovata nella equazione del moto della diga si arriva a:

Eq. 165  $(M + QH^{-1}Q^T) \ddot{u} + C \dot{u} + K u + \hat{f} = 0$ 

Come si può vedere, l'equazione è la stessa di una struttura in cui la matrice delle masse è ottenuta sommando la matrice delle masse aggiunte:

Eq. 166  $M_u = Q H^{-1} Q^T$ 

La soluzione di una equazione di questo tipo non ha nulla di diverso da quelle delle altre strutture. Questo spiega il motivo per cui spesso si applica tale semplificazione.

## Smorzamento sui contorni all'infinito

Quando vengono modellate porzioni delimitate di dominio che si estendono all'infinito occorre tener conto in maniera adeguata dello smorzamento per irraggiamento. Quello che si vuole evitare è che le onde riflesse sui bordi del serbatoio rimangano intrappolate all'interno del fluido modificando la risposta sismica della struttura.

Per fare questo occorre posizionare su ogni nodo del contorno verticale di estremità degli smorzatori. Se facciamo riferimento ad un metro quadro di superficie, ad un modulo elastico  $E_w = 6\ 000\ kPa$  e ad un peso specifico del materiale pari a  $\rho_f = 1,00\ ton/m^3$  si ottiene c = 77.46 kN s (al m<sup>2</sup>). Questo valore di smorzamento deve essere applicato sul contorno all'infinito del serbatoio.

Questo tipo di condizione al contorno definibile di "non riflessione" è spesso implementato già nei programmi agli elementi finiti. Se ci si riferisce alle analisi con elementi acustici, ABAQUS permette di tener conto di questo attraverso un algoritmo che elimina la riflessione delle onde.

Un'altra delle condizioni al contorno da dover imporre al dominio fluido è quella che riproduce lo smorzamento alla base del serbatoio per effetto dei depositi. Questa verrà trattata nei paragrafi successivi.

## 5.2.2. APPROCCIO LAGRANGIANO

Il presente lavoro vuole approfondire gli aspetti operativi riguardanti l'utilizzo di programmi "general purpose" per modellare il fluido e la sua interazione con la struttura.

Il primo scopo è quello di individuare un metodo per modellare il fluido come se fosse un solido. Per fare questo abbiamo bisogno di: legami costitutivi "equivalenti al caso dei solidi" e condizioni al contorno specifiche. Prima di fare questo è necessario valutare gli effetti prodotti dal fatto che i continui fluidi non resistono a taglio.

Un aspetto comune tra le teorie che descrivono il comportamento dei fluidi e dei solidi è rappresentato dalla relazione tra sforzi e deformazioni, descrivibile attraverso la legge di Hooke oppure dalle equazioni di Lamè. In queste leggi compaiono le seguenti grandezze:

$$E = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \qquad modulo \ di \ Young;$$

$$\nu = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_j} \qquad coefficiente \ di \ Poisson;$$

$$\lambda = K = \frac{\sigma}{\varepsilon_v} \qquad modulo \ di \ compressibilità;$$

$$\mu = G = \frac{\tau}{\nu} \qquad modulo \ di \ elasticità \ tangenziale,$$

Il modulo di compressibilità è legato alle altre costanti dalla seguente relazione:

Pag. 166/350

$$\lambda = K = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{E}{\frac{(1+\nu)}{\nu}(1-2\nu)}$$

Si evidenzia che se  $\nu \approx 0.5$  allora  $(1 + \nu)/\nu = 3$ . Quando le tensioni normali sono uguali (pressione idrostatica) il modulo di comprimibilità assume la seguente formula:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \to E = 3(1-2\nu)K$$

Se si utilizza come coefficiente di Poisson il valore 0,5 si ottiene: E = 0, G = 0,  $K = \infty$ . Supponiamo invece di utilizzare un coefficiente di Poisson prossimo a 0,5, per esempio 0,4995. In tal caso otteniamo:

$$E = 6 Mpa, G = 2 Mpa, K \approx 2000 Mpa.$$

Per testare questo modo di modellare il fluido si fa riferimento al caso studio della diga a gravità modellata insieme al fluido nel programma SAP2000. In questo esempio si vuole valutare la pressione idrostatica che l'acqua trasmette alla struttura. La diga è stata divisa in strisce, la prima in alto di 2,00 m e le altre in generale di 5,00 m. Utilizzando per l'acqua le caratteristiche dei materiali E e  $\nu$  definiti precedentemente, è stato inserito un volume di serbatoio con un estensione verso monte pari a 5 volte l'altezza della diga.

Per modellare l'acqua sono stati utilizzati elementi Plane-Strain. Per mettere in conto il solo peso proprio dell'acqua, quello che genera la spinta idrostatica (senza considerare gli effetti del peso proprio della struttura) definiamo il caso di carico "PESO ACQUA". Parallelamente definiamo il caso di carico "IDROSTATICA" corrispondente alla spinta dell'acqua perpendicolare al paramento di monte dato da  $p = \gamma_w z_0$ , dove  $z_0$  è la distanza della superficie libera del serbatoio.

Riportiamo dapprima i risultati ottenuti per questo caso di carico in termini di tensioni S11 in un range  $-800 \div +800$  kN.



Figura 5.1 Confronto tra le tensioni calcolate applicando la pressione idrostatica sul paramento di monte (sinistra) e modellando la pressione attraverso gli elementi finiti (destra)

Il taglio alla base, ottenuto selezionando i punti alla base della diga ha restituito per il caso "IDROSTATICA"  $V = 35\,428\,kN$  mentre per "PESO ACQUA"  $V = 35\,340\,kN$ .

Quanto appena visto dimostra che in condizioni statiche la modellazione ottenuta utilizzando elementi finiti soliti con caratteristiche del legame costitutivo equivalente all'acqua permette di riprodurre la pressione idrostatica applicata al paramento di monte.

Sulla base di questo come suggerito in (54) si ritiene possibile utilizzare lo stesso modello per valutare gli effetti di interazione tra fluido e struttura effettuando analisi di integrazione al passo. Come verrà mostrato nel Capitolo 6 i risultati non sono molto diversi da quelli ottenuti con altre metodologie. Questo approccio permette di svolgere analisi dinamiche di dighe senza dover ricorrere a programmi agli elementi finiti più specialistici e costosi.

## 5.2.3. APPROCCIO EULERIANO

#### Elementi fluidi

Nel mercato dei Software sono da tempo presenti programmi agli elementi finiti definiti "Multi Fisica", ovvero programmi in grado di risolvere continui in cui agiscono fenomeni fisici diversi tra loro. Tra questi c'è il programma ABAQUS, programma al cui interno sono presenti più solutori dedicati a problemi relativi alla meccanica dei solidi (ABAQUS Standard ed Explicit) e dei fluidi (ABAQUS CFD).

Questi solutori possono comunicare tra loro permettendo di studiare i problemi di interazione. Tutto questo in ABAQUS ha il nome di analisi in "co-simulazione". L'applicazione di questo metodo di analisi ha comportato molte difficoltà. Per questa ragione si ritiene poco utile una descrizione approfondita di questo metodo di calcolo.

## ELEMENTI ACUSTICI

In questo paragrafo si vuole introdurre il tema dell'interazione fluido-struttura valutata attraverso gli elementi finiti acustici. La prima considerazione da fare riguarda i limiti di questo approccio. Gli elementi acustici permettono di simulare la distribuzione della pressione nel mezzo fluido trascurando la viscosità e considerando la comprimibilità del fluido attraverso il "Bulk Modulus".

Una delle ipotesi di base per l'utilizzo di questo approccio riguarda i campi di variazione della pressione che devono essere riprodotti. Nel caso dell'interazione serbatoio-diga questa ipotesi si può ritenere valida se la diga ha una altezza modesta. Nel caso di dighe molto alte, superiori a 100 m, le variazioni di pressioni possono produrre cavitazione.

La soluzione del problema di interazione necessita la definizione di opportune condizioni al contorno. Quella più importante è assegnata al contatto tra fluido e struttura. Avendo già trattato questi argomenti nell'introduzione di questo capitolo si riportano di seguito solo alcune degli aspetti caratteristici associati all'uso di questi elementi finiti. Per maggiori informazioni si rimanda al paragrafo2.9.1 del manuale teorico di ABAQUS. L'esplicita simulazione del comportamento fisico del bacino accoppiato alla diga permette di tenere conto sia della comprimibilità dell'acqua sia

della dissipazione sui fondali, fenomeni di fondamentale importanza per la realistica valutazione della risposta strutturale della diga all'azione sismica.

SMORZAMENTO SUL FONDO DEL BACINO

Come noto dagli studi di Chopra (28) i depositi che si trovano sul fondo del bacino possono influenzare la risposta della struttura. Esiste infatti uno smorzamento dovuto al parziale assorbimento delle onde. Lo stesso autore mostrò come questo sia particolarmente influente sui risultati. Per questa ragione, nel caso in cui siano presenti depositi deformabili, è importante introdurre questo effetto a livello di modellazione. Per fare questo devono essere aggiunte delle condizioni al contorno del bacino particolari. In generale a partire dall'equazione delle onde piane  $\Delta p = -\frac{1}{c}\ddot{p}$  viene imposta una condizione sul fondo di questo tipo  $\frac{\partial p}{\partial n} = -q\dot{p}$ . Si impone quindi che la variazione della pressione nel tempo dipenda in maniera lineare dalla variazione della pressione in direzione normale al contorno.

In ABAQUS viene utilizzata una diversa formulazione del problema in cui compare anche un termine definito di "drag"  $\gamma$  del tipo  $\frac{\partial p}{\partial x} + \gamma \, \dot{u}_f + \rho_f \ddot{u}_f = 0$ . Lo smorzamento sul contorno viene introdotto sotto forma di "Impedance" oppure di "admittance" (l'inverso del precedente). Questa grandezza è definita attraverso due coefficienti  $k_1$ e  $c_1$  nel seguente modo  $\dot{u}_{OUT} = \frac{1}{k_1} \dot{p} + \frac{1}{c_1} p$ .

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con ABAQUS per un serbatoio in cui è presente lo smorzamento sul contorno con  $q = 0.992 x 10^{-4}$ sec/m confrontato con il caso in cui il fondo del bacino è considerato rigido.



Figura 5.2 Effetto dello smorzamento sul fondo del serbatoio sullo spostamento relativo del concio centrale della diga di riferimento.

Il grafico mostra la forte influenza dello smorzamento sulla risposta della struttura. Come si osserva c'è una netta riduzione della risposta per effetto dello smorzamento sul fondo del bacino.

## 5.2.4. RISULTATI ANALISI

Le analisi svolte documentate nell'ALLEGATO di questa tesi hanno mostrato quanto siano importanti gli effetti dell'interazione fluido struttura. Tutti gli approcci utilizzati hanno portato infatti ad un aumento della risposta sismica della diga maggiore del 25%.

Da un confronto con i risultati ottenuti dalle analisi in cui si era trascurato l'effetto di interazione fluido-struttura si capisce come questo sia fondamentare per una corretta rappresentazione della risposta. Dai risultati ottenuti con i differenti metodi di valutazione di questi effetti si può inoltre affermare che i diversi approcci portano a risposte diverse ma dello stesso ordine di grandezza.

Le medie degli spostamenti e delle tensioni sono rispettivamente pari a 36 mm e 5.24 MPa. La deviazione standard delle tensioni ottenuta per questo piccolo campioni di risultati è di 0.56 MPa, tale da non influenzare in maniera significativa le valutazioni della sicurezza.

Tabella 5.1 Confronto dei risultati ottenuti con le analisi (piane) di interazione fluido-struttura effettuate sul concio più alto della diga di riferimento.

APPROCCIO	Spostamento Relativo [mm]	Tensione alla Base [MPa]
Trascurando l'interazione fluido-struttura	25	3.42
Pressione idrodinamica (Westergaard)	39	5.14
Massa aggiunta (Fenves e Chopra)	34	4.64
Massa aggiunta (Westergaard)	38	6.13
Approccio lagrangiano	40	5.37
Elementi fluidi	n.d.	n.d.
Elementi acustici	32	4.93

Alla luce di questi risultati è possibile dire che per il caso studio di riferimento il metodo di calcolo non influenza in maniera significativa i risultati. L'influenza dell'altezza della diga in questi confronti potrà essere studiata in futuro.

Si fa notare come la pressione idrodinamica data da Westergaard permetta una modellazione semplice e porti a risultati che vanno a favore di sicurezza. Nel prossimo capitolo si utilizzerà questo approccio per mostrare gli effetti dell'interazione con la fondazione.

## 5.3. SISTEMA FONDAZIONE-STRUTTURA

L'interazione tra la fondazione e la struttura è un argomento trattato ampiamente in letteratura. Questa problematica riguarda tutti quei casi in cui la fondazione non può essere considerata rigida. In tali casi la sua deformabilità ha degli effetti sulle azioni agenti sulla sovrastruttura, effetti particolarmente rilevanti quando si affronta la risposta dinamica delle strutture ai terremoti.

Per introdurre il problema si riporta di seguito una parte dell'introduzione del libro del Prof. Wolf (55).

In a standard dynamic structural analysis either the load or the displacement is specified in every point of the structure. In soil-structure-interaction analysis this is not the case, because the load acting on the structure or its displacement is only known after the response has been determined.

The soil is in most cases a semi-infinite medium, an unbounded domain, or so large in extent that the simultaneous modeling together with the structure is impractical. In a dynamic problem it is insufficient to prescribe a zero displacement at a large distance from the structure, as is routinely done in statics. It is assumed, however, that once the waves leave the zone of interest, they will not return during the times of the analysis. It is thus ensured that only outgoing waves are present in the actual interaction analysis. This avoids an infinite energy buildup and will result in damping (called radiation damping) occurring even in an elastic unbounded system. The radiation condition will also lead to a boundaryvalue problem with a unique solution in an unbounded domain.

La prima differenza che caratterizza i metodi di calcolo attualmente disponibili riguarda la modellazione della fondazione. Si parla di metodo della sottostruttura o metodo indiretto, quando il volume del terreno viene sostituito con condizioni al contorno applicate direttamente alla base la struttura o al massimo all'esterno della zona di transizione e di metodo diretto quando il volume di materiale che costituisce la fondazione viene modellato con la struttura (il che produce un aggravio dell'onere computazionale). Un'altra caratteristica che contraddistingue i metodi di analisi riguarda la variabile tempo, l'interazione suolo-struttura può essere trattata sia nel dominio delle frequenze che nel dominio del tempo, quest'ultimo approccio è particolarmente utile nelle analisi svolte seguendo il metodo diretto. Un classico esempio di trattazione del problema nel dominio delle frequenze è lo studio effettuato da Chopra e Fenves (26). All'interno di questi differenti approcci esiste il problema delle condizioni al contorno da dover imporre sui contorni della fondazione, un argomento che ha coinvolto molti studiosi.

Per affrontare il caso specifico delle dighe verrà fatto riferimento al bollettino 52 dell'ICOLD. Per maggiori approfondimenti sui concetti fondamentali dell'interazione suolo struttura si rimanda al testo di Nuti e Pinto (42) e per poter affrontare nello specifico l'argomento nel dominio del tempo si rimanda al testo di John P.Wolf (55).

#### 5.3.1. METODO DIRETTO

Uno degli aspetti specifici delle analisi sismiche condotte sulle dighe è la necessità di verificare gli effetti di interazione tra la fondazione e la struttura. Il moto sismico dei punti superficiali della fondazione è diverso se si considera la presenza o meno della struttura sopra di essa. Questo viene ben descritto dalla figura che segue dove il problema viene scomposto in due sotto problemi: quello relativo alle condizioni di "free field" e quello relativo al sistema diga-fondazione.



Lo spostamento del sistema diga-fondazione può essere stimato come somma di: spostamento del terreno  $\tilde{v}$ , spostamento dinamico della struttura v e spostamento statico generato dagli effetti della interazione tra i due sistemi  $v^s$ .

Figura 5.3 Rappresentazione del dominio che rappresenta la fondazione in condizioni di "free field" e nella situazione relativa alla presenza della diga.

Le interazioni fondazione struttura possono essere suddivise in due parti: l'interazione cinematica e quella inerziale. La prima è prodotta dall'aver vincolato la superficie del terreno alla base della diga, la seconda è prodotta dalla massa della struttura che applica delle forze in fondazione modificandone il moto (42). Nel caso specifico delle dighe entrambe gli effetti diventano rilevanti.

Con il metodo diretto, al prezzo di un onere computazionale maggiore, si modella una porzione della fondazione. Si suddivide quindi la fondazione in due parte: la parte modellata e vincolata alle estremità (near-field) e la parte che si estende all'infinito (far-field) che non viene considerata nel modello. Uno degli aspetti fondamentali del problema è riprodurre in maniera corretta il contatto tra queste due parti.

In ambito sismico il primo aspetto da dover considerare è la corretta riproduzione del segnale applicato alla struttura. In condizioni di campo libero, cioè prima della costruzione della diga, il moto della fondazione può essere descritto attraverso l'equazione di equilibrio dinamico:

Eq. 167  $\widetilde{\mathbf{M}} \, \ddot{\mathbf{a}} + \widetilde{\mathbf{C}} \, \ddot{\mathbf{a}} + \widetilde{\mathbf{K}} \, \widetilde{\mathbf{a}} = \mathbf{F}_{\mathrm{r}}$ 

Con:

Eq. 168  $F_r = -\widetilde{M}\ddot{v}_g r$ 

L'equazione del moto del sistema diga-fondazione dopo la costruzione della diga (Figura 5.3) sarà uguale a:

Eq. 169 
$$\overline{M} \, \overline{a} + \overline{C} \, \overline{a} + \overline{K} \, \overline{a} = F_r$$

Con:

Eq. 170  $\boldsymbol{F}_r = -\overline{\boldsymbol{M}}\boldsymbol{\ddot{\boldsymbol{\nu}}}_q\boldsymbol{r}$ 

Come mostrato in Figura 5.3, le caratteristiche dei due sistemi sono legati dalla seguente relazione:

Eq. 171  $\overline{M} = \widetilde{M} + M$ 

Generalmente per le strutture comuni si utilizza come input sismico alla base il segnale cosiddetto di "free field". Per opere di grandi dimensioni come le dighe si pone il problema di valutare se questa ipotesi è ancora valida. Nel caso non lo sia bisogna provvedere alla deconvoluzione del segnale sismico. In (56) si dimostra per quali condizioni è lecito continuare ad utilizzare il segnale free-field arrivando a riscrivere le equazioni dinamiche del sistema fondazione struttura nel seguente modo:

Eq. 172 
$$\overline{M}\ddot{a} + \overline{C}\dot{a} + \overline{K}a = [\overline{M}\ \overline{K}^{-1}K - M]\ddot{a}$$

L'equazione dinamica che governa la risposta del sistema diga-fondazione corrisponde a quella di un sistema che ha le caratteristiche del sistema diga-fondazione, gli spostamenti del sistema diga isolato e le forze sismiche date dall'accelerazione di "free field" moltiplicate per una massa pari a  $[\overline{M} \ \overline{K}^{-1} K - M]$ .

Come si evince dalla formula se la rigidezza del sistema diga fondazione è molto maggiore di quello della struttura si ha:  $\overline{M} \ \overline{K}^{-1}K - M \approx -M$ . Le forze sismiche sono pari a quelle generate dalla massa della sola struttura quando viene applicato un'azione sismica pari al "free field".

L'altro aspetto da dover considerare utilizzando un approccio diretto è la riproduzione della condizione di non riflessione sui contorni finiti della porzione della fondazione. Nel passato questo veniva riprodotto allontanando i contorni del dominio della fondazione. Questo approccio si è rivelato troppo oneroso dal punto di vista computazionale portando allo sviluppo di differenti modi di riprodurre quello che viene definito "radiational damping". L'argomento che verrà trattato nel prossimo paragrafo.

Una discriminante importante nella trattazione del problema di interazione fondazione struttura è rappresentata dalla massa della fondazione. Come proposto da Clough (1980), questa può essere trascurata applicando ai contorni il segnale sismico. Questo modo di simulare l'interazione semplifica notevolmente il problema ma può portare a delle valutazioni molto conservative (57) (58). Utilizzando delle fondazioni prive di massa (mass-less foundation) e tenendo conto della sola deformabilità viene meno il problema del radiational damping. Considerare la massa e lo smorzamento isteretico dei materiali che compongono la fondazione pone però il problema della loro valutazione. Nei paragrafi successivi si cercherò di mostrare le dipendenze di questi parametri sulla risposta della diga.

## SMORZAMENTO SUL CONTORNO

Per poter effettuare un'analisi di interazione terreno struttura utilizzando un approccio diretto, occorre scegliere con quale modalità introdurre lo smorzamento dovuto all'isteresi del materiale che costituisce la fondazione e quella dovuta all'irraggiamento. La prima può essere assegnata come proprietà del materiale la seconda deve essere introdotta nel modello sotto forma di smorzatori.

Se si fa riferimento ad un'asta di lunghezza finita nella quale viaggia un onda meccanica si possono valutare le caratteristiche dello smorzatore da posizionare alla estremità tale che non vi siano riflessioni dell'onda (per maggiori info vedi pag. 78 Wolf). In questo caso si dimostra che vale:

 $N + c \, \dot{u} = 0$ 

Dove *c* è dato da:

 $c=\rho A v$ 

Dove  $v_i$  è la velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio, rispettivamente pari a:  $v_c = \sqrt{(E/\rho)}$ ,  $v_s = \sqrt{(G/\rho)}$ . Il legame appena descritto può essere sfruttato per simulare gli effetti dell'irraggiamento generati sui bordi del modello della fondazione. Per fare questo occorre posizionare su ogni nodo del contorno verticale di estremità degli smorzatori.

Se facciamo riferimento ad un metro quadro del contorno della fondazione, ad un modulo elastico  $E_f = 41\,550\,MPa$  al relativo modulo di taglio  $G_f = 17\,312\,MPa$  (coefficiente di poisson  $\nu = 0.2$ ) e ad un peso specifico del materiale pari a  $\rho_f = 2,730 ton/m^3$  otteniamo i seguenti valoti di *c*:

 $c_c = 10\ 650\ \text{kN}\ s/m\ (al\ m^2)$  per onde di compressione

 $c_s = 6875 \text{ kN}s/m (al m^2)$  per onde di taglio.

Nei prossimi paragrafi mostreremo l'utilizzo di questi semplici smorzatori per la risoluzione di un problema di interazione diga-fondazione nel dominio del tempo.

Un altro dei metodi oggi disponibili per l'introduzione dello smorzamento generato dall'irraggiamento è rappresentato dall'uso di speciali elementi finiti definiti "infinite element".

I primi ad introdurre questi elementi nell'ambito delle analisi dinamiche furono Lysmer e Kuhlemeyer (1969). Questi particolari elementi non sono altro che l'estensione al caso bidimensionale e tridimensionale degli smorzatori. Rispetto al caso precedente l'onda avrà una direzione generica di propagazione che inciderà sul contorno secondo una certa inclinazione.

Grazie agli elementi infiniti è possibile riprodurre lo smorzamento delle onde ortogonali. In tal senso il tipo di smorzatori può essere definito ancora con il nome di "quiet boundary" per i quali parte dell'onda non ortogonale viene riflessa, anziché "silent boundary" per i quali l'eliminazione delle onde riflesse è completa.

Generalmente le onde non si propagano in direzioni ortogonali al contorno, possono in questo modo generarsi delle onde di superficie alla Rayleigh così come onde di Love. In conclusione, questo tipo di "quiet boundary" sono molto efficaci quando si fa in modo che la direzione principale delle onde sia ortogonale ai contorni all'infinito o quando vengono evitate situazioni in cui possono generarsi onde di Rayleigh e Love (per esempio facendo in modo che le onde incontrino la superficie libera ortogonalmente).

Dal momento che questo tipo di smorzamento non è completo bisogna in ogni caso mantenere una certa distanza tra la struttura di interesse e il contorno.

#### 5.3.2. METODO INDIRETTO

Molto spesso, al fine di ridurre i tempi necessari per le analisi si cerca di ridurre al minimo la dimensione del modello. La modellazione di parte della fondazione della struttura all'interno di un programma agli elementi finiti influenza notevolmente il tempo di analisi, oltretutto il volume del terreno deve avere delle dimensioni tali per cui le onde riflesse dai contorni della fondazione venga dissipata. Per far si che avvenga questo il volume della fondazione deve essere 3-5 volte l'altezza della diga.

Visto che il nostro interesse è la risposta della diga si può pensare di concentrarsi soprattutto sulla sua modellazione. Per fare questo esiste un metodo alternativo per lo studio delle interazioni tra diga e fondazione. Questo metodo sfrutta i cosiddetti "quiet boundary", particolari condizioni al contorno imposte alla base della diga in grado di riprodurre gli effetti prodotti dalla fondazione sotto di essa. Un noto programma in grado di fare questo è EACD 3D, un codice di calcolo sviluppato da Chopra e Wang per effettuare analisi 3D di dighe ad arco (59). In questo programma è possibile tener conto anche del moto non sincrono alla base, argomento non trattato nella presente tesi.

Analogamente a quanto visto precedentemente, sfruttando il metodo della sottostruttura, si divide il problema nei due sotto-problemi descritti nella seguente figura.



Figura 5.4 Rappresentazione del metodo indiretto con l'introduzione delle condizioni al contorno.

L'equazione che descrive il comportamento dinamico del "problema 2" è la seguente:

Eq. 173  $\boldsymbol{M}_{c} \, \ddot{\boldsymbol{a}}_{c} + \boldsymbol{C}_{c} \, \dot{\boldsymbol{a}}_{c} + \boldsymbol{K}_{c} \, \boldsymbol{a}_{c} = -\boldsymbol{M}_{c} \, \boldsymbol{r}_{c} \, \ddot{\boldsymbol{\nu}}(t) + \, \boldsymbol{R}_{f}(t)$ 

Dove:

-  $a_c$  rappresenta il vettore spostamento degli elementi finiti del modello;

-  $R_f(t)$  sono le forze di interazione, diverse da zero solo alla base della diga. Se risolviamo il "problema 1" nel dominio delle frequenze, sia  $\ddot{v}(t) = e^{i\omega t}$ quindi la nuova equazione del moto della struttura nel dominio delle frequenze:

Eq. 174 
$$(-\omega^2 M_c + i\omega C_c + K_c)\overline{a}_c(\omega) = -M_c r_c + R_f(\omega)$$

Come detto precedentemente l'interazione avviene alla base della diga. Dividiamo allora il vettore spostamento e conseguentemente il vettore delle forze di interazione in due parti:

Eq. 175 
$$\overline{a}_c = \left\{ \begin{matrix} \overline{a} \\ \overline{a}_b \end{matrix} \right\}$$
  $R_f = \left\{ \begin{matrix} \mathbf{0} \\ R_b \end{matrix} \right\}$ 

Avendo adesso identificato i punti alla base possiamo riscrivere il vettore delle forze di interazione in funzione degli spostamenti alla base:

Eq. 176  $\boldsymbol{R}_{b}(\omega) = \boldsymbol{S}_{b}(\omega) \overline{\boldsymbol{a}}_{b}(\omega)$ 

Incorporiamo adesso  $S_b(\omega)$  in una matrice più grande, in modo da poterla introdurre nella equazione di equilibrio dinamico:

Eq. 177 
$$\boldsymbol{S}_{c}(\omega) = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{S}_{b}(\omega) \end{bmatrix}$$

A questo punto l'equazione nel dominio delle frequenze diventa:

Eq. 178  $\left[-\omega^2 \boldsymbol{M}_c + i\omega \boldsymbol{C}_c + \boldsymbol{K}_c + \boldsymbol{S}_c(\omega)\right] \overline{\boldsymbol{a}}_c(\omega) = -\boldsymbol{M}_c \boldsymbol{r}_c$ 

Per poter stimare l'ampiezza degli spostamenti nel dominio delle frequenze  $\bar{a}_c(\omega)$ l'unica grandezza che rimane da stimare è il legame  $S_b(\omega)$  che lega spostamenti della base con le forze di interazione. Le dimensioni di  $S_b(\omega)$  dipendono ovviamente dal numero di gradi di libertà dell'interfaccia. Facciamo riferimento alla matrice  $m \times n$  riportata di seguito ed allo schema esemplificativo descritto nella figura seguente.



Figura 5.5 Valutazione dell'impedenza dinamica della fondazione

Il problema appena descritto consiste nella ricerca del cosiddetto "mixed boundary value". La procedura per la stima di questi parametri è svolta generalmente in due fasi. Prima si calcola la matrice di rigidezza imponendo spostamenti unitari (così come si fa per il calcolo della matrice di rigidezza delle strutture), poi si rilasciano i punti in cui la fondazione non è a contatto con la diga. Dopo aver fatto questo si può effettuare la condensazione della matrice  $S_b(\omega)$ .

Una volta stimata  $S_b(\omega)$  si può risolvere l'equazione nel dominio delle frequenze, quindi si può stimare  $\bar{a}_c(\omega)$  per ogni frequenza. La grandezza appena stimata viene quindi moltiplicata per la trasformata di Fourier associata al moto del terreno in campo libero  $\ddot{v}(t)$ . Con la trasformata inversa di Fourier del prodotto appena descritto si ottiene così la storia degli spostamenti nel dominio del tempo  $\bar{a}_c(t)$ .

Considerando l'alto numero di gradi di libertà e quindi di modi di vibrare, il tempo necessario per svolgere la procedura appena descritta potrebbe essere considerevole.

Per alleggerire il lavoro è possibile riscrivere il vettore spostamento utilizzando un set di coordinate generalizzate e delle deformate ad esse associate  $a_c(\omega) = \varphi z(\omega)$ . È stato stimato che bastano 5 coordinate generalizzate per descrivere con sufficiente precisione la risposta della diga.

RIGIDEZZA DINAMICA DI UNA FONDAZIONE SU UN SEMISPAZIO

L'interazione suolo struttura produce come è noto un aumento della deformabilità del sistema ed un aumento dello smorzamento. Nel caso in cui fossimo interessati alla sola descrizione del primo effetto potremmo ricorrere a differenti formulazioni di quella che può essere definita come rigidezza traslazionale. Una di queste formule viene fornita da Wolf (55):

 $K_H = G(1 + 5\nu^2)$ 

Dove: G è la rigidezza a taglio della roccia e v: è il coefficiente di Poisson.

Se facciamo riferimento ai dati riportati all'inizio del presente lavoro ( $E_f = 41550 Mpa$ ,  $\nu = 0.30$ ,  $G_f = \frac{E}{2(1+\nu)} = 15981 Mpa$ ) si ricava una rigidezza pari a 23172 Mpa.

Come si può osservare la formula precedente è frequenza indipendente. Se si vuole tenere conto delle influenze della frequenza  $\omega$  di eccitazione si possono utilizzare i grafici riportati da Gazetas (60) che esprimono il rapporto tra rigidezza ed il modulo di taglio,  $K_{x1}/G$  in funzione della frequenza adimensionalizzata  $a = (\omega B)/V_s$  (dove *B* e  $V_s$  sono rispettivamente la larghezza della fondazione e la velocità delle onde di taglio). Se considerassimo:  $\omega = 31,4 rad/s$ , B = 50 m e  $V_s = \sqrt{(G/\rho)} = 816 m/s$  con il valore di a = 1,92 otterremmo dal grafico un rapporto  $K_{x1}/G$  pari a 1,50. Dal modulo di taglio si ottiene quindi una rigidezza:  $K_{x1} = 1,5 G = 23972 Mpa$ . In alternativa si può infine calcolare la rigidezza da associare alla fondazione utilizzando le formule proposte da Mylonakis (61) in funzione dei parametri: G, B, L, a e.

## STUDI PRELIMINARI SULLA MODELLAZIONE DELLA FONDAZIONE

Nella presente tesi si è tenuto conto dell'interazione con la fondazione esclusivamente attraverso la sua modellazione, quindi utilizzando un metodo diretto. I concetti trattati nei paragrafi precedenti circa l'uso del metodo della sottostruttura potrebbero essere ripresi per un futuro studio e soprattutto per una sua implementazione in S.I.M.DAM. Nei paragrafi che seguono verranno fatti alcuni esempi per rafforzare i concetti visti precedentemente.

#### RIGIDEZZA (STATICA) DELLA ROCCIA DI FONDAZIONE

Nel testo di Wolf vengono fornite le rigidezze associate ad una striscia di fondazione che poggia sopra un semi spazio infinito di terreno. La forza sviluppata dal terreno per uno spostamento unitario della base della diga è pari a:  $K_H = G(1 + 5 * v^2)$ . Considerando un modulo elastico della fondazione di 41.55 *Gpa* ed un coefficiente di Poisson di 0,2, il corrispettivo modulo di taglio sarà pari a  $G = \frac{E}{2(1+v)} = 17.3GPa$ . La rigidezza del terreno calcolata con la formula appena riportata restituisce un valore di 20 775 000 *KN/m*<sup>3</sup>.

Se modelliamo una porzione di roccia di fondazione, di altezza e larghezza pari rispettivamente a 3 volte e 5 volte l'altezza della diga, e imponiamo degli spostamenti unitari alla base della diga, possiamo determinare la rigidezza dal valore delle forze orizzontali alla base. Questa risulta essere pari a 20 806 931 kN/m3. È evidente come i risultati siamo molto simili tra loro.

#### DIGA VUOTA SU FONDAZIONE FLESSIBILE (PERIODO PROPRIO)

Se ripetessi quanto fatto nel caso precedente introducendo la diga nel modello otterrei una rigidezza (statica) di 20 810 444 kN/m, praticamente identica a quella già ottenuta. Questa può essere vista come la rigidezza di due sistemi in serie in cui uno è molto più rigido dell'altro. L'interazione cinematica sembra essere trascurabile.

Pag. 178/350

Vediamo che effetti ha la deformabilità della roccia sul modo fondamentale della diga che come abbiamo visto per il caso di fondazione rigida è pari a 0,22 sec. Come mostrato dalla figura che segue, il periodo passa a 0,24, aumenta quindi di un fattore 1.12 (dal metodo semplificato di Fenves e Chopra tale fattore era stato stimato pari a 1.11).



Figura 5.6 Primo modo associato al sistema fondazione-struttura

Questo indica che la rigidezza calcolata trascurando la sua dipendenza dalla frequenza porta a risultati in linea con quelli riportati nelle trattazioni teoriche del problema.

#### ANALISI DINAMICA SISTEMA DIGA-ROCCIA DI FONDAZIONE

Per effettuare analisi dinamiche per prima cosa è necessario introdurre degli smorzatori al contorno. Il modello precedentemente analizzato ha una fondazione di dimensioni  $3H \times 5H$ , dove H è l'altezza della diga pari a 87.00 m, quindi una fondazione 261.00  $m \times 435.00 m$  che divisa in strisce 6 strisce orizzontali porta ad avere nodi di estremità distanziati di 43.50 m. Il valore da associare ai "dampers" sarà:  $c_c = 3368820 \times 43.50 = 146543670 kNs$ .

Nella figura che segue viene riportata la risposta del sistema al terremoto IT0104ya assumendo tre differenti ipotesi. Per meglio rappresentare le differenze non viene applicata nessuna forza statica iniziale.



Figura 5.7 Risposta dinamica di una diga al terremoto IT0104ya con differenti ipotesi per tener conto dell'interazione con la fondazione

Come si osserva dal grafico le risposte nel dominio del tempo di una diga rispettivamente su fondazione infinitamente rigida (non modellando la fondazione), fondazione flessibile senza smorzatori (dashpot) e con smorzatori sono sensibilmente diverse. In tutti i casi esaminati si è trascurata la massa e lo smorzamento isteretico della diga.

I massimi spostamenti si ottengono nel caso di diga su fondazione flessibile senza smorzatori. Nonostante queste differenze, gli spostamenti sembrano essere compresi 15.00 e 17.50 mm. Va fatto presente che nel caso appena esaminato è stata considerata una roccia molto rigida trascurando la sua massa ed il suo smorzamento.

## 5.3.3. INFLUENZA DELLA MASSA DELLA FONDAZIONE

Nelle analisi riportate finora si è fatta l'ipotesi di considerare la fondazione priva di massa. In questi casi l'interazione fondazione struttura è dovuta solo alla deformabilità della fondazione che si può caratterizzare attraverso il modulo elastico e il coefficiente di Poisson.

Molti autori, tra cui Chopra e Saouma, rimarcano l'importanza di tener conto della massa della fondazione e del suo smorzamento. È evidente che la caratterizzazione di queste proprietà è un'operazione molto delicata. Se venisse considerata una massa maggiore, la risposta tenterebbe ad amplificarsi, al contrario, con uno smorzamento della fondazione alto si otterrebbe una significativa riduzione della risposta.

Per questa ragione, almeno per questa fase di studio sono stati trascurati questi parametri aggiuntivi nelle analisi riportate al Capitolo 6.

Nelle figure che seguono vengono mostrati gli effetti prodotti nei primi 5 secondi del segnale IT0140ya da differenti ipotesi. Verranno confrontati i risultati ottenuti per due differenti modelli, nel primo si modella lo smorzamento attraverso elementi infiniti nel secondo si utilizzano degli smorzatori concentrati. I modelli utilizzati sono gli stessi riportati nell'ALLEGATO di questa tesi.

Nel primo modello ("infinite element model") sono stati riprodotti gli effetti di interazione prodotti da:

- rigidezza della fondazione (SA);
- rigidezza e massa della fondazione (SA\_Mass);
- rigidezza, massa e smorzamento isteretico della fondazione (SA\_Mass+MassDamp).

Nella Figura 5.8 viene confrontato il segnale sismico di free-field applicato alla base della fondazione (GA) con quello registrato in superficie.



Figura 5.8 Modifica del segnale free-field per ipotesi diverse di fondazione modellata con elementi finiti classici.

Come si può vedere la rigidezza della fondazione influenza in misura ridotta il segnale. Questo è in parte dovuto alle caratteristiche della roccia considerata nel presente studio il cui modulo elastico è pari a 1.7 volte quello del calcestruzzo. Gli effetti maggiori si ottengono introducendo la massa della fondazione. In questo caso si nota una certa amplificazione del segnale. Questa amplificazione è in parte compensata dall'introduzione dello smorzamento isteretico del materiale (5% calcolato con i coefficienti di Rayleigh). Introducendo uno smorzamento maggiore si può ottenere anche una riduzione del segnale sismico di partenza.
Lo studio è stato ripetuto utilizzando un modello in cui sono utilizzati degli smorzatori sul contorno all'infinito tarati sulla base delle velocità delle onde di taglio e di compressione in roccia. Rispetto al modello precedente, per ridurre ulteriormente la riflessione delle onde si è esteso il modello della fondazione per una estensione pari a 5 volte l'altezza della diga.

Come si può vedere dalla Figura 5.9 l'effetto della deformabilità della fondazione è quasi nullo. Viene invece confermata una leggera amplificazione del segnale nel caso in cui fosse aggiunta sia la massa che lo smorzamento isteretico.

Se confrontiamo i risultati ottenuti con i due modelli si osserva l'influenza dell'estensione del modello. Utilizzando un modello di fondazione più esteso si ottiene un maggior abbattimento delle onde per effetto dello smorzamento isteretico del materiale.



Figura 5.9 Modifica del segnale free-field per ipotesi diverse di fondazione modellata con elementi infiniti.

I risultati ottenuti sono fortemente influenzati dai parametri scelti per la massa della fondazione e soprattutto per lo smorzamento isteretico che rimane uno dei grandi quesiti riguardanti la valutazione del comportamento sismico delle dighe.

Nell'ALLEGATO di questa tesi sono stati riportati i risultati delle analisi dinamiche al passo effettuate sui modelli appena confrontati. Dai risultati, ottenuti trascurando la massa e lo smorzamento, si è dedotto che il metodo con il quale viene considerata l'interazione fondazione-struttura influenza la risposta della diga. Il modello che sfrutta gli elementi infiniti porta spostamenti e tensioni più elevate.

## 5.4. INTRODUZIONE ALLE ANALISI NON LINEARI

Le dighe in calcestruzzo sono state progettate più di cinquanta anni fa con metodi considerati oggi obsoleti limitando l'uso del comportamento in campo lineare. Questa ipotesi è ancora valida per analisi riferite a combinazioni di carico usuali. Nel caso di azioni estreme quali un'onda di piena oppure un terremoto è ammissibile che la diga possa subire dei danneggiamenti anche importanti. In un contesto come quello italiano in cui le dighe sono state progettate utilizzando azioni sismiche inferiori a quelle richieste dalle nuove normative, il campo delle analisi non lineari diventa di fondamentale importanza.

Le normative suggeriscono di svolgere analisi non lineari nel caso in cui da analisi lineari si ottenga uno stato tensio-deformativo non ammissibile. La normativa americana USACE (13) (62), propone anche dei criteri per valutare se le analisi lineari sono sufficienti a rappresentare il comportamento della diga.

La scelta di passare ad analisi non lineari non è motivata esclusivamente dalla necessità di simulare l'apertura delle fessure nel calcestruzzo. Uno degli aspetti che predominano nel comportamento dinamico delle dighe è infatti la corretta modellazione dei giunti di costruzione e di tutte quelle superfici di debolezza che possono influenzarne la risposta.

Da quanto detto si evince che le non linearità principali che intervengono nella valutazione della risposta sismica delle dighe in calcestruzzo sono gli scorrimenti delle superfici di debolezza e l'apertura delle fessure nel corpo diga.

## 5.5. VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO

L'origine di quella che può definirsi "contact mechanics" risale al 1882, anno in cui Heinrich Hertz pubblicò il suo lavoro sul "contatto dei solidi elastici". Dalla risoluzione del problema di contatto di due sfere risolto da Hertz sono stati fatti molti passi in avanti. Oggi è possibile modellare la stragrande parte dei legami presenti nelle applicazioni pratiche.

Nel caso delle dighe e per i fini di questo studio sulla risposta sismica delle dighe, l'interesse principale è quello di riprodurre il semplice legame attritivo tra le superfici di contatto che possono formarsi tra la base del corpo diga e la fondazione oppure tra i conci verticali della diga a contatto. Quest'ultimo è fondamentale per lo studio del comportamento delle dighe ad arco.

In questo capitolo si affronterà il tema dello scorrimento alla base della diga, argomento già trattato ampiamente attraverso le analisi semplificate. In particolare si assumerà che la superficie di debolezza sia quella del contatto diga-roccia. I due aspetti fondamentali saranno la corretta riproduzione delle pressioni trasferite all'interfaccia dei due corpi in contatto e la efficienza del metodo di calcolo utilizzato per lo scorrimento. Questi aspetti verranno trattati utilizzando ABAQUS all'interno del quale sono implementati diversi metodi.

#### 5.5.1. GRANDEZZE CINEMATICHE

In ABAQUS ci sono differenti modi per modellare i giunti. Uno di questi usa coppie di superfici. Una superficie sarà definita "master" l'altra "slave". Queste superfici non hanno nodi in comune ma possono avere nodi con le stesse coordinate.

Prima di definire i legami tra le superfici è necessario assegnare un sistema di riferimento su ogni punto della superficie master. Ad ogni elemento viene associata una normale. La normale in un punto qualsiasi della superficie sarà la combinazione lineare delle normali degli elementi. Una volta definito un vettore normale variabile lungo la superficie master, per ogni nodo della superficie slave viene calcolato il punto  $X_0$  intersezione tra la superficie master e la normale passante per quel nodo. Dalla normale si ottiene facilmente il vettore tangenziale. Rispetto a questi due riferimenti si può calcolare l'apertura, la chiusura e lo spostamento tangenziale. Si riporta di seguito una figura esplicativa sulla definizione delle normali.



Figura 5.10 Sistemi di riferimento utilizzati per impostare il legame tra le superfici

Se le superfici non sono a contatto è possibile calcolare l'apertura tra le superfici dalla distanza tra il nodo sulla superficie slave e la superficie master (rispetto alla normale). Se le superfici sono a contatto il nodo può trovarsi sulla superficie master oppure oltrepassarla. In questo ultimo caso c'è una penetrazione dei nodi definita "overclosure". Il programma in questo caso deve poter correggere questo spostamento introducendo delle forze che riportano il nodo sulla superficie master.

#### 5.5.2. COMPORTAMENTO NELLA DIREZIONE NORMALE E TANGENZIALE

Il comportamento non lineare tra le superfici può essere modellato attraverso il metodo "*surface to surface interaction*" descritto in (63). Con questo metodo si assegna alla coppia di superfici un determinato legame tra gli spostamenti e le forze che queste si scambiano.

Nel caso esaminato le zone a contatto sono quelle alla base della diga e sulla superficie della fondazione ed il fenomeno che dobbiamo simulare è lo scorrimento.

Pag. 184/350

Per poter riprodurre l'attrito tra le superfici il legame dovrà riprodurre sia il comportamento normale che quello tangenziale.

Nel primo caso si può assegnare un legame definito *"hard contact"* che riproduce l'apertura e la chiusura dei giunti. Il legame *"hard contact"* è impostato nel seguente modo:

p=0 per h<0

 $h=0 \quad per \quad p>0$ 

Dove p è la pressione normale alla superficie e h rappresenta l'overclosure .

Per quanto riguarda la direzione tangenziale, è possibile associare una relazione tra lo spostamento tangenziale relativo e le forze normali e tangenziali agenti. Nel modello "coulomb friction", che vedremo successivamente, lo spostamento tra le superfici è nullo fino a che non viene raggiunta la resistenza a taglio calcolata come prodotto tra l'angolo di attrito  $\mu$  e pressione normale *p*. ABAQUS utilizza differenti metodi per imporre lo spostamento nullo tra le superfici.

A tal proposito ABAQUS distingue la fase elastica di "sticking" da quella di scorrimento di "sliding". Quest'ultima dipenderà naturalmente dall'angolo di attrito. Per quanto riguarda la fase di sticking è possibile definire il massimo spostamento relativo  $\gamma_{crit}$  tra le superfici inserito negli input come percentuale della lunghezza media degli elementi delle superfici a contatto. La rigidezza sarà valutata dal programma in modo da far coincidere lo spostamento con la massima resistenza a taglio raggiunta; in formule:

 $k_s = \frac{\tau_{crit}}{\gamma_{crit}}$ 

Da come è impostato il problema la rigidezza  $k_s$  varia durante le analisi. Maggiori informazioni possono essere trovate nel manuale teorico del programma al Par. 5.2.3.

Oltre al legame attritivo tra le superfici è possibile tener conto di una modesta resistenza a trazione tra le superfici a contatto (utile per riprodurre la coesione apparente).

5.5.3. LEGAME ATTRITIVO ALLA COULOMB

Facendo riferimento a quanto descritto nei paragrafi precedenti, ABAQUS valuta se le due superfici sono a contatto (tramite il parametro "clearance") e se lo sono applica la regola che lega gli sforzi normali e quelli tangenziali. Alle superfici di contatto è possibile associare differenti modelli, quello che useremo è il classico modello di Coulomb.

Quando le superfici sono a contatto si trasmettono sia tensioni tangenziali che normali. Il modello caratterizza il comportamento a scorrimento dell'interfaccia facendo ricorso al coefficiente di attrito  $\mu$ . Vediamo in breve come viene valutato lo scorrimento. La superficie non scorre fin quando le tensioni di taglio non superano il valore di :

 $\tau_{crit} = \mu \, p$ 

Dove  $\mu$  è il coefficiente di attrito e p è la pressione tra le due superfici. Superata questa resistenza si passa alla fase di scorrimento. Uno dei problemi principali di questo metodo è proprio il passaggio dalla fase di "sticking" a quella di "sliding".

Questo passaggio può provocare dei problemi numerici. Da questo punto di vista il comportamento a taglio può essere modellato usando due approcci:

- "penalty fiction formulation" con l'utilizzo di uno scorrimento elastico ammissibile che esiste quando le superfici a contatto sono ancora nella fase di "sticking";
- "Lagrange fiction formulation".

Per quanto riguarda la fase di "sliding" il codice è anche in grado di distinguere tra coefficiente di attrito statico e dinamico utilizzando una funzione di decadimento. Il criterio di rottura di Coulomb presenta anche caratteristiche aggiuntive: la possibilità di introdurre un valore di resistenza a taglio limite  $\tau_{max}$ , estensione al caso dei materiali non isotropi, e la introduzione del coefficiente di attrito secante. Queste opzioni non sono state utilizzate nelle analisi riportate nel seguito.

Secondo il metodo che si sta descrivendo, tra le superfici a contatto non avviene uno scorrimento se il valore del taglio equivalente:

$$\tau_{eq} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$$

Non supera il valore del taglio critico definito come:

 $\tau_{crit} = min(\mu p, \tau_{max})$ 

Dove  $\mu$  è il coefficiente di attrito, p è la pressione agente tra le superfici e  $\tau_{max}$  è il valore limite imposto dall'utente. Il coefficiente di attrito  $\mu$  può dipendere dalla pressione p, dalla velocità di distorsione  $\dot{\gamma}_{eq}$ , dalla temperatura e da altre variabili definite dall'utente.

Come accennato ABAQUS usa due tipi di approcci per trattare la fase precedente lo scorrimento delle superfici ( nel programma si fa riferimento a "elastic stick formulation" and "Exact stick formulation"). Di "default" il programma considera questa fase usando un comportamento rigido - elastico. La rigidezza equivalente è calcolata facendo riferimento al valore dello spostamento  $\gamma_{crit}$  ( se non specificato il programma considera questa grandezza pari allo 0,5% della lunghezza media di tutti gli elementi a contatto del modello).

La rigidezza equivalente viene calcolata facendo riferimento alla coppia di valori  $\gamma_{crit}, \tau_{crit}$ . In alternativa, la fase di non scorrimento, precedentemente definita di "sticking" può essere trattata utilizzando una formulazione che sfrutta i moltiplicatori di Lagrange. In tal caso lo spostamento può essere imposto nullo. Questa procedura simula meglio la fase di assenza si scorrimento ma aumenta i tempi di analisi ed influisce sulla convergenza.

In alternativa al criterio di rottura di Coulomb è anche possibile riprodurre gli effetti di assenza di scorrimento utilizzando il tipo di comportamento a taglio denominato "rought" (nessun limite alle tensioni tangenziali e nessuno scorrimento).

#### 5.5.4. RISULTATI DELLE ANALISI DI SCORRIMENTO

In ALLEGATO sono riportati i risultati delle analisi di scorrimento effettuate su modello piano. In particolare si mostreranno le differenze ottenute utilizzando differenti metodi numerici per imporre le condizioni di passaggio dalla fase di sticking a quella di sliding. Si confronterà il "penalty method con l'augmented lagrangian method.

Verranno inoltre riportati i confronti tra le analisi semplificate effettuate con S.I.M.DAM e quelle agli elementi finiti effettuate per i 7 accelerogrammi spettrocompatibili con il Sito A.

### 5.6. ANALISI DI FESSURAZIONE

Tra i fenomeni finora esaminati l'apertura delle fessure è quello che richiede l'onore computazionale e teorico più alto. Nonostante tutti gli sforzi che si possono dedicare a questo studio è molto difficile riprodurre con accuratezza l'effettivo valore dell'apertura di una fessura.

Oggi sono a disposizione molti metodi per valutare il comportamento in campo non lineare del calcestruzzo. Nel presente capitolo tratteremo il modello proposto da Lee e Fenves (47), una modifica del modello presentato da Lubliner nel 1989 (64) che ha preso il nome di "damage plasticity model". Grazie a questo modello sarà possibile introdurre, sia a livello teorico che nelle analisi, l'evoluzione della deformazione plastica e il danneggiamento graduale delle caratteristiche del calcestruzzo per effetto delle azioni cicliche di origine sismica.

In questo modello non si tiene conto della pressione interstiziale dell'acqua in condizioni dinamiche, fenomeno che richiede degli studi ancora più approfonditi. Questo tema è stato al centro dei lavori condotti dal Prof. Victor Saouma che ha anche sviluppato, insieme al suo gruppo di ricerca un programma agli elementi finiti chiamato Merlin (24).

Le modifiche normative richiedono di dover valutare la formazione di danneggiamenti minori per terremoti di entità modesta e di danneggiamenti maggiori per i terremoti allo Stato Limite di Collasso. Alla luce di questo, si prospetta una sempre maggiore applicazione delle analisi dinamiche non lineari nel campo delle dighe. Se da un punto di vista teorico questa sembra la strada migliore, dal punto di vista pratico può presentare delle grosse difficoltà. Metodi così complessi richiedono infatti una maggiore preparazione teorica di coloro che svolgono le analisi, concetto rimarcato nel recente bollettino ICOLD sulle analisi numeriche (48).

Come vedremo uno degli aspetti più controversi dei modelli non lineari è la definizione degli input richiesti dai modelli. Molti di queste informazioni sono infatti di difficile valutazione ed introducono nella valutazione della risposta delle dighe un ulteriore termine di incertezza.

#### 5.6.1. INTRODUZIONE AI MODELLI CONTINUI

Le strutture così come i provini di materiale possono essere considerati come un insieme di componenti unitarie. Lo scopo dei metodi costitutivi è quello di descrivere il legame tra le deformazioni di questi elementi e le forze che questi si scambiano. Esistono due differenti modelli per rappresentare i modelli costitutivi: quelli continui e quelli discreti. Nel primo le unità elementari sono infinitesime ed il legame tra essi è espresso in termini di rapporto tensioni deformazioni. Nei modelli discreti, generalmente utilizzati per descrivere il comportamento di elementi monodimensionali come travi, il legame è espresso come rapporto tra forze e spostamenti in particolari sezioni.

Uno dei modelli continui più noti è quello proposto da Hook per descrivere il comportamento di un materiale lineare ed isotropo. Abbandonando le ipotesi alla base di questo modello si possono ottenere differenti descrizioni del comportamento anisotropo e non lineare dei materiali, la teoria della plasticità ne è un esempio.

Uno dei modelli plastici più comuni è quello basato sulla "flow plasticity theory". Alla base di questi modelli c'è la suddivisione della deformazione in una parte elastica ed una parte plastica calcolate con l'ipotesi di rigidezza elastica costante.

Quando il modulo di rigidezza viene considerato variabile, in relazione ad un fenomeno di degrado del materiale, si parla invece di modelli di danneggiamento. Uno dei pionieri della "continuum damage mechanics" fu Kachanov che descrisse il comportamento di un materiale attraverso un parametro scalare con il quale riduceva la sua matrice di rigidezza elastica. A partire da questo furono sviluppati modelli più complessi per tenere conto della anisotropia del materiale usando dei principi di equivalenza delle deformazioni o dell'energia.

Un tipo particolare di modello costitutivo particolarmente adatto al calcestruzzo è lo "smeared crack model". In maniera analoga alla teoria della plasticità anche qui si divide la deformazione in due, in questo caso si parla però di "cracking strain", strettamente legata alla forza di trazione tra le fessure. Questi modelli sono nati intorno agli anni sessanta quando si considerava la direzione dell'apertura della fessura fissa e le forze di taglio in maniera approssimata (attraverso dei fattori). Oggi sono disponibili anche modelli in cui il sistema di riferimento associato al materiale ortotropo può cambiare denominati "rotating crack models".

Al fine di descrivere il comportamento dei materiali spesso si fa ricorso a più modelli, un classico esempio di questa soluzione è quello dei modelli che sfruttano contemporaneamente la teoria della plasticità e del danneggiamento.

Tutti i modelli appena trattati sono di carattere tensoriale, ed in quanto tali hanno il problema di dover garantire la loro indipendenza dal sistema di riferimento scelto, problema by-passato dai moderni modelli "microplane". Per poter trattare in modo ancora più generale il materiale si può infine utilizzare il "micropolar continua model" proposto dai fratelli Cosserat, basato sul rapporto tra deformazione generalizzata e tensione generalizzata.

Nel prossimo paragrafo si entrerà nei dettagli del metodo di analisi non lineare proposto da Lee e Fenves che permette di tener conto della plasticità e del danneggiamento.

5.6.2. INTRODUZIONE AI MODELLI DI PLASTICITÀ E DANNEGGIAMENTO

I modelli elastoplastici sono molto utili quando in fase di scarico la rigidezza del materiale non varia; si pensi ad esempio al caso dei metalli - Figura (a). I modelli di danneggiamento sono invece adatti quando nelle fasi di carico e scarico avviene una riduzione della rigidezza – Figura (b).

Se il materiale interposto tra due fessure rimanesse elastico ed i difetti potessero chiudersi perfettamente, il ramo di scarico del diagramma tra tensioni e deformazioni ritornerebbe al punto di origine. Nei materiali reali di solito sono presenti sia le deformazioni permanenti sia riduzioni di rigidezza – Figura 5.11 (c). Per questa ragione si è andati alla ricerca di modelli in grado di combinare modelli plastici e modelli di danneggiamento.



Figure 2.7: Typical stress-strain diagrams of a) elastic-plastic material, b) elastic-damageable material, c) elastic-plastic-damageable material

*Figura 5.11 Descrizione di tre differenti comportamenti del materiale: (a) elasto-plastico, (b) elastico con danneggiamento, (c) elasto-plastico con danneggiamento* 

5.6.3. CONCRETE DAMAGE PLASTICITY PER IL CALCESTRUZZO

Il modello definito con il nome "damaged plasticity" ed implementato in programmi agli elementi finiti come ABAQUS è quello proposto da Lubliner et al. (1989) e Lee e Fenves (1998). Questi ultimi hanno presentato il metodo proprio allo scopo di caratterizzare il comportamento del calcestruzzo delle dighe.

Gli ingredienti principali di un modello di questo tipo sono:

- La decomposizione della deformazione totale; Eq. 180  $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl}$
- La relazione tra tensioni e deformazioni;

Eq. 181  $\sigma = (1 - d)D_0^{el}: (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el}: (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$ 

- La definizione di tensione efficace

Eq. 182  $\bar{\sigma} \stackrel{\text{\tiny def}}{=} D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$ 

- Il legame tra tensione effettive e tensione nominale Eq. 183  $\sigma = (1 - d)\overline{\sigma}$ 

- Evoluzione della variabile *d* associata alla riduzione della rigidezza; Eq. 184  $d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$
- Le variabili che regolano l'hardening sia in trazione che in compressione;

Eq. 185 
$$\tilde{\varepsilon}_{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}$$
 con  $\dot{\varepsilon}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \dot{\varepsilon}^{pl}$ 

- La funzione di snervamento; Eq. 186  $F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0$
- La "flow rule" associata al passaggio dallo stato elastico a quello plastico; Eq. 187  $\gamma \dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\vec{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}$

In quest'ultima espressione compare il potenziale di plasticizzazione definito nello spazio delle tensioni effettive. Il modello utilizzato per la plasticizzazione è di tipo "non associated".

Di seguito si riportano i dettagli più importanti relativi alle grandezze descritte precedentemente rimandando all'articolo di Lee e Fenves (47) per qualsiasi approfondimento.

Il parametro d che regola la riduzione della rigidezza del materiale, in condizioni uni assiali, può essere spiegato dai grafici che descrivono il comportamento in trazione e compressione del materiale.



Figura 5.12 Descrizione del comportamento in trazione (a) e compressione (b)

Quando il provino di calcestruzzo viene scaricato da un punto del ramo di softening questo si muove sul diagramma tensioni deformazioni con una rigidezza ridotta. Dai risultati delle prove, questa riduzione è significativamente diversa in trazione e compressione. Per questo c'è bisogno di due differenti parametri di danneggiamento  $d_t e d_c$ .

Se il problema di interesse produce una risposta ciclica del materiale il modello deve essere inoltre arricchito in modo da tenere conto dell'apertura e chiusura delle fessure precedentemente formate e della loro interazione. È stato osservato che esiste un certo recupero di rigidezza quando il carico cambia segno durante una prova ciclica. Quello che viene definito "stiffness recovery effect" o anche "unilateral effect", è un aspetto peculiare del calcestruzzo ed è particolarmente rilevante quando si passa dalla trazione alla compressione. In questi casi la variabile di degrado può essere espressa da:

Eq. 188  $(1-d) = (1-s_t d_t)(1-s_c d_c), \qquad 0 \le s_t, s_c \le 1$ 

Dove  $s_c e s_t$  sono parametri che regolano appunto il recupero di rigidezza del materiale. Dal momento che passando dalla trazione alla compressione viene recuperata totalmente la rigidezza, l'andamento del grafico  $\sigma - \varepsilon$  viene descritto dalla figura riportata di seguito.



Figura 5.13 Comportamento ciclico del materiale previsto nel modello di Lee e Fenves

Se il comportamento del materiale deve essere riprodotto nello spazio tridimensionale bisogna introdurre il concetto di deformazione equivalente. Nell'articolo di Lee e Fenves viene descritto il modo in cui questa grandezza è definita.

Un elemento fondamentale per la descrizione del comportamento del materiale in campo plastico è la "yield condition". Questa, espressa nel campo delle tensioni effettive, assume la seguente forma:

Eq. 189 
$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha \bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c (\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \le 0$$

Dove  $\alpha$  e  $\gamma$  sono costanti adimensionali del materiale;

 $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma}$ : *I* è la pressione idrostatica effettiva;  $\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S}:\bar{S}}$  è la tensione effettiva equivalente di Mises;  $\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma}$  è la parte deviatorica del tensore delle tensioni effettive  $\bar{\sigma}$ ; e  $\hat{\sigma}_{max}$  è l'autovalore massimo del tensore  $\bar{\sigma}$ .

Questa legge regola il passaggio dalla fase elastica a quella plastica.

Un ultimo aspetto da considerare è quello riferito alla "flowrule". Il modello utilizzato dal programma agli elementi finiti ABAQUS assume un potenziale di variazione di tipo non associativo caratterizzato nel seguente modo:

Eq. 190 
$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}$$

dove:

Eq. 191 
$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi$$

Nella relazione appena riportata  $\psi$  è l'angolo di dilatazione misurato nel piano p - qad alti valori di pressione di confinamento;  $\sigma_{t0}$  è la trazione uni assiale di rottura, ed  $\epsilon$ è quella che si chiama eccentricità. La funzione approssima asintoticamente la nota legge di Dracker Praguer ad alti valori della pressione di confinamento.

#### 5.6.4. Applicazione del modello non lineare

Per utilizzare i modelli di comportamento non lineare del calcestruzzo occorre definirne i parametri. Alcuni di questi sono caratteristiche meccaniche del materiale altri sono parametri specifici dipendenti dal modello che si utilizza.

Tra le proprietà del materiale generalmente richieste dai modelli non lineari c'è la resistenza a compressione, quella a trazione e l'energia di frattura. Per valutare la prima sono disponibili molti metodi di indagine alcuni dei quali non distruttivi. Per le altre due caratteristiche il discorso è più complesso.

La complicazione è data da più fattori: la indeterminatezza delle caratteristiche ottenute per grandi volumi di calcestruzzo, la difficoltà di ottenere e testare provini che siano rappresentativi dell'ammasso di calcestruzzo, le difficoltà intrinseche della prova di trazione diretta. Va inoltre considerato che le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati per le dighe sono diversi da quelli normalmente utilizzati per le altre strutture. Per questa ragione le formule generalmente utilizzate per caratterizzarne le proprietà potrebbero non essere valide. Nonostante questo, si vogliono riportare i risultati di alcuni studi sul tema della valutazione della curva di softening in trazione effettuati per calcestruzzi comuni.

Se definissimo con *w* l'apertura delle fessure di un provino in trazione, la curva di softening potrebbe essere rappresentata con il diagramma  $\sigma - w$  riportato in Figura 5.14.



Figura 5.14 Legame tra tensioni ed apertura delle fessure

Con  $f_t$  si indica la resistenza a trazione e con  $w_c$  l'apertura delle fessure che porta al collasso del provino. Dalla figura è immediato arrivare alla definizione dell'energia di frattura che chiameremo  $G_f$  e che è rappresentata dall'area sottesa dalla curva di softening.

In un recente studio di Chen e Su (65) sono state effettuate numerose prove di flessione su tre punti per calcestruzzi con resistenze a compressione comprese tra 40 MPa e 90 Mpa. Dai risultati ottenuti, molto vicini alle curve proposte sia dalla linea guida CEB-FIB che da altri autori (vedi Figura 5.15), hanno dedotto i parametri da utilizzare nella curva esponenziale proposta da Hordijk (66).



Figura 5.15 Confronto dei risultati delle analisi sperimentali di prove a trazione e alcune delle curve teoriche disponibili

Si riporta di seguito la curva esponenziale di Hordijk:

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c}\right)^3\right\} exp\left(-c_2 \frac{w}{w_c}\right) - \frac{w}{w_c}\left(1 + c_1^3\right) exp(-c_2)$$

Dove  $c_1$ ,  $c_2$  e  $c_3$  sono i parametri stimati a partire dai risultati sperimentali e parametrizzati di seguito in funzione della resistenza a compressione  $f_{cu}$ :  $c_1 = 0.431 \exp(0.0304 f_{cu})$ ,  $c_2 = 2.965 \exp(0.0165 f_{cu})$ ,  $c_3 = 4.486 \exp(0.0053 f_{cu})$ . Si riportano nella figura seguente dei valori tipici dei parametri. Grazie a questa formula è molto semplice valutare la curva di softening a partire dalla resistenza a trazione del materiale e dalla energia di frattura. Da questi due parametri è infatti possibile determinare l'apertura della fessura che porta al collasso il provino:  $w_c = c_3 \frac{G_f}{f_c}$ .

Series	Fracture par	ameters		Exponential curve					
	$G_F(N/m)$	$w_c$ (µm)	$f_t$ (MPa)	<b>w</b> <sub>1</sub> (μm)	c1	c2	<i>c</i> 3	RMSD	
C40	96.4	214.0	2.5	22.9	1.5	6.0	5.6	0.201	
C50	120.1	184.3	2.9	42.0	1.8	6.5	5.8	0.047	
C60	129.6	238.3	3.3	33.0	2.9	7.9	6.1	0.108	
C80	124.2	188.7	4.5	20.3	5.0	11	6.8	0.146	
C90	114.6	165.0	5.4	12.0	6.0	13	7.2	0.187	

Figura 5.16 Parametri della curva esponenziale che descrive il comportamento del ramo di softening in trazione

In assenza di prove sperimentali, la resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata dalla Normativa Tecnica (67) oppure utilizzando altre fonti. In genere si distingue tra caratteristiche dinamiche e caratteristiche statiche. In molti casi la resistenza a trazione dinamica viene considerata maggiore del 50% di quella statica (13).

Per valutare l'energia di frattura è possibile fare riferimento alla Normativa CEB-FIB del 1993 dove  $G_f$  poteva essere stimata a partire dalla dimensione massima degli aggregati  $\alpha_F$  e dalla resistenza a compressione media  $f_{cm}$  nel seguente modo:  $G_f = \alpha_F (f_{cm})^{0.7}$ . I valori di  $\alpha_F$  forniti per le dimensioni degli aggregati 8, 16 e 32 mm sono rispettivamente 4, 6 e 10. Gli aggregati dei calcestruzzi delle dighe possono arrivare anche a 150 mm. A favore di sicurezza è ragionevole considerare il valore di  $\alpha_F$  massimo pari a 10.

Se facciamo quindi riferimento alle resistenze a compressione e trazione associate al caso studio di riferimento  $R_{ck} = f_{cu} = 34.91 Mpa$  e  $f_{ct} = f_t = 1.3 Mpa$  ed una energia di frattura dell'ordine di 108 N/m possiamo calcolare la curva di softening come descritto precedentemente. Questa viene riportata insieme ad altre curve ottenute da altre formulazioni presenti in letteratura (Hillerborg, Hordijk).



Figura 5.17 Curve di softening adimensionalizzate derivate da letteratura

Con le informazioni raccolte finora è già possibile condurre analisi non lineari con modelli elasto-plastici. In ABAQUS è possibile inserire come input direttamente le curve in termini di tensioni-spostamenti, oppure in termini di tensioni deformazioni. In alternativa è possibile fornire esclusivamente la resistenza a trazione e l'energia di frattura. In tal caso il programma considererà un legame tensioni spostamenti di tipo lineare.

Per poter utilizzare il modello "damaged plasticity" definito da Lee e Fenves è inoltre necessario definire la curva che lega la variabile di danneggiamento d con l'apertura della fessura  $w_c$ .

Gli ultimi parametri da definire sono quelli che regolano le leggi di snervamento. I valori assunti per queste grandezze sono riportati nella tabelle seguente e desunte da (47).

#### Pag. 194/350

Simbolo	Descrizione	Valore
$\psi$	Angolo di dilatanza ad alte pressioni di confinamento	36°
$\epsilon$	Eccentricità del potenziale di scorrimento	0
$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	Rapporto tra i valori iniziali della resistenza a compressione equibiassiale e monoassiale	1.16
K <sub>c</sub>	Rapporto tra il valore dell'invariante secondo del deviatore di sforzo lungo il meridiano di trazione, con quello lungo il meridiano di compressione	0.66
μ	Parametro di regolarizzazione viscoplastica	0

Tabella 5.2 Parametri del modello di Lee e Fenves utilizzati nelle analisi

Dopo aver analizzato la caratterizzazione del comportamento del materiale in campo non lineare si passa alla valutazione del comportamento del modello non lineare attraverso la simulazione della prova di trazione su un provino cubico di lato 1 m. Nella Figura 5.18 viene riportato il caso preso come riferimento ed il risultato finale in un grafico tensioni-spostamenti.



Figura 5.18 Simulazione di una prova trazione ottenuta su provino cubico di lato unitario

La prova numerica è stata condotta su un elemento ad 8 nodi (lineare) fissato ad una estremità (permettendo le deformazioni laterali) e tirato sulla estremità opposta con una storia di spostamenti imposti che permette di valutare la fase di carico e scarico.

Come si vede la massima trazione raggiunta dal materiale è pari a 1.3 MPa. Oltre questo valore, corrispondente ad uno spostamento di circa 0.055 mm, si osserva un ramo di softening che raggiunge tensioni nulle per spostamenti maggiori di 0.35 mm.

Durante il softening si possono osservare gli effetti del danneggiamento del materiale durante le fasi di carico e scarico. Il modulo elastico del materiale si riduce ad ogni ciclo di carico scarico (pendenza del diagramma). Se il modello fosse stato esclusivamente plastico l'inclinazione non sarebbe cambiata.

Alla luce di questo, ritornando al caso delle dighe, gli effetti del danneggiamento del materiale sono molto importanti per valutare le deformazioni al termine del



transitorio sismico. Un forte danneggiamento porta ad una maggiore deformabilità della struttura.

Figura 5.19 Evoluzione della variabile di danneggiamento durante la prova di trazione.

Nella stessa Figura 5.19 viene riportata l'evoluzione della variabile di danneggiamento *d* per tre istanti della prova di trazione. Come visto nel paragrafo precedente (vedi Eq. 183), è questa la variabile che regola la riduzione del modulo elastico. Al termine della prova questa variabile assume un valore di 0.96, quindi il calcestruzzo ha quasi perso completamente la capacità di resistere a trazione.

Oltre al danneggiamento, l'atro parametro fondamentale è la deformazione plastica. Al termine della prova la deformazione assume un valore di 2.66 E-4. Da questa è possibile ottenere una stima dell'apertura della fessura nel provino. Dalla deformazione, conoscendo la dimensione del provino, in questo caso unitaria, si ottiene l'apertura della fessura che è pari a 0.266 mm.

#### 5.6.5. RISULTATI DELLE ANALISI

Nell'ALLEGATO della tesi sono riportati i risultati delle analisi non lineari svolte con il modello di Lee e Fenves. Si è prima considerata la presenza della sola non linearità del calcestruzzo combinandola poi con la presenza dello scorrimento alla base.

Nelle prime analisi si mostra l'efficacia dei modelli non lineari nella valutazione degli spostamenti residui prodotti dal danneggiamento del calcestruzzo e delle aperture delle fessure. Si dimostra inoltre che modellare i cunicoli della diga permette una migliore localizzazione delle fessure.

Combinando le non linearità sono stati valutati gli effetti di interazione tra gli scorrimenti e le aperture delle fessure, gli scorrimenti si riducono. Si è inoltre stimata la risposta della diga soggetta ad entrambe le componenti orizzontale e verticale.

Per valutare l'influenza del segnale sul comportamento non lineare della diga sono stati utilizzati i 7 accelerogrammi spettro-compatibili calcolati per il Sito A.

## 5.7. EFFETTI TRIDIMENSIONALI

Molte delle dighe esistenti sono composte da conci verticali affiancati tra di loro. Ogni concio viene gettato separatamente dagli altri per prevenire gli effetti collaterali del calore di idratazione. Per impedire il passaggio dell'acqua tra i conci viene inserita sul paramento di monte una trave coprigiunto. Questa insieme ai waterstop garantiscono la tenuta idraulica della diga.

Nel caso delle dighe ad arco ed arco gravità il contatto tra i conci è un requisito essenziale per l'attivazione dell'effetto arco. Al termine di questo capitolo vedremo quanto siano importanti le forze che si scambiano i conci di queste tipologie di dighe per la corretta rappresentazione della loro risposta sismica.

Per quanto riguarda le dighe a gravità il contatto tra i conci non rappresenta un requisito prestazionale. Queste strutture sono infatti progettate per lavorare a conci indipendenti; possono però esserci situazioni in cui i blocchi di calcestruzzo entrano in contatto. Una condizione tipica è quella associata al periodo estivo quando per effetto della dilatazione termica i giunti si chiudono. Se la temperatura del concio è maggiore di quella di chiusura dei giunti i blocchi possono entrare in contatto. Questo eventuale collegamento introduce nel problema della risposta sismica una nuova questione: gli effetti tridimensionali.

Si tratterà di seguito la questione degli effetti tridimensionali riferiti alle dighe a gravità. Questi effetti tridimensionali si sentiranno maggiormente in valli strette o comunque in situazioni in cui l'altezza dei conci può variare in maniera considerevole. Il motivo di questo è molto semplice. Se immaginiamo ogni concio come uno mensola incastrata alla base, la mensola più alta si deformerà di più. In caso di collegamento tra i conci, quello più alto sarà trattenuto dai conci adiacenti più bassi. Per le forze idrostatiche gli effetti tridimensionali sono poco interessanti, sia per l'entità degli spostamenti, sia per la durata di applicazione delle forze. Se parliamo invece di azioni sismiche gli effetti tridimensionali possono diventare non trascurabili. Considerato questo, è importante introdurre tali effetti ai fini delle verifiche sismiche. Le mutue forze diventano ancora più importanti quando la diga è fondata su una valle il cui andamento abbia almeno due concavità, in tal caso i conci più alti scaricano una parte delle loro forze sul concio più basso aggravandone lo stato di sollecitazione.



Figura 5.20 Influenza della geometria delle fondazioni sugli effetti tridimensionali

Il comportamento tridimensionale di una diga a gravità può essere valutato attraverso metodi semplificati o con analisi più approfondite agli elementi finiti. Nel secondo caso questi effetti possono essere riprodotti modellando in maniera adeguata i giunti verticali presenti tra i conci.

Per poter valutare tali effetti è necessario abbandonare il modello numerico piano per passare al modello 3D descritto al Paragrafo 2.1.2. Rispetto alle analisi effettuate fino a questo momento occorre aggiungere dei nuovi parametri di input per caratterizzare il comportamento dei giunti. A tal proposito non esistano degli studi specifici sul tema, ma molte delle informazioni necessarie sono contenute nelle registrazioni del monitoraggio delle dighe esistenti. Le dighe strumentate possono fornire molte informazioni sul legame tra compressioni dei giunti e loro spostamenti relativi. Nelle presente tesi la tecnica di modellazione del comportamento dei giunti è la stessa utilizzata per riprodurre lo scorrimento alla base (procedura descritta nel paragrafo § 5.5).

Nell'ALLEGATO della tesi verranno riportato i risultati delle analisi effettuate sul modello tridimensionale della diga utilizzando differenti ipotesi.

In maniera analoga a quanto fatto nelle analisi 2D si è scelto di valutare la differenza tra i risultati incrementando il livello di dettaglio. Nella tabella che segue viene riportato l'elenco di tutte le analisi effettuate e le principali caratteristiche che le differenziano. Per maggiori dettagli si rimanda ai contenuti dell'ALLEGATO.

Nome analisi	FSI	SSI	BS	CO	3D	CPU time [min]
12.1_A BASE_T0	Pres.West.	no	no	no	si	552
12.1_B BASE_T10	Pres.West.	no	no	no	si	606
12.2 FSI	el. acustici	no	no	no	si	735
12.3 SSI_A	Pres.West.	si	no	no	si	704
12.3 SSI_B	el. acustici	si	si	no	si	1645
12.4 MONO	el. acustici	si	no	no	si	696
12.5 NON LIN	el. acustici	si	si	si	si	1336
12.6 NON LIN_B	el. acustici	si	si	si	conci ind.	1262

 Tabella 5.3 Elenco delle analisi tridimensionali svolte

Con le prime analisi 12.1\_A e 12.1\_B si è introdotto il tema della variazione termica uniforme e sono state messe in luce le influenze della temperatura sulla interazione tra i conci e quindi sugli effetti tridimensionali. Dai risultati si è visto che la distribuzione delle tensioni massime varia notevolmente in intensità ma soprattutto nella distribuzione. Si è scelto poi di considerare nelle analisi successive una variazione termica uniforme di 10°C.

Nell'analisi 12.2 è stato modellato il serbatoio con elementi acustici mostrando che differenza c'è tra questa soluzione e quella in cui si utilizza una pressione equivalente. La modellazione del fluido riesce a tener conto dell'aspetto dinamico e dell'aspetto tridimensionale.

L'analisi successiva, la 12.3, ha messo invece in luce l'influenza dell'interazione con la fondazione modellata agli elementi finiti ma considerata priva di massa. Si è fatta prima l'ipotesi di assenza di scorrimento alla base. Questa ipotesi ha permesso di mostrare la concentrazione delle tensioni alla base dei conci, concentrazione che si perde con la modellazione del comportamento puramente attritivo all'interfaccia.

Nell'analisi 12.4 si è voluto mostrare l'effetto che ha sulla valutazione della sicurezza sismica l'ipotesi di considerare la diga monolitica.

Nell'analisi 12.5 si passa ad analizzare la diga attraverso la metodologia più completa in grado di tener conto sia delle deformazioni plastiche dei giunti sia dell'eventuale formazione di fessure. Dai risultati ottenuti si è osservato come la distribuzione dei danneggiamenti sia profondamente diversa da quella ottenuta nelle analisi 2D. Da qui si evince che per dighe a gravità particolarmente vulnerabili, ove sia previsto un collegamento tra i conci è necessario svolgere le analisi sia a conci dipendenti che a conci indipendenti.

Nell'ultima analisi 12.6 vengono mostrate le differenze che si otterrebbero trascurando gli effetti di interazione tra i conci. Per il caso studio esaminato gli effetti peggiori si ottengono proprio in questa condizione.

Nella Tabella 5.3 sono stati riportati anche i tempi necessari per l'analisi. Si è voluto fare questo per mostrare l'onere computazionale che ci si può attendere svolgendo analisi a diversi livelli di approfondimento. Questo introduce anche il tema dell'utilità di uno strumento di calcolo semplificato che permetta di avere una stima preventiva dell'effettiva influenza di tutti gli effetti considerati.

Tutte le analisi condotte in questa tesi sono state fondamentali per la verifica dei risultati ottenuti con il programma S.I.M.DAM.

Pag. 199/350

# CONFRONTO TRA LE ANALISI

Nel prossimo capitolo si cercherà di affrontare uno degli aspetti più importanti nell'ambito della valutazione della sicurezza sismica delle dighe: la variabilità dei risultati rispetto ai metodi di analisi utilizzati.

## 6. CONFRONTO TRA LE ANALISI

Come introduzione a questo capitolo si riportano le parole del Prof. V.E. Saouma dell'Università di Boulder (24):

"... A peculiarity of concrete dams is the simplicity or complexity with which they can be analyzed. In the simplest case, a spreadsheet is all that is needed, at the other end of the spectrum a supercomputer (or massively parallel one) is essential "

Questa considerazione, fatta da uno dei professori maggiormente coinvolti nello studio approfondito della risposta sismica delle dighe, sottolinea la diversità dei possibili approcci allo stesso problema. Nella presente tesi abbiamo distinto tra analisi semplificate, svolte con modelli riconducibili alla teoria della trave e analisi accurate associate all'uso di programmi agli elementi finiti.

Uno degli obbiettivi della presente tesi è stato quello di descrivere, utilizzare e confrontare differenti metodi di analisi. Per ogni livello di dettaglio sono stati affrontati gli aspetti fondamentali che influenzano la risposta sismica delle dighe. In campo lineare, sono stati affrontati i temi delle interazioni con il fluido (Fluid Structure Interaction: **FSI**) e con la fondazione (Soil Structure Interaction: **SSI**). In campo non lineare si è trattato il problema della valutazione dello scorrimento alla base (Base Sliding: **BS**) e della possibile apertura delle fessure nel corpo diga (Crack Opening: **CO**). Tutti questi argomenti sono stati trattati sia nel caso di analisi bidimensionali che tridimensionali (**3D**).

Per ogni Step di approfondimento teorico sono state effettuate delle analisi. I risultati sono stati organizzati nell'ALLEGATO di questa tesi identificandoli con il prefisso "Step". Si riporta di seguito l'elenco degli Step di analisi:

- Step 1) Lo stato pre-sismico;
- Step 2) Valutazione dello scorrimento alla base;
- Step 3) Analisi pseudo statiche (S.I.M.DAM);
- Step 4) Analisi dinamiche (S.I.M.DAM);
- Step 5) Confronto dei metodi di analisi per il caso a vuoto (FEM);
- Step 6) Analisi al passo effettuate trascurando le interazioni (FEM);
- Step 7) Interazione fluido-struttura nel dominio delle frequenze (FEM);
- Step 8) Interazione fluido-struttura nel dominio del tempo (FEM);
- Step 9) Interazione fondazione-struttura (FEM);
- Step 10) Valutazione dello scorrimento alla base (FEM);
- Step 11) Valutazione dell'apertura delle fessure (FEM);
- Step 12) Valutazione degli effetti tridimensionali (FEM).

Lo scopo dell'ALLEGATO è quello di spiegare come sono stati applicati i metodi descritti fino a questo momento. I dettagli contenuti nell'ALLEGATO possono essere utilizzati come riferimento per gli ingegneri coinvolti nello studio della risposta sismica di dighe a gravità in calcestruzzo.

In questo paragrafo verrà utilizzata una parte dei risultati contenuti nell'allegato integrata con altre analisi svolte appositamente per confrontare i metodi oggi disponibili.

Se facciamo riferimento al caso studio di riferimento della diga a gravità descritta al Capitolo §2 nella condizione pre-sismica associata al massimo livello di regolazione e soggetta al terremoto allo Stato Limite di Collasso riferito al Sito A, sono state effettuate 48 differenti analisi: 20 semplificate e 28 accurate.

La maggior parte delle analisi sono state condotte utilizzando l'integrazione al passo delle equazioni di equilibrio dinamico e l'accelerogramma associato al terremoto del Friuli del 1976 il cui codice è IT0104ya. Per 13 analisi, svolte utilizzando delle forze statiche equivalenti o delle formule semplificate, è stato sufficiente lo spettro di risposta.

Si riporta di seguito un grafico dal quale si può vedere il numero di analisi che è stato dedicato a ciascun problema analizzato. Sono state distinte le analisi semplificate da quelle accurate.



Figura 6.1 Numero di analisi svolte per ciascun fenomeno analizzato.

Come si può vedere, in tutte le analisi si tiene conto dell'interazione con il fluido (FSI), un fenomeno che non può essere trascurato. La metà delle analisi ha tenuto conto dell'interazione con la fondazione (SSI). 19 delle 48 analisi sono state dedicate alla valutazione dello scorrimento alla base della diga (BS). Per le analisi più approfondite, tridimensionali (3D) e di fessurazione (CO) che hanno richiesto dei tempi di calcolo maggiori, il campione delle analisi è più contenuto. Nella Figura 6.1 si osserva che la distribuzione delle analisi semplificate ed accurate (FEM) è circa la stessa.

Sulla base di questo campione di analisi si cerca in questo capitolo di valutare l'influenza delle scelte metodologiche di chi conduce le analisi sulla risposta della struttura. In particolare ci si concentra sulle differenze che si ottengono trascurando alcuni dei fenomeni predetti o tenendone conto in maniera diversa. In tutte le analisi sono stati utilizzati gli stessi parametri di input.

A differenza dell'esercizio usuale, per il quale si hanno molte misure, il comportamento della diga rispetto alle azioni di sismiche intense è pressoché sconosciuto. I risultati ottenuti finora rappresentano quindi una previsione del comportamento della struttura che può allontanarsi anche significativamente dal comportamento reale. Nota questa mancanza di informazioni, lo scopo del confronto tra le analisi è quello di valutare di quanto si discostano le previsioni.

Uno degli obbiettivi futuri potrebbe essere quello di definire un coefficiente di sicurezza che possa tener conto delle incertezze metodologiche. Per fare questo sarò necessario estendere lo studio ad un maggior numero di metodi e di dighe di riferimento. In questa tesi ci si accontenta di fare una prima stima del rapporto tra i risultati. Per facilitare il confronto è utile distinguere le tipologie di analisi confrontate ed i risultati presi come riferimento.

Le analisi sono state classificate in base a:

- Codice di calcolo utilizzato: semplificato, FEM;
- Aspetti di tridimensionalità: analisi piane, analisi 3D analisi 3D a conci indipendenti;
- Tipo di analisi: statiche, risposta spettrale, dinamiche al passo;
- Comportamento dei materiali: lineare, non lineari.

Alcuni metodi non riescono a fornire gli stessi risultati, per questo sono state individuate alcune grandezze specifiche. Si riportano di seguito le grandezze rispetto alle quali valuteremo le variazioni:

- Spostamento relativo calcolato come la differenza tra lo spostamento sul coronamento e lo spostamento alla base del concio più alto;
- Tensione massima calcolata alla base del concio più alto e tensione massima calcolata in un punto qualsiasi del corpo diga;
- Scorrimento alla base del concio più alto.

Si riporta di seguito una tabella con tutte le analisi e le relative caratteristiche. La numerazione riportata nella tabella sarà utilizzata per confrontare i risultati delle analisi.

## Pag. 204/350

N°	CODICE DI CALCOLO	2D/3D	TIPO ANALISI	COMP. LIN/NL	DESCRIZIONE
AN.1	CADAM	2D	STATICA	LIN.	Analisi effettuata con le forze statiche equivalenti in cui si tiene conto solo del primo modo di vibrare.
AN.2	CADAM	2D	STATICA	LIN.	Analisi effettuata con le forze statiche equivalenti in cui si tiene conto del primo modo e dei modi superiori.
AN.3	S.I.M.DAM	2D	STATICA	LIN.	Analisi effettuata considerando i conci della diga indipendenti. In quest'analisi la fondazione viene considerata rigida.
AN.4	S.I.M.DAM	2D	STATICA	LIN.	Analisi effettuata considerando i conci della diga indipendenti.
AN.5	S.I.M.DAM	2D	STATICA	LIN.	Analisi effettuata considerando i conci della diga indipendenti. In questa analisi vengono considerati gli effetti dei modi superiori.
AN.6	S.I.M.DAM	2D	STATICA	NON LIN.	Analisi effettuata considerando i conci della diga indipendenti, valutando gli effetti dello scorrimento alla base.
AN.7	S.I.M.DAM	2D	STATICA	NON LIN.	Analisi effettuata considerando i conci della diga indipendenti, valutando gli scorrimenti alla base e la fessurazione del calcestruzzo.
AN.8	S.I.M.DAM	3D	STATICA	LIN.	Analisi lineare in cui si tiene conto degli effetti 3D.
AN.9	S.I.M.DAM	3D	STATICA	NON LIN.	Analisi 3D in cui si tiene conto dello scorrimento alla base e la riduzione del modulo elastico.
AN.10	N&B	2D	STATICA	NON LIN.	Applicazione del metodo semplificato definito da Nuti e Basili (curva di regressione).
AN.11	D&A	2D	STATICA	NON LIN.	Applicazione del metodo semplificato definito da Danay e Adeghe (curva di regressione).
AN.12	RSDAM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi effettuata con RSDAM.
AN.13	N&B	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare effettuata su l'oscillatore equivalente definito da Nuti e Basili.
AN.14	Rigida	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare effettuata su un corpo rigido sopra una slitta.
AN.15	C&Z	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare effettuata per un corpo rigido applicando una accelerazione incrementata per tenere conto della deformabilità della diga (metodo di Chopra e Zhang)
AN.16	S.I.M.DAM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica lineare condotta sulla diga considerata a conci indipendenti.
AN.17	S.I.M.DAM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica lineare condotta sulla diga considerata a conci indipendenti. Si considera la flessibilità della fondazione.
AN.18	S.I.M.DAM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica a conci indipendenti ma tenendo conto del possibile scorrimento alla base.
AN.19	S.I.M.DAM	3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica lineare 3D.
AN.20	S.I.M.DAM	3D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi condotta considerando gli effetti 3D e lo scorrimento alla base della diga

## Tabella 6.1 Elenco delle analisi effettuate

N°	CODICE DI CALCOLO	2D/3D	TIPO ANALISI	COMP. LIN/NL	DESCRIZIONE
AN.21	FEM-SAP2000	2D	STATICA	LIN.	Applicazione della forza statica equivalente al sisma.
AN.22	FEM-SAP2000		SPETTRALE	LIN.	Calcolo della risposta spettrale del sistema diga-serbatoio. Il serbatoio viene modellato utilizzando un approceio lagrangiano.
AN.23	FEM	2D	STATICA	LIN.	Applicazione della forza statica equivalente al sisma. Questa analisi serve per confrontare i risultati ottenuti con due codici FEM differenti.
AN.24	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica effettuata su una diga incastrata alla base e modellando l'interazione fluido struttura con la pressione equivalente di Westergaard (funzione di ag).
AN.25	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui l'interazione fluido struttura viene calcolata aggiungendo delle masse al paramento di monte derivate dalla pressione idrodinamica definita da Fenves e Chopra
AN.26	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui l'interazione fluido struttura viene calcolata aggiungendo delle masse al paramento di monte derivate dalla pressione idrodinamica definita da Westergaard
AN.27	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui si modella il serbatoio attraverso elementi finiti equivalenti al fluido (approccio lagrangiano).
AN.28	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui si modella il serbatoio attraverso elementi finiti acustici.
AN.29	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui si modella il serbatoio attraverso elementi finiti acustici. Si tiene conto anche dello smorzamento sul fondo del bacino.
AN.30	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui la fondazione viene modellata utilizzando elementi finiti classici ed aggiungendo smorzatori sul contorno.
AN.31	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica in cui la fondazione viene modellata utilizzando elementi infiniti capaci di tener conto del radiational damping.
AN.32	FEM	2D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica effettuata per indagare l'influenza della massa della fondazione senza il suo smorzamento. Vengono utilizzati gli elementi infiniti.
AN.33	FEM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare che tiene conto dello scorrimento alla base utilizzando il penalty method.
AN.34	FEM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare che tiene conto dello scorrimento alla base utilizzando l'augmented lagrange method.
AN.35	FEM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare che tiene conto dello scorrimento alla base utilizzando l'augmented lagrange method senza ammettere la separazione tra le superfici.
AN.36	FEM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare che tiene conto della possibile apertura delle fessure nel corpo diga.
AN.37	FEM	2D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica non lineare che tiene conto della possibile apertura delle fessure nel corpo diga e dello scorrimento alla base.

## Pag. 206/350

N°	CODICE DI CALCOLO	2D/3D	TIPO ANALISI	COMP. LIN/NL	DESCRIZIONE
AN.38	FEM	3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D in cui non viene modellata ne la fondazione ne il serbatoio. L'interazione fluido struttura viene considerata con la pressione idrodinamica equivalente.
AN.39	FEM	3D	DINAMICA	LIN.	La stessa precedente in cui viene applicata una variazione termica di 10°C.
AN.40	FEM	3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D in cui si modella il serbatoio con elementi finiti acustici per valutare le differenze che si ottengono modellando la sua tridimensionalità.
AN.41	FEM	3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D in cui viene aggiunto il modello della fondazione senza prevedere lo scorrimento alla base.
AN.42	FEM	3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D in cui viene aggiunto il modello della fondazione permettendo lo scorrimento alla base.
AN.43	FEM	3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D sulla diga considerata monolitica.
AN.44	FEM	3D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica 3D più approfondita, in cui si tiene conto di tutte gli effetti tra cui la non linearità del materiale.
AN.45	FEM	2D/3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D effettuata nell'ipotesi che non ci sia connessione tra i conci e che non ci possa essere scorrimento alla base (senza considerare il comportamento non lineare).
AN.46	FEM	2D/3D	DINAMICA	LIN.	Analisi dinamica 3D effettuata nell'ipotesi che non ci sia connessione tra i conci ma che ci possa essere scorrimento alla base (senza considerare il comportamento non lineare).
AN.47	FEM	2D/3D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica 3D effettuata nell'ipotesi che non ci sia connessione tra i conci ma che i blocchi siano connessi alla base.
AN.48	FEM	2D/3D	DINAMICA	NON LIN.	Analisi dinamica 3D effettuata nell'ipotesi che non ci sia connessione tra i conci ma che ci possa essere scorrimento alla base

## 6.1. VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO RELATIVO

Se facciamo riferimento alle verifiche allo Stato Limite di Collasso, lo spostamento relativo tra il coronamento e la base della diga non è direttamente associabile ad un rilascio incontrollato dell'acqua o al collasso di parti della struttura. Questa grandezza può però essere confrontata con il massimo spostamento in esercizio, misurato di sovente attraverso dei pendoli collocati all'interno della diga. In tal caso ci dice di quanto la risposta sismica si discosta dalle condizioni usuali. Questa misura dello spostamento è anche molto utile per rappresentare la risposta del corpo diga indipendentemente dalle ipotesi fatte sulla fondazione e sulla possibilità di scorrimento alla base. Nelle analisi lineari questo spostamento è correlabile alle tensioni massime mentre nelle analisi non lineari può essere associato al danneggiamento del calcestruzzo.

Si riportano nella Figura 6.2 gli spostamenti relativi ottenuti con tutte le analisi effettuate. Come indicano le barre vuote dell'istogramma, per alcune delle analisi non è previsto il calcolo dello spostamento, per esempio nelle analisi di scorrimento effettuate con l'ipotesi di diga rigida e nelle analisi effettuate con CADAM.

Dai risultati ottenuti si è osservato che questa è la grandezza meno influenzata dal metodo di calcolo. Il valore medio ottenuto dalle 48 analisi si aggira intorno a 38 mm con una deviazione standard di 12 mm; il valore minimo è 19 mm ed il massimo 84 mm. I valori più alti sono riferiti alle analisi non lineari agli elementi finiti in cui si tiene conto dell'aumento della deformabilità causato dal danneggiamento del materiale. Quello più basso è stato ottenuto per l'analisi dinamica al passo con l'oscillatore equivalente proposto da Nuti e Basili.





Se si considerano solo le analisi accurate, escludendo le analisi in cui è coinvolta la non linearità del calcestruzzo, si ottengono 22 risultati con spostamenti molto simili tra loro. Come mostra la Figura 6.3 lo spostamento è compreso tra 27 e 48 mm. Va

#### Pag. 208/350

fatto notare che questi risultati provengono da analisi molto diverse. Da questo punto di vista possono rappresentare la risposta che darebbero diversi ingegneri allo stesso problema. Utilizzando questo raggruppamento lo spostamento medio è pari a 36.9 mm con una deviazione standard di 4.9 mm.

Considerata l'altezza del concio pari a 87 m, uno scarto tra i risultati (minimi e massimi) di 2.1 cm è pari ad appena lo 0.2 per mille, quindi "geometricamente trascurabile". Se però il confronto viene fatto considerando lo spostamento in esercizio nella condizione di massimo invaso, che dalle analisi è risultato pari a circa 9 mm, gli errori che si commettono nella valutazione sono molto più importanti. Gli effetti del terremoto sulla struttura possono essere da tre a quattro volte maggiori dello spostamento ottenuto in esercizio (linea tratteggiata in rosso nella Figura 6.3).



Spostamenti relativi: Analisi ACCURATE lineari [mm]

Figura 6.3 Spostamenti relativi tra la sommità e la base ottenuti con analisi accurate agli elementi finiti assumendo un comportamento lineare del materiale.

Ripetendo quanto fatto prendendo come riferimento le 12 analisi semplificate (escludendo la AN.13 svolta sul modello dell'oscillatore equivalente) si ottengono valori compresi tra 24 e 40 mm con una media di 31.5 mm ed una deviazione standard di 5.2 mm. Tutte queste analisi semplificate sono state condotte utilizzando S.I.M.DAM applicando delle forze statiche equivalenti o effettuando analisi di integrazione al passo. In entrambi i casi si è tenuto conto anche degli effetti tridimensionali e dello scorrimento alla base.



Figura 6.4 Spostamenti relativi calcolati con S.I.M.DAM

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti attraverso i due approcci.

Tabella 6.2 Valori minimi, massimi e medi degli spostamenti relativi ottenuti con i metodi semplificati ed accurati

AN	JALIS	SI SEN	<b>APLIFIC</b>	CATE		ANALISI ACCURATE						
	(S.I.M.DAM						(FEM)					
Sp	ostan	nento r	elativo	[mm]		Spostamento relativo [mm]						
Num	min	Max	Media	DevSta		Num	min	Max	Media	DevSta		
12	24	40	31.5	5.2		22	27	48	36.9	4.9		

I metodi semplificati sembrano sottostimare lo spostamento. Un possibile fattore di sicurezza da applicare agli spostamenti ottenuti con i metodi semplificati potrebbe essere 1.17 (calcolato dalle medie).

Nei due gruppi appena confrontati possono esserci analisi con ipotesi molto diverse tra loro. La differenza principale sta nei fenomeni che vengono tenuti in conto. Si ripete il confronto fatto precedentemente distinguendo le analisi per STEP di approfondimento diversi. In particolare si partirà dal caso in cui viene considerata la sola interazione con il serbatoio per arrivare fino al caso delle analisi dinamiche non lineari tridimensionali. Si distinguono quindi i seguenti STEP di analisi:

- 1. FSI: analisi in cui viene considerata solo l'interazione con il fluido;
- 2. +SSI: analisi in cui viene aggiunta l'interazione con la fondazione;
- 3. +BS: analisi in cui si tiene conto anche dello scorrimento alla base;
- 4. +CO: analisi in cui si introduce il comportamento non lineare del calcestruzzo;
- 5. +3D: analisi in cui vengono considerati tutti i fenomeni precedenti utilizzando una modellazione tridimensionale della diga.

Nella Figura 6.5 viene vengono riportati gli spostamenti relativi medi ottenuti con tutte le analisi, con quelle semplificate e con quelle accurate con l'aggiunta dei vari fenomeni che influenzano la risposta della diga.



Figura 6.5 Confronto tra gli spostamenti relativi medi ottenuti per differenti step di analisi

Come si può vedere vengono confermati gli effetti prodotti dai vari fenomeni in gioco. La flessibilità della fondazione tende a far aumentare lo spostamento, ma in maniera modesta. Gli spostamenti relativi massimi si ottengono introducendo il comportamento non lineare del materiale. Questi si riducono se si tiene conto degli effetti tridimensionali.

Dalla figura si evince che le differenze maggiori tra gli approcci semplificate ed accurati si ottengono allo STEP 4, introducendo l'apertura delle fessure. In tal caso va considerato il numero esiguo delle analisi effettuate. Per migliorare questo confronto uno degli sviluppi futuri potrebbe essere quello di estendere le analisi ad altre metodologie di calcolo delle fessure.

Nella Tabella 6.3 sono riportati i valori minimi, massimi e medi degli spostamenti in funzione dei fenomeni considerati. Le analisi che hanno tenuto conto di tutti i fenomeni in gioco (STEP 5) sono solamente due, una effettuata con il metodo semplificato (AN.9 S.I.M.DAM con forze statiche equivalenti) l'altra con quello agli elementi finiti (AN.44 analisi dinamica non lineare tridimensionale). Nonostante le grandi differenze tra il metodo statico e quello dinamico le risposte ottenute sono simili.

	AN Spo	ANALISI SEMPLIFICATE Spostamento Relativo [mm]					ANALISI ACCURATE Spostamento Relativo [mm]				ATE [mm]
	Num	min	Max	Media	DevSta		Num	min	Max	Media	DevSta
STEP1: FSI	2	29	31	30.0	1.4		9	28	48	37.3	5.7
STEP2: FSI+SSI	3	28	37	31.0	5.2		4	33	60	43.8	11.5
STEP3: FSI+SSI+BS	2	24	27	25.5			4	34	41	36.4	3.2
STEP 4: FSI+SSI+BS+CO	1			40.0			2	69	84	76.5	
STEP5: FSI+SSI+BS+CO+3D	1			37.3			1			30.0	
						_					
FSI+SSI+BS +3D	1			30.0			1			39.0	

Tabella 6.3 Valori minimi, massimi e medi degli spostamenti relativi ottenuti con diversi livelli di approfondimento delle analisi.

Nella tabella sono stati riportati anche i risultati delle analisi che hanno tenuto conto degli effetti 3D senza considerare il comportamento non lineare del calcestruzzo. In questo caso si possono apprezzare le differenze tra l'analisi dinamica non lineare (sono scorrimenti) e tridimensionale di S.I.M.DAM (AN. 20) e l'equivalente analisi agli elementi finiti (AN.42).

Dai risultati ottenuti si può giungere alle seguenti conclusioni:

- I metodi semplificati tendono a sottostimare lo spostamento relativo nelle analisi 2D e a sovrastimarlo in quelle 3D;
- I valori massimi degli spostamenti si ottengono per le analisi in cui si tiene conto del comportamento non lineare del calcestruzzo;
- L'introduzione degli effetti tridimensionali può ridurre significativamente gli spostamenti massimi.

## 6.2. VALUTAZIONE DELLE TENSIONI

Si passa ora alla valutazione delle differenze ottenute per quelle analisi che hanno permesso di valutare le tensioni nel corpo diga. Si confronteranno inizialmente le tensioni massime di trazione calcolate alla base del paramento di monte della diga. La scelta di questo punto di calcolo è motivata dall'effettiva criticità di questa zona e dal fatto che le tensioni verticali sono molto simili a quelle principali massime, cosa che semplifica il confronto tra i modelli FEM e quelli a trave (S.I.M.DAM).

La tensione è il parametro più utilizzato per valutare la sicurezza sismica della diga. Anche nella Normativa italiana si fa riferimento a questa grandezza. Nel caso delle analisi riferite allo Stato Limite di Esercizio la Normativa fornisce dei valori limite che sono frazioni della resistenza a trazione. Nel caso di analisi allo Stato Limite Ultimo non vengono forniti valori ammissibili. Per questo si può far riferimento alle resistenze caratteristiche. Se le massime trazioni sono inferiori a queste resistenze la diga rimane in campo lineare. Per lo Stato Limite di Collasso questa condizione corrisponde ad aver verificato la diga. Nel caso in cui la tensione massima fosse maggiore della resistenza occorrerebbe invece valutarne il comportamento in campo non lineare o in alternativa pensare ad un intervento di adeguamento.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con tutti i metodi a disposizione. Nella Figura 6.6 viene sovrapposta come riferimento la linea riferita alla resistenza a trazione del materiale, che come abbiamo visto è stata fissata pari a 1.3 MPa. Da questo grafico si osserva che le tensioni possono variare molto in base al metodo che viene utilizzato. Trattandosi di un valore riferito alla base della diga nelle analisi FEM in cui la diga è stata incastrata alla base o vincolata rigidamente ai nodi della fondazione si risente dell'effetto prodotto dal vincolo.



Figura 6.6 Tensione principale massima calcolata alla base del paramento di monte

Dal grafico è possibile fare un raggruppamento delle analisi. Il primo gruppo rappresenta le analisi semplificate statiche equivalenti effettuate con CADAM e S.I.M.DAM. Il secondo gruppo è riferito alle analisi dinamiche svolte con S.I.M.DAM. Il terzo fa riferimento alle analisi agli elementi finiti piane e tridimensionali. Nelle analisi semplificate le trazioni sono risultate sempre superiori alla resistenza caratteristica del materiale. Se incrementassimo questa per tener conto degli effetti dinamici (come suggerito nelle linee guida USACE (13) per l'uso di analisi preliminari) alcune analisi semplificate sarebbero verificate. Questo indica la cautela che va posta in operazioni di amplificazione delle proprietà dei materiali. Le analisi dinamiche semplificate hanno portato a valori inferiori rispetto a quelle statiche equivalenti, effetto che può essere in parte dovuto al segnale scelto. L'influenza del segnale sulla risposta è ampiamente trattato nell'ALLEGATO di questa tesi.

Nelle analisi agli elementi finiti si osservano delle differenze più significative. Per coglierle meglio si riportano di seguito i risultati delle sole analisi FEM. La Figura 6.7 mostra che le analisi FEM portano a valori di tensione che possono essere superiori o inferiori alla resistenza del materiale. Per comprendere meglio le differenze, i risultati vengono suddivisi in: analisi FEM 2D lineari, analisi FEM 2D non lineari (scorrimento e/o fessurazione) e analisi FEM 3D.



Figura 6.7 Tensioni massime di trazione ottenute alla base del paramento di monte per una sotto selezione delle analisi effettuate.

Nel primo caso si nota come le tensioni oscillino tra 4.4 e 9.2 MPa in funzione del tipo di metodo utilizzato per modellare le interazioni fluido struttura e fondazione struttura. In tutti questi casi le tensioni sono ben al di sopra della resistenza a trazione del calcestruzzo. Da questo punto di vista, per il caso studio esaminato, il modo in cui vengono approcciate le analisi FEM lineari sembrano portare alla stessa conclusione: occorre effettuare analisi in campo non lineare per giudicare se il superamento della resistenza può compromettere la sicurezza allo Stato Limite di Collasso.

Considerando le non linearità di comportamento dovute allo scorrimento e all'apertura delle fessure, le tensioni sono sensibilmente minori. Nei casi in cui viene modellata la non linearità del calcestruzzo (Analisi 36, 37, 44, 47 e 48) la massima trazione che il materiale può subire è ovviamente pari alla resistenza del materiale. Si fa presente che nell'analisi 35 è stato utilizzato un comportamento non lineare alla base della diga che prevede il solo scorrimento senza permettere una separazione delle superfici di contatto. Questo spiega la differenza rispetto alle altre analisi non lineari 2D.

Nel caso di analisi 3D si nota l'effetto benefico degli effetti tridimensionali. L'analisi 38 è riferita ad una analisi in cui non si è considerata la variazione uniforme della temperatura (+10 °C) capace di sviluppare compressione tra i conci. In questo caso le forze scambiate tra i conci durante il transitorio sono notevolmente ridotte e le tensioni alla base considerata incastrata sono più alte. Per questa ragione i risultati sono molto simili a quelli ottenuti nel caso di completa indipendenza tra i conci (Analisi 45). Quest'ultima analisi, condotta sul modello lineare 3D nell'ipotesi di assenza di connessione tra i conci ha portato alla tensione massima.

La sola introduzione di questa espansione termica (Analisi 39) modifica profondamente il comportamento della diga. Come descritto precedentemente, parte delle forze applicate sui conci più alti vengono trasferite sui conci più bassi.

È stato valutato anche il caso della diga considerata monolitica (Analisi 43), ottenuto collegando perfettamente i conci verticali della diga.

A parte alcune differenze, si osserva come le tensioni alla base ottenute con analisi non lineari e/o tridimensionali siano inferiori rispetto alle altre. Sulla base di questo, è possibile dire che l'approfondimento delle analisi può evitare sovrastime delle tensioni giustificando quindi un maggiore onere di calcolo.

Finora ci si è focalizzati sulla tensione massima registrata alla base del paramento di valle del concio più alto. In alcuni casi, per esempio quello di diga incastrata alla base, questa grandezza coincide effettivamente con la massima trazione registrata nel corpo diga. In altri casi, specie nelle analisi 3D o in quelle in cui è previsto uno scorrimento alla base, le massime trazioni possono concentrarsi in zone differenti della struttura.

Si riporta di seguito un grafico con le massime trazioni registrate nel corpo diga indipendentemente dalla loro posizione. Questi risultati sono riferiti alle analisi semplificate effettuate con S.I.M.DAM e a quelle approfondite di ABAQUS. Tutte le analisi sono di integrazione al passo e riferite allo stesso segnale sismico. Alcune analisi FEM sono state effettuate considerando il comportamento non lineare del materiale. In tal caso la massima trazione è pari alla resistenza del calcestruzzo.



Tensioni Principale Massima [Mpa] (qualsiasi posizione)

Figura 6.8 Confronto delle massime trazioni calcolate sul corpo diga per le analisi effettuate con S.I.M.DAM e ABAQUS.

Nelle analisi semplificate effettuate con S.I.M.DAM le tensioni massime sono molto simili ed ottenute generalmente alla base del paramento di monte dei conci centrali più alti o alle basi dei coronamenti di questi conci. Questo è coerente con i danneggiamenti osservati anche nei casi reali. Per maggiori dettagli si rimanda ai contenuti dell'ALLEGATO.

Nelle analisi lineari effettuate con il modello piano agli elementi finiti (da analisi 23 a 32) le tensioni massime coincidono con quelle alla base. Passando alle analisi non lineari in cui si tiene conto del solo scorrimento alla base (analisi 33, 34 e 35) le tensioni massime si spostano sul paramento di valle alla base del coronamento. Il valore massimo è associato all'analisi 33 e porta ad una trazione di 2.9 MPa.

È importante sottolineare l'effetto di riduzione delle tensioni apportato dalla modellazione dello scorrimento alla base. Se all'interno del gruppo delle analisi FEM piane prendessimo come riferimento l'analisi 29 e la 33 si otterrebbe una riduzione delle tensioni massime di trazione del 50%. In tutti gli altri casi la riduzione sarebbe ancora maggiore.

Nelle analisi tridimensionali le massime tensioni di trazione sono registrate su conci diversi. I valori possono essere anche molto elevati. Se facessimo riferimento alle indicazioni della linea guida USACE e quindi considerassimo non ammissibili valori di tensione maggiori di 2 volte la resistenza a trazione, tutte le analisi lineari (da analisi 38 a 43) richiederebbero un approfondimento in campo non lineare per la stima delle fessure.

Le ultime analisi sono state effettuate immaginando che non ci sia contatto tra i conci, simulando quindi una condizione termica invernale. Nell'analisi con comportamento del calcestruzzo lineare (senza scorrimenti alla base) si è ottenuta una massima trazione alla base del paramento di monte del concio più alto pari a 9.9 MPa. Da questo punto di vista si conferma ancora una volta l'importanza di considerare sia l'ipotesi di conci indipendenti che di conci connessi.

Analogamente a quanto fatto in precedenza si riporta una tabella con i valori minimi massimi e medi ottenuti per tutte le analisi semplificate ed accurate.

AN T	VALIS ensior	I SEN ne Mas	4PLIFIC ssima [N	CATE (Pa]	ANALISI ACCURATE Tensione Massima [MPa]					
Num	min	Max	Media	DevSta	Num	min	Max	Media	DevSta	
14	2.26	4.13	2.90	0.59	26	1.3	9.88	4.41	2.26	

Tabella 6.4 Valori minimi, massimi e medi delle massime trazioni ottenute in un punto qualsiasi del corpo diga ottenuti con i metodi semplificati ed accurati

Anche in questo caso i metodi semplificati tendono a sottostimare le tensioni massime di un fattore pari ad 1.52. La deviazione standard ottenuta per le analisi accurate è molto più alta, questo può essere influenzato anche dalla mesh utilizzata nelle analisi FEM (il modello a trave non è influenzato dalla mesh trasversale).

Si valutano di seguito i singoli contributi dei fenomeni alla valutazione delle tensioni. Con la stessa suddivisione in STEP di analisi utilizzata nel paragrafo precedente si valuta come varia la media delle tensioni massime.



Figura 6.9 Confronto tra le tensioni massime di trazione (medie) ottenuti per differenti step di analisi

I valori massimi di trazione vengono raggiunti introducendo gli effetti di interazione con la fondazione. In tutti gli STEP successivi si ottengono tensioni più basse per effetto dello smorzamento non lineare e degli effetti tridimensionali.

La tensione massima calcolata con le analisi più approfondite per lo STEP 2 è quasi il doppio di quella ottenuta con le analisi semplificate. Come nel caso precedente il numero di analisi associate agli STEP 4 e 5 sono solo 5. Nelle analisi agli elementi finiti la massima trazione risulta pari alla resistenza del materiale.

Tabella 6.5 Valori minimi, massimi e medi delle tensioni di trazione ottenute con diversi livelli di approfondimento delle analisi.

	ANALISI SEMPLIFICATE Tensione Massima [MPa]						ANALISI ACCURATE Tensione Massima [MPa]				
	Num	min	Max	Media	DevSta		Num	min	Max	Media	DevSta
STEP1: FSI	2	2.79	3.14	2.97	0.25		7	4.44	6.93	5.37	0.88
STEP2: FSI+SSI	5	2.76	4.13	3.34	0.72		4	4.51	9.88	6.49	2.34
STEP3: FSI+SSI+BS	2	2.26	2.39	2.33	0.09		4	2.05	4.11	2.85	0.92
STEP 4: FSI+SSI+BS+CO	1			2.39			2			1.30	
STEP5: FSI+SSI+BS+CO+3D	1			2.27			1			1.30	
						-					
FSI+SSI+BS+3D	1			2.76			1			2.57	

Si vuole far notare che la tensione valutata da S.I.M.DAM per lo STEP 3 è molto simile a quella calcolata con i modelli più avanzati, la massima trazione è inferiore solo del 20%.

Nella tabella precedente sono stati riportati anche i risultati riferiti alle analisi in cui non si tiene conto della non linearità del calcestruzzo ma solo degli effetti tridimensionali. Anche in questo caso le tensioni ottenute con S.I.M.DAM (AN.20) sono molto simili a quelle valutate con i più avanzati metodi agli elementi finiti (AN.42).

Questi risultati dimostrano le buone capacità del metodo semplificato proposto nella valutazione dello stato tensionale della diga in maniera rapida.

Dai risultati ottenuti è possibile giungere alle seguenti conclusioni:

- Le tensioni calcolate per l'azione sismica allo Stato Limite di Collasso possono essere molto più alte delle resistenze del materiale,
- L'introduzione della sola non linearità associata allo scorrimento alla base riduce la tensione del 30% per le analisi semplificate (confronto tra le medie Step 2 e 3) e del 227% per quelle accurate confermando la grande importanza dello smorzamento nella corretta valutazione della risposta;
- L'introduzione degli effetti tridimensionali porta ad un abbassamento delle massime tensioni nel caso di calcestruzzo lineare (FSI+SSI+BS+3D). Questi effetti si perdono se si tiene conto della non linearità del materiale.

Tutte le considerazioni appena fatte non tengono conto della distribuzione delle tensioni sui paramenti. Per maggiori dettagli sulle distribuzioni delle tensioni e sul modo in cui sono state effettate le analisi si rimanda ad i contenuti dell'ALLEGATO dedicati all'utilizzo dei metodi semplificati e di quelli agli elementi finiti.

### 6.3. VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE

Lo scorrimento alla base del concio più alto è il cinematismo più critico per le dighe a gravità in calcestruzzo (14). La progettazione stessa di queste strutture è fatta rispetto al fattore di sicurezza allo scorrimento. Nonostante questo, per alcune dighe esistenti non progettate per resistere alle azioni sismiche è possibile che le forze orizzontali applicate alla struttura siano maggiori della resistenza allo scorrimento. In questi casi può avvenire uno scorrimento in grado di compromettere la sicurezza della struttura per effetto degli spostamenti residui e contemporaneamente ridurre lo stato tensionale per effetto dello smorzamento. Per lo Stato Limite di Collasso lo scorrimento diventa critico se è in grado di innescare un rilascio incontrollato dell'acqua.

Solo in 19 delle analisi è previsto il calcolo dello scorrimento alla base: 11 con metodi semplificati e 8 con quelli avanzate. Si riportano di seguito i risultati ottenuti. La media totale degli scorrimenti è di 32 mm con un minimo di 2 mm ed massimo di 97 mm. La deviazione standard arriva a 34 mm. Questa è la grandezza maggiormente variabile. La Figura 6.10 mostra che all'interno delle analisi semplificate ed accurate ci sono delle grandi variazioni. In entrambi i casi i valori minimi sono dell'ordine di pochi mm ed i massimi cento volte più grandi.


Figura 6.10 Scorrimenti ottenuti con differenti metodi di analisi

L'influenza del metodo di analisi utilizzato sul valore dello scorrimento ottenuto è trattata in un paragrafo specifico dell'ALLEGATO. In questa fase si è confermata la stessa influenza nelle analisi agli elementi finiti.

Nell'analisi 46 condotta sul modello tridimensionale nell'ipotesi di comportamento indipendente dei conci, si ottiene uno scorrimento alla base del concio più alto di 97 mm, molto più alto di quelli ottenuti nelle altre analisi FEM e della stessa entità di quelli ottenuti con le analisi semplificate effettuate sul modello dell'oscillatore equivalente. Questo scorrimento è prodotto dalla tridimensionalità del modello della fondazione e del serbatoio. Tolta questa analisi tutti gli altri scorrimenti valutati con analisi FEM sono risultati più bassi di quelli ottenuti con analisi semplificate.

Come era prevedibile le analisi non lineari sono quelle maggiormente influenzate dai metodi di calcolo utilizzati. Considerato il numero modesto delle analisi effettuate per la valutazione dello scorrimento sembra più corretto effettuare un confronto tra le singole analisi.

Facendo riferimento al caso studio di riferimento ed utilizzando lo stesso segnale sismico sono state confrontate le seguenti analisi:

- 1. AN.10: Formula semplificata di Nuti e Basili (MS-N&B);
- 2. AN.11: Formula semplificata di Danay e Adeghe (MS-D&A);
- 3. AN.13: Analisi dinamica non lineare di Nuti e Basili (N&B);
- 4. AN.15: Metodo di Sliding block semplificato di Chopra e Zhang (C&Z);
- 5. AN.18: Analisi S.I.M.DAM a conci indipendenti;
- 6. AN.33: Analisi agli elementi finiti bidimensionali con ABAQUS.

Nella prima analisi è stata utilizzata una formula calibrata sulla base della analisi dinamiche non lineari effettuate su un set di accelerogrammi americani. La formula è basata sui parametri R-V-A, rispettivamente il rapporto tra accelerazione limite e massima, velocità di picco e accelerazione di picco dell'accelerogramma.

Il metodo semplificato di Nuti e Basili si basa invece su una legge di regressione ottenuta dai risultati di analisi dinamiche non lineari ottenuti per accelerogrammi

italiani ed europei che ha il grosso vantaggio di poter valutare lo scorrimento a partire dallo spettro.

L'analisi dinamica al passo del metodo Nuti Basili sviluppata in Opensees permette invece di valutare lo scorrimento dato un accelerogramma, basandosi sulla risposta di un oscillatore equivalente alla base della quale viene posta una slitta.

Nel metodo di Chopra e Zhang la diga viene considerata rigida ma l'accelerazione del terreno viene amplificata per tenere conto della deformabilità della diga.

L'analisi effettuata con S.I.M.DAM permette di tener conto dello scorrimento alla base attraverso degli elementi posizionati alla base di ogni concio.

Nell'ultimo metodo, quello agli elementi finiti parte delle semplificazioni dei modelli precedenti vengono superate. Per il confronto è stato presa come riferimento l'analisi piana effettuata con il "penalty method".

Di seguito vengono riportati i risultati delle analisi ottenuti per due differenti angoli di attrito:  $45^{\circ}$  e  $55^{\circ}$ . Come si può vedere l'angolo di attrito influenza notevolmente i risultati delle analisi. Il parametro  $\beta$  (definito da Nuti e Basili per l'utilizzo del loro metodo semplificato) associato all'angolo di attrito di  $45^{\circ}$  è pari a 0.37. Se questo parametro è compreso tra 0 e 0.5, come in questo caso, la risposta della diga rispetto allo scorrimento è fortemente non lineare e come dimostrato nell'ALLEGATO dipende in maniera significativa dal tipo di metodo utilizzato.

Nella presente tesi si è scelto un angolo di attrito di 45° proprio per mettere in risalto l'effetto di un eventuale scorrimento alla base della diga e per confrontare i risultati. Per verifiche di dighe esistenti è molto importante stimare questo parametri di input che può influenzare la risposta della diga in maniera significativa.

ANALISI	METODO	Φ=45°	Ф=55°		
1) AN.10	Met. Sempl. Danay & Adeghe	85 mm	0 mm		
2) AN.11	Met. Sempl. Nuti & Basili	89 mm	8 mm		
3) AN.13	An. Dinamica Nuti & Basili	97 mm	0 mm		
4) AN.15	An. Dinamica Chopra & Zhang	46 mm	0 mm		
5) AN.18	Analisi a conci indipendenti S.I.M.DAM	25 mm	4 mm		
6) AN.33	Analisi piana FEM*	20 mm	9 mm		
* risultato riferito al Penalty Method					

Tabella 6.6 Scorrimenti ottenuti con i diversi metodi di calcolo

Dai risultati ottenuti si arriva alle seguenti conclusioni:

- Le formule semplificate portano a risultati molto conservativi, l'utilizzo del metodo di Chopra e Zhang che tiene conto delle flessibilità della diga in maniera indiretta (modificando il segnale sismico) e trascura la flessibilità della roccia sottostima lo scorrimento;
- Nel metodo agli elementi finiti in cui si tiene conto della effettiva flessibilità della fondazione si hanno scorrimenti generalmente inferiori, motivo che dovrebbe spingere ad approfondire le analisi nel caso in cui gli scorrimenti valutati con i metodi semplificati possano mettere a rischio la sicurezza della diga.
- Le analisi effettuate con S.I.M.DAM portano a risultati confrontabili con quelli ottenuti dalle analisi agli elementi finiti, questo dimostra l'efficacia dell'approccio semplificato proposto.

#### 6.4. APERTURA DELLE FESSURE

La valutazione dell'apertura o della lunghezza delle fessure non riesce ad essere valutata in maniera semplificata. Nel programma CADAM si è fatto un tentativo di questo tipo che porta a risultati del tutto fuorvianti. In S.I.M.DAM si è tenuto conto dell'aumento della deformabilità del concio considerando le zone delle sezioni orizzontali in cui le tensioni (distribuite linearmente) superavano le resistenze a trazione. Questo tipo di approccio, permette di cogliere la formazione di uno spostamento residuo ma non quello dell'apertura delle fessure. Questo genere di valutazione è generalmente demandata ai programmi agli elementi finiti ed ai modelli di comportamento capaci di rappresentare in maniera adeguata il fenomeno.

Nella presente tesi ci si è concentrati sul modello proposto da Lee e Fenves (47) che permette di valutare sia il danneggiamento del calcestruzzo, quindi l'aumento della flessibilità fino alla perdita completa della rigidezza, sia la formazione della deformazione plastica dalla quale è possibile ricavare l'apertura della fessura.

Si riportano di seguito le aperture delle fessure ottenute per le 5 analisi in cui si è tenuto conto del comportamento non lineare del materiale. Le analisi 36 e 37 sono state effettuate con il modello piano. Nella prima non si è tenuto conto dello scorrimento alla base. Nell'analisi 44 il modello non lineare è stato applicato nel modello tridimensionale. Questa rappresenta l'analisi più approfondita che è stata svolta. In questa analisi gli effetti tridimensionali sono riprodotti nella condizione estiva in cui la dilatazione del calcestruzzo aumenta la compressione tra i conci. Nelle analisi 47 e 48 è stata simulata invece la condizione invernale nella quale si perde l'effetto delle forze mutue tra i conci e si ritorna ad un comportamento a conci indipendenti. Nell'analisi 47 non si tiene conto dello scorrimento alla base.



Figura 6.11 Valutazione dell'apertura delle fessure calcolate con il modello di Lee e Fenves per differenti analisi di calcolo.

Come si può vedere il valore dell'apertura delle fessure è minimo per l'analisi tridimensionale nella condizione estiva (conci dipendenti) e massimo in quella invernale (conci indipendenti). In ogni caso il valore di apertura delle fessure non sembra compromettere il controllo dell'acqua contenuta nell'invaso, specie se si considera il fatto che le deformazioni plastiche massime sono molto concentrate. Per maggiori dettagli sulla distribuzione delle aperture si rimanda ai contenuti dell'ALLEGATO. Gli studi futuri dovranno essere dedicati allo studio degli effetti della pressione dell'acqua all'interno delle fessure formatesi durante il terremoto.

L'aver approfondito le analisi in campo non lineare ha permesso di svincolarsi dalla valutazione delle tensioni, che per lo Stato Limite di Collasso erano molto più grandi della resistenza del materiale. Questo evidenzia l'importanza delle analisi non lineari più approfondite che permettono di andare a valutare direttamente le grandezze riferite al danneggiamento della diga. Le potenzialità dei moderni programmi di calcolo non possono però sopperire all'insufficienza di informazioni circa i valori ammissibili da associare ai danneggiamenti della diga. Una delle sfide più grandi sarà la correlazione tra i danneggiamenti ottenuti dalle analisi non lineari e il superamento degli Stati Limite richiesti dalle normative.

## CONCLUSIONI E STUDI FUTURI

Le dighe rappresentano una risorsa importante per lo sviluppo della società della quale non si può fare a meno. In Italia e nelle altre nazioni interessate dal problema della pericolosità sismica sono state introdotte nuove normative e più moderni metodi di valutazione della loro sicurezza sismica. Considerata la vetustà della maggior parte dighe esistenti in Italia nasce il problema della **RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA** di più di 500 dighe.

I metodi disponibili oggi per lo studio della risposta sismica degli edifici comuni sono entrati a far parte delle conoscenze di base dei progettisti. Nel settore delle dighe la diffusione dei più moderni metodi di calcolo viene ostacolata dalla maggiore complessità del tema trattato che può coinvolgere diversi campi dell'ingegneria civile. Nonostante siano presenti molti riferimenti utili in letteratura, molti dei quali provenienti dai rapporti delle attività svolte dalla Commissione Internazionale delle Grandi Dighe (ICOLD), c'è ancora un gap tra la TRATTAZIONE TEORICA DEL PROBLEMA E LA SUA APPLICAZIONE PRATICA. Sulla base di questo si è deciso di affrontare entrambi gli aspetti per cercare di delineare un percorso che passi attraverso i fenomeni che influenzano maggiormente la risposta delle dighe senza rimanere intrappolati nella loro complessità.

Nel percorrere questo studio si è fatto riferimento alle NUOVE NORMATIVE e a quelle ormai consolidate. Ci si è concentrati soprattutto sull'aggiornamento normativo introdotto in Italia cercando di dare risposte alle sue richieste. Questa ha introdotto differenti stati limite associati a differenti richieste prestazionali. Nella presente tesi è stato approfondito soprattutto lo Stato Limite di Collasso per il quale non deve avvenire un rilascio incontrollato di acqua o il collasso della struttura.

Per poter svolgere analisi sismiche di dighe è necessario saper maneggiare problemi di interazione fluido-struttura, fondazione-struttura e, per le dighe più vulnerabili, problemi fortemente non lineari. Nella tesi vengono trattate le principali teorie per tener conto di questi fenomeni e sono stati riportati in ALLEGATO degli esempi applicativi riferiti al CASO STUDIO DI UNA DIGA A GRAVITÀ IN CALCESTRUZZO soggetta ad azioni sismiche rappresentative della sismicità dei siti italiani. Rispetto a questo caso studio sono state svolte delle analisi con grado di approfondimento crescente passando dall'utilizzo dei metodi semplificati all'utilizzo dei metodi più avanzati identificati per il fatto di richiedere una modellazione agli elementi finiti. Questo approccio ha portato la divisione della tesi in due volumi, uno dedicato alla teoria e l'altro agli esempi applicativi, ciascuno dei quali può essere diviso in tre parti.

Nella **PRIMA PARTE DELLA TESI DEDICATA ALLE ANALISI SEMPLIFICATE,** sono introdotte le basi teoriche del problema riportando le trattazioni e i metodi più importanti. Tra questi il metodo semplificato di Fenves e Chopra (1986) che ha posto le basi per lo studio del **COMPORTAMENTO SISMICO IN CAMPO LINEARE** della diga.

#### Pag. 222/350

Per azioni sismiche intense e per dighe particolarmente vulnerabili questi metodi non riescono a riprodurre il reale comportamento della struttura e non possono tener conto dello smorzamento prodotto dai fenomeni non lineari. Il primo di questi, l'unico approcciabile con una metodologia semplificata, è rappresentato dallo **SCORRIMENTO ALLA BASE** della diga. Dopo aver descritto i principali metodi oggi a disposizione, sono stati fatti dei confronti approfonditi sulle varie metodologie e si è così riusciti a definire un criterio di accettabilità comune a tutti questi metodi. Questo criterio si basa sul parametro  $\beta$ , rapporto tra l'accelerazione limite e quella spettrale. Se questo parametro è inferiore a 0.5 le analisi semplificate forniscono valori di scorrimento poco verosimili richiedendo un analisi più approfondita del problema.

Il principale vantaggio derivante dai metodi semplificati è la velocità con la quale è possibile ottenere la soluzione del problema. Questo vantaggio è stato sfruttato in questa prima parte della tesi per condurre ANALISI DI SENSIBILITÀ sui parametri d'input. Ci si è concentrati in particolar modo sulla corretta valutazione dell'azione sismica. A tal proposito sono stati confrontati differenti approcci per stimare lo spettro di progetto e per selezionare i segnali necessari per le analisi dinamiche al passo. Dai risultati ottenuti si è confermata la grande influenza del segnale sulla risposta della diga rappresentata, in questo caso, dallo scorrimento alla base. È stato inoltre dimostrato che l'uso di un numero ridotto di segnali ottenuti con una procedura di "matching" è confrontabile con i risultati medi ottenuti con un maggiore numero di accelerogrammi semplicemente scalati. Un altro dei vantaggi dei metodi semplificati è quello di poter avere un quadro complessivo della sicurezza sismica della struttura. Da queste analisi preliminari si è arrivati a concludere che, per il caso studio di riferimento, solo lo Stato Limite di Collasso richiedeva un approfondimento ulteriore delle analisi.

Esistono delle differenze notevoli e significative tra i metodi semplificati e quelli più avanzati. Per questa ragione, anche nel passato, si è spesso preferito l'utilizzo dei primi. È possibile distinguere queste differenze in termini di selezione dei parametri, modellazione geometrica, impegno computazionale e gestione dei risultati. Nonostante le potenzialità dei moderni programmi agli elementi finiti, la mancanza di esperienza può portare a risultati meno veritieri di quelli ottenuti da equivalenti analisi semplificate. La sola selezione dei parametri d'input da introdurre nei modelli FEM può introdurre delle grandi incertezze nei risultati. Per questa ragione, in questa tesi si è voluto introdurre un nuovo programma di calcolo che si pone tra le analisi semplificate e quelle più accurate.

**S.I.M.DAM** è l'acronimo di Simplified Integrated Method for Dams e nel suo nome è racchiuso il principio fondante il programma, quello di sfruttare diversi metodi semplificati per rappresentare la risposta sismica della diga nelle tre dimensioni dello spazio. Il programma si basa sulla scomposizione della struttura in travi verticali, rappresentanti porzioni fittizie dei conci della diga, e travi orizzontali, attraverso le quali è riprodotta la presenza dei giunti. Il programma permette di svolgere delle analisi sia in campo statico che dinamico tenendo conto dell'eventuale scorrimento alla base oltre che delle interazioni tra il fluido, la fondazione e la struttura. Il programma sviluppato in MATLAB prende i dati di input e del modello da una cartella di lavoro Excel e svolge analisi dinamiche non lineari appoggiandosi ad Opensees.

Questo programma, descritto volutamente nella **SECONDA PARTE DELLA TESI**, s'inserisce perfettamente tra i metodi semplificati ed accurati riducendo le differenze cui si faceva riferimento prima. Il vantaggio più importante sta nel ridotto tempo computazionale che può essere 50 volte inferiore di un'analoga modellazione agli elementi finiti. Oltre a questo c'è la facilità con la quale è possibile raccogliere le informazioni per la valutazione della sicurezza sismica della diga. Queste sue caratteristiche lo rendono lo strumento ideale per effettuare un rapido screening di sicurezza sismica delle dighe esistenti e un utile mezzo per testare l'influenza dei parametri di input sulla risposta dinamica tridimensionale della struttura, in primis rispetto ai segnali sismici. Nella tesi si è valutata la risposta sismica della diga di riferimento per 4 siti italiani con sismicità diversa effettuando un totale di 28 analisi dinamiche non lineari in un tempo di 13 ore (su Core i7 con 1.8 Ghz di velocità massima).

I limiti del programma sono principalmente due: l'approssimazione nella valutazione delle tensioni nello spessore della diga e l'approccio semplificato rispetto al quale sono trattate la interazioni fluido-struttura e fondazione struttura. Quando dai risultati ottenuti si evinca che possono nascere sui paramenti delle tensioni di trazione significativamente maggiori della resistenza del materiale o degli scorrimenti alla base che possano mettere in discussione la tenuta idraulica della diga è necessario approfondire le analisi attraverso una modellazione agli elementi finiti.

Nella TERZA PARTE DELLA TESI si è affrontato il tema dell'utilizzo delle analisi agli elementi finiti nel campo di applicazione della sicurezza sismica delle dighe. Nel corso degli anni questo metodo sta conquistando sempre più spazio all'interno di questo settore. Esiste una commissione dell'ICOLD a esso dedicata e che si occupa del corretto utilizzo delle analisi numeriche rispetto ai vari fenomeni da modellare. Nella presente tesi si è voluto fare il punto della situazione sulle procedure disponibili e sui loro limiti. In particolare si è suddivisa quest'ultima parte in quattro sezioni ciascuna riguardante uno degli aspetti che bisogna considerare nelle analisi sismiche.

Per prima cosa sono stati affrontati i problemi di INTERAZIONE FLUIDO-STRUTTURA, utilizzando differenti approcci. Sono state valutate le differenze che si ottengono modellando il fluido con una pressione idrodinamica così come proposto dalle NTD oppure aggiungendo alla diga una massa aggiunta. Si è poi passati alla vera e propria modellazione del serbatoio con elementi finiti classici, sfruttando l'approccio lagrangiano, con quelli fluidi e con quelli acustici.

Si è affrontato il tema delle anali di INTERAZIONE TRA FONDAZIONE E STRUTTURA trattando sia i metodi diretti, in cui parte della fondazione viene modellata agli elementi finiti, sia i metodi indiretti, nei quali la fondazione viene sostituita da speciali condizioni al contorno.

La terza parte delle analisi agli elementi finiti è stata dedicata alla VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO NON LINEARE della diga suddividendo il problema in due: valutazione dello scorrimento alla base e modellazione del comportamento non lineare del calcestruzzo. Sono stati introdotti i metodi grazie ai quali i programmi agli elementi finiti sono in grado di risolvere i problemi di contatto. Per il problema in esame è stato sufficiente riprodurre un legame puramente attritivo tra le superfici a contatto. Si è poi affrontato il problema ben più complesso della riproduzione del comportamento non lineare del calcestruzzo entrando nei dettagli teorici del modello proposto da Lee e Fenves (1998).

Nell'ultima sezione di questa terza parte della tesi è stato mostrato come tener conto degli EFFETTI TRIDIMENSIONALI con una modellazione agli elementi finiti nelle tre dimensioni dello spazio. In questa fase tutti gli effetti trattati in precedenza sono stati riesaminati in un ottica 3D.

La trattazione teorico-applicativa riportata in questa tesi non vuole raccogliere tutte le informazioni sul tema delle analisi sismiche delle dighe. Lo scopo è quello di fornire una risposta ingegneristica al problema della verifica sismica delle dighe ed ha il suo momento di sintesi nella parte finale dedicata alla valutazione delle differenze che si ottengono utilizzando differenti metodi di analisi. Se infatti i metodi sono diversi, la domanda che ci si pone è una sola: la diga è sicura dal punto di vista sismico? Per rispondere a questa domanda è essenziale rispondere ad un altro quesito: con che accuratezza riusciamo a valutare la risposta sismica della diga?

In quest'ultima parte della tesi sono CONFRONTATI I RISULTATI OTTENUTI CON 48 METODI diversi più o meno semplificati. I risultati sono stati riorganizzati in maniera diversa per poter mettere in luce l'influenza dei fenomeni quali le interazioni dinamiche tra il fluido la fondazione e la struttura e quelli relativi alle non linearità. Si è inoltre valutato il vantaggio dell'uso dei metodi semplificati confrontandone i risultati con quelli ottenuti con i metodi agli elementi finiti. Nonostante il cospicuo numero di analisi effettuate non si è riusciti a pervenire a dei fattori di sicurezza capaci di tener conto delle incertezze epistemiche riferite alla modellazione del problema trattato.

Dal confronto tra i risultati si è potuto dimostrare che il programma proposto nella presente tesi, S.I.M.DAM, permette di rappresentare molto bene la risposta tridimensionale della diga con dei tempi di analisi molto ridotti. Questo pone i presupposti per uno studio parametrico più vasto effettuato rispetto a differenti casi studio di riferimento. Questo permetterebbe di avere un campione di risultati molto più ampio dal quale dedurre dei coefficienti di sicurezza che tengano conto delle varie incertezze metodologiche.

Uno degli sviluppi futuri potrebbe essere indirizzato alla valutazione di questi coefficienti. Un tale studio potrebbe essere molto utile per una settorializzazione del metodo semiprobabilistico agli stati limite per l'analisi delle dighe. In questo caso sarà sicuramente possibile introdurre tra i termini di confronto anche i risultati ottenuti con altri programmi o con altri approcci. Tra questi andrebbero compresi

programmi in grado di tener conto della pressione dell'acqua all'interno delle fessure (come per esempio Merlin (24)) e programmi in grado di introdurre in maniera corretta lo smorzamento isteretico della fondazione e gli effetti del moto asincrono del terreno (come EAGD-3D 2008 (59)). Rimane ancora da approfondire inoltre l'uso degli elementi finiti fluidi (approccio euleriano) nelle analisi di co-simulazione. Un altro campo delle analisi numeriche che richiederà una fase approfondita di confronto è quella delle analisi non lineari, soprattutto quelle per tener conto dell'apertura delle fessure. Per generalizzare il confronto dei risultati andrebbero inoltre introdotti differenti casi studio di riferimento capaci di accentuare le differenze tra i metodi di calcolo.

Oltre agli aspetti metodologici vanno ancora effettuate delle analisi di sensibilità. I parametri individuati per questo tipo di valutazioni sono: quelli dei modelli di comportamento non lineare del calcestruzzo (la curva di softening e quella di danneggiamento) e quelli relativi allo smorzamento isteretico in fondazione. Vanno inoltre approfondite le influenze reciproche tra scorrimenti alla base ed aperture delle fessure. Sarebbe molto utile capire se esistono dei valori di angoli di attrito per cui è impossibile che si formino delle fessure (effetto dello smorzamento alla base) o se viceversa l'apertura delle fessure possa ridurre il taglio alla base in modo tale da portare a scorrimenti molto modesti. Nell'ambito delle analisi tridimensionali rimane il tema dell'influenza della intensità e distribuzione delle coazioni termine sulle mutue forze scambiate tra i conci verticali della diga.

La parte più consistente degli sviluppi futuri è senz'altro dedicata al miglioramento del programma S.I.M.DAM nato per essere integrato con nuovi e più efficaci metodi di calcolo semplificati. Si vuole approfondire il modo in cui viene considerata l'interazione con la fondazione e con il serbatoio. Un altro degli aspetti che richiede un approfondimento è la riproduzione delle non linearità associate alle mutue forze tra i conci. Ai fini delle verifiche di stabilità dei blocchi che compongono la diga, è richiesta una integrazione del programma per lo studio dei cinematismi e della sicurezza post sisma. La velocità con la quale il programma permette di valutare la risposta della diga pone le basi anche per l'impostazione di analisi Monte Carlo e quindi di uno studio probabilistico delle grandezze rispetto alle quali vengono effettuate le verifiche.

Ultimo ma non meno importante per gli sviluppi futuri è il continuo studio della risposta delle dighe reali ai terremoti. Questo è sicuramente il campo dal quale è possibile recuperare le informazioni più utili ai fini delle varie simulazioni numeriche del problema. A tal proposito sarà fondamentale recuperare informazioni sul reale smorzamento del sistema diga-serbatoio-fondazione.

Vorrei chiudere la tesi con una frase che ben si adatta allo studio della sicurezza sismica delle dighe:

"Bisogna rendere ogni cosa il più semplice possibile, ma non più semplice di ciò che sia possibile!" (Albert Einstein) Pag. 226/350

# RINGRAZIAMENTI

Il primo ringraziamento va al Professor Camillo Nuti che mi ha fatto appassionare a questo tema di studio e per il suo supporto scientifico.

Ringrazio tutto il gruppo di lavoro di Roma Tre con cui ho passato questi tre anni di dottorato, in particolare: Alessandro Bergami, Davide Lavorato, Silvia Alessandri, Xu Liu, Zhihao Zhou e Arkam Mohamad.

Un grazie ai tesisti che hanno scelto di studiare insieme a me ed il Professore il tema della risposta sismica delle dighe. Il lavoro svolto da ognuno di loro è stato molto importante per l'elaborazione di questa tesi, per questo vorrei ringraziare: Max Tempella, Simone Magliano e soprattutto Gabriele Fiorentino che è ora un dottorando. Spero che questa tesi serva da testimone. Mi congratulo inoltre con gli altri dottorandi del XXVI ciclo con cui ho condiviso questa esperienza.

Ringrazio tutti i colleghi ingegneri e gli altri professionisti del settore dighe che indirettamente hanno contribuito con le loro conoscenze all'elaborazione di questa tesi. Un grazie particolare a Guido Mazza, Massimo Meghella, Antonella Frigerio, Piero Maserati e Giorgia Faggiani che mi hanno accolto nel loro gruppo di lavoro. Ringrazio inoltre l'ITCOLD ed il suo Presidente Giovanni Ruggeri per avermi introdotto nella loro rete di conoscenze.

Grazie a tutti i membri della mia famiglia, a quelli che mi aiutano nei momenti di difficoltà e a quelli che mi proteggono dall'alto. Un grazie particolare va a mia nonna Antonia che mi spiegava nel suo linguaggio semplice le formulazioni matematiche della famiglia. Ringrazio inoltre un nonno acquisito, Achille, che mi sta insegnando come vorrei invecchiare.

Ringrazio i miei amici di sempre che cercano di distogliermi dalla mia passione per l'ingegneria: Adriano, Simona Laura e Pamela.

Ringrazio con tutto il cuore mia madre e mio padre e a loro ripeto quanto già detto tre anni fa: "mi fa piacere dirvi che i vostri sforzi si sono materializzati nella mia felicità". Ringrazio la mia "super" sorella che sta per dare alla luce la mia prossima nipote. Dopo aver dedicato a mio nipote Filippo la tesi magistrale dedico a lei questa tesi di dottorato.

Il grazie più grande va ad Eleonora che è semplicemente la donna che ho sempre voluto avere accanto.

Pag. 228/350

## BIBLIOGRAFIA COMPLETA

1. Temporelli, G. Da Molare al Vajont - Storie di dighe. Genova : Erga, 2011.

2. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). Roma : s.n., 2008.

3. Giuseppetti, G. Analisi di Rischio. Roma : ITCOLD, 2004.

4. Hoekstra, A. Risk Assessment in Dams Safety Management - Bulletin 130. Parigi : ICOLD, 2005.

5. 12th ICOLD International Benchmark Workshop. Zenz, G. Graz: ANCOLD, 2013.

6. **Bozovic, A.** *Design features of dams to resist seismic ground motion (Guidelines and case studies) -Bulletin 120.* Paris : ICOLD, 2001.

7. Dam-surface fault rupture interaction: A case study near L'Aquila Central Italy. Agosti, Lai, Corigliano. Ohrid : 14ECEE, 2010.

8. J. Wilcoski, R. Hall, J. B. Gambill, E. E. Matheu, M. R. Chowdhury. Seismic Testing of a 1-20 Scale Model of Koyna Dam. Washington : USACE, 2001.

9. Seismic Design and Performance Criteria for Large Storage Dams. Wieland. Lisbon : WCEE, 2012.

10. Seismic Design and Safety Aspects of Bottom Outlets, Spillways and Intake Structures of Large Dams. Wieland. Lisbon : WCEE, 2012.

11. Severn, Bozovic. Selecting Seismic Parameters for Large Dams - Bulletin 72. Parigi : ICOLD, 1989.

12. Castoldi. La Verifica Sismica delle Dighe. Roma : ITCOLD, 1998.

13. US Army Corps Of Engineers. *Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures.* Washington : USACE, 2007.

14. O. C. Zienkiewicz, R. W. Clough, H. B. Seed. *Earthquake Analyses Procedures for Dams.* Parigi : ICOLD, 1986.

15. Wilson, E. L. *Three Dimensional Static And Dynamic Analysis Of Structures.* Berkeley : Computers and Structures, Inc, 1995.

16. **Mazza, G.** *Potenzialità, limiti e possibili sviluppi delle tecniche di identificazione strutturale per la diagnostica delle dighe.* Roma : ITCOLD, 2012.

17. Analytical and experimental investigation of damping in arch dams based on recorded earthquakes. **Proulx.** Canada : 13° WCEE, 2004.

18. Gregory Fenves, Anil K.Chopra. Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dam. Berkeley California : University of California-Earthquake Engineering Research Center, 1986.

19. **Martin Leclerc, Pierre Léger, René Tinawi.** *CADAM user's manual.* [PDF] Montrèal : Department of Civil, Geological and Mining Engineering École Polytechnique de Montréal, 2001.

20. Wieland, M. Selecting Seismic Parameters For Large Dams - Bulletin 148. Parigi : ICOLD, 2010.

21. Kramer, Steven L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 1996. 0133749436.

22. Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. Computer aided record selection for codebased seismic structural analysis. 2009. 10.1007/s10518-009-9146-1.

23. Hancock J, Watson-Lamprey J, Abrahamson NA, Bommer JJ, Markatis A, McCoy E, Mendis R. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*. 2006, Vol. Vol. 10, 67–89.

24. Yoshihisa Uchita, Hiroaki Noguchi and Victor E.Saouma. Safety Research. *Dam Safety*. International Water Power & Dam Construction, 2005, December.

25. **M.Basili, C.Nuti.** *Seismic response analysis of italian concrete gravity dams.* Roma : Dipartimento di Ingegneria delle Strutture Roma Tre, 2008.

26. Gregory Fenves, Anil K. Chopra. Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Separate Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects. *ASCE: Journal Of Engineering Mechanics*. Mensile, 1985, Vol. 111, 6.

27. G.De Martino, M.Giugni. *Effetti idrodinamici sulle dighe di sbarramento durante terremoti*. Napoli : Università di Napoli- Facoltà di ingegneria- Istituti idraulici, 1983.

28. Chopra, A.K. Earthquake behavior of reservoir-dam systems. *Engineering Mechanics Division*. Dicembre, 1968, Vol. 94.

29. Chopra, A.K. e Fenves, G. Effects of reservoir bottom absorption on earthquake response of concrete gravity dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 1983, Vol. 11, November.

30. Gregory Fenves, Anil K.Chopra. Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Combined Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects. *ASCE:Journal Of Engineering Mechanics*. Mensile, 1985, Vol. 111, 6.

31. US Army Corps Of Engineers. *Gravity Dam Design*. Washington, DC: USACE, 1995. EM1110-2-2200.

32. **Ruggeri, G.** Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams. Italy : ICOLD, 2004.

33. Savage, Houk. Checking Arch Dam Design with Models. *Civil Engineering*. 1931, Vol. 1, 8.

34. US Army Corps Of Engineers. *Theoretical Manual For Analysis of Arch Dam.* Washington, DC : USACE, 1993.

35. —. User's Guide: Arch Dam Stress Analysis System (ADSAS). Washington, DC: USACE, 1997.

36. **Ruggeri, G.** *Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams FINAL REPORT.* Italia : ICOLD EUROPEAN CLUB, 2004.

37. Furgani, L. Verifiche Sismiche di Dighe a Gravtà in Calcestruzzo. Roma : Università degli Studi di Roma Tre, 2010.

38. Anil K. Chopra, Liping Zhang. *Base sliding response of concrete gravity dams to earthquake*. Berkeley : University of California at Berkeley, 1991. UCB/EERC-91/05.

39. A.Danay, L.N.Adeghe. Seismic-Induced Slip of Concrete Gravity Dams. *Journal of Structural Engineering*. January, 1993, Vol. 119, 1.

40. **Michela Basili, Camillo Nuti.** *Seismic safety against base sliding of concrete gravity dams.* Bologna : Dipartimento di strutture, Università degli Studi Roma Tre, 2009. ANIDIS2009.

41. **M.Basili, C.Nuti.** A semplified procedure to estimate base sliding of concrete gravity dams induced by an earthquake. Rhodes : University of "Roma Tre", 2009. COMPDYN 2009.

42. Camillo Nuti, Paolo Emilio Pinto. Analisi dell'interazione terreno struttura in condizioni sismiche. Roma : s.n., 1989.

43. McKenna, Fenves, Scott and Jeremic. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Berkeley, CA : Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, 2000.

44. *MATLAB and Statistics Toolbox*. Massachusetts, United States : The MathWorks, Inc., 2011.

45. Canadian Dam Safety Association. Dam Safety Guidelines. Alberta : s.n., 1995.

46. Analytical procedure for stress field solution in concrete gravity dams. Marcelo, Ribeiro, Pedroso. Brazil : s.n., 2007.

47. J. Lee, G. Fenves. A Plastic-Damage Concrete Model For Earthquake Analysis Of Dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1998, Vol. Vol. 27, pp. 937-956.

48. **ICOLD.** Bulletin 155 - Guidelines for use of numerical models in dams engineering. Paris : ICOLD, 2012.

49. Computers and Structures Inc. SAP2000. Berkeley CA : s.n., 2009.

50. Zienkiewicz, Clough. Bulletin 52 - Earthquake analysis procedure for dams. Paris : ICOLD, 1986.

51. *Applicability of general-purpose finite element programs in solid-fluid interaction problems.* **Akkas, Akay, Yilmaz.** 1979, Computers & Structures, p. 773-783.

52. Static and dynamic analysis of fluid and fluid-structure systems by the lagrangian method. Calayir, Domanoglu. 1993, Computers & Structures, p. 625-632.

53. *Finite elements for the dynamic analysis of fluid-solid systems*. **Wilson, Khalvati.** 1983, International journal for numerical methods in engineering, p. 1657-1668.

54. *Earthquake Analysis of Radial Gates/ Dam Includind Fluid-Structure Interaction.* Aslam, Wilson. San Diego, CA. June 2002 : s.n., 2002. Proceedings Third U.S.-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams .

55. **P.Wolf, John.** *Soil-structure-interaction in time domain.* New Jersey : Prentice Hall, 1988.

56. **Clough, Zienkiewicz.** *Finite element method in analysis and design of dams.* s.l. : ICOLD, 1987.

57. Earthquake Response Analysis of Gravity Dam Considering the Radiation Damping on Infinite Foundation. Liu e Chen. Singapore : APCOM & ISCM, 2013.

58. Nuss, Hansen. Seismic Upgrade for Concrete Dams. *The Journal of Dams Safety*. 2013, Vol. 11, 4.

59. Wang, Chopra. *EACD-3D-2008: A computer program for three dimensional earthquake analysis of concrete dams considering spatially-varying ground motion.* Berkeley : Earthquake Engineering Research Center, 2008.

60. Horizontal Stiffness of Arbitrarly Shaped Embedded Foundation. Gazetas, Tassoulas. 1986, Journal of Geotechnical Engineering, p. 440-457.

61. Footing under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundation. Mylonakis, Nikolaou, Gazetas. 2006, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, p. 824-853.

62. Ghanaat, Chudgar. Seismic Design and Evaluation of Concrete Dams. An engineering manual. 2007.

63. Dassault Systèmes Simulia Corp. *Abaqus Analysis User's Manual, Abaqus 6.11.* 1993.

64. Lubliner, J. A plastic-damage model for concrete. *Int. J. Solid Structured*. 1989, Vol. 25, 3.

65. H.H.Chen, R.K.L. Su. Tension softening curve of plain concrete. *Construction and building material.* 2013, Vol. 44.

66. **D.A.Hordijk.** Local approach to fatigue of concrete. Delft: W.D.Meinema, 1974.

67. Ministero delle infrastrutture. Norme tecniche delle costruzioni. 2008.

68. Leclerc. *RS-DAM (ROCKING AND SLIDING ANALYSIS OF DAMS)*. Montreal : s.n., 2003.

69. Newmark. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*. 1965, Vol. 15, 2.

70. Water pressure on dams during eartquakes. Westergaard. 1931, ASCE, p. 418-433.

71. W.Chavez, G. Fenves. Earthquake Response of Concrete Gravity Dams Including Base Sliding. *Journal of structural engineering*. May, 1995, Vol. 121, 5.

72. K.Chopra, Anil. *Earthquake analysis of arch dams: factors to be considered.* Beijing China : World Conference on Earthquake Engineering, 2008.

73. Barbara Mills-Bria, P.E, Larry Nuss, Anil Chopra. Current Methodology at the bureau of reclamation for nonlinear analysis of arch dams using explicit finite element techniques. Beijing China : World Conference onEartquake Engineering, 2008.

74. Zienkiewicz, Taylor. *The Finite Element Method Set, 6th Edition*. Oxford : Butterworth-Heinemann, 2005. 9780080531670.

75. Ordaz M, Aguilar A, Arboleda J. CRISIS- A Program for computing Seismic Hazard. Messico : Engineering Institute of the National University of Mexico (UNAM), 2007.

Pag. 234/350



# ALLEGATO

# Tesi di dottorato ERIFICHE SISMICHE DI DIGHE IN CALCESTRUZZO

Dottorando LUCA FURGANI

Tutor Prof. CAMILLO NUTI Pag. 236/350

## 7. ALLEGATO

Nella prima parte della tesi è stata riportata la trattazione teorica dei fenomeni che influenzano maggiormente la risposta sismica delle dighe e sono stati confrontati i risultati ottenuti attraverso differenti approcci di analisi.

Nel presente allegato vengono documentati i dettagli delle analisi effettuate. Si forniscono quindi degli esempi applicativi dei metodi descritti nella prima parte della tesi.

Anche questo allegato verrà suddiviso in tre sezioni: ANALISI SEMPLIFICATE, analisi effettuate con S.I.M.DAM ed ANALISI ACCURATE. Il primo capitolo sarà dedicato alla valutazione dello stato tensio-deformativo che precede l'applicazione delle forze sismiche.

,	
I. RISULTATI ANALISI SEMPLIFICATE	241
STEP 2) VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE	241
7.1.1. Influenza del metodo di calcolo	241
7.1.2. Influenza dei parametri di ingresso delle analisi dinamiche non lineari	
semplificate	254
1	
II. RISULTATI ANALISI S.I.M.DAM	269
STEP 3) ANALISI PSEUDO-STATICHE	269
7.1.3. Dalla risposta elastica a quella tridimensionale non lineare.	269
STEP 4) ANALISI DINAMICHE	272
7.1.4. Risposta della struttura al sisma del Friuli (IT0104ya)	272
7.1.5. Risposta della diga rispetto a 7 accelerogrammi spettro compatibili	278
7.1.6. Risposta della diga rispetto ai 4 siti di riferimento	281

#### III. RISULTATI ANALISI ACCURATE FEM

286

STEP 5) TRE APPROCCI A CONFRONTO PER IL CASO A VUOTO	
7.1.7. Forze statiche equivalenti al sisma	
7.1.8. Dall'analisi statica equivalente all'analisi modale	
7.1.9. Dall'analisi modale alla analisi di integrazione al passo	
7.1.10. Approfondimenti sulla modellazione	
STEP 6) INTRODUZIONE AL CASO STUDIO E PRIME ANALISI AL PASSO	
STEP 7) INTERAZIONE FLUIDO STRUTTURA NEL DOMINIO DELLE FREQUENZ	E E PER
AZIONI STATICHE EQUIVALENTI	
7.1.11. Serbatoio isolato: pressione impulsiva e massa aggiunta	

Pag. 238/350

7.1.12.	Forza statica equivalente di Fenves e Chopra	
7.1.13.	Risposta spettrale con Approccio Lagrangiano	
STEP 8)	INTERAZIONE FLUIDO STRUTTURA NEL DOMINIO DEL TEMPO	
7.1.14.	Pressione idrodinamica di Westergaard	
7.1.15.	Massa aggiunta	
7.1.16.	Approccio Lagrangiano	
7.1.17.	Elementi finiti fluidi (Approccio Euleriano)	
7.1.18.	Elementi acustici (Approccio Euleriano)	
STEP 9)	INTERAZIONE FONDAZIONE STRUTTURA	
7.1.19.	Modello della fondazione con "elementi infiniti"	
7.1.20.	Modellazione con elementi finiti e smorzatori al contorno	
STEP 10	)) SCORRIMENTO ALLA BASE	
7.1.21.	Influenza del Metodo Numerico	
7.1.22.	Scorrimenti per i 7 segnali spettro compatibili (Sito A)	
STEP 11	1) VALUTAZIONE DELLE FESSURE	
7.1.23.	Effetti prodotti dalla non linearità del calcestruzzo	
7.1.24.	Influenza della presenza dei cunicoli nelle analisi non lineari	
7.1.25.	Effetti combinati dello scorrimento alla base e della fessurazione c	lel corpo
diga	320	-
7.1.26.	Effetti della componente verticale sulla risposta non lineare	
7.1.27.	Influenza del segnale sulla risposta	
<b>STEP 12</b>	2) MODELLO COMPLETO 3D	
7.1.28.	Step 12.1: Interazione dinamica dei conci adiacenti	
7.1.29.	Step 12.2: Modellazione del serbatoio	
7.1.30.	Step 12.3: Modellazione della fondazione	
7.1.31.	Step 12.4: Comportamento monolitico	
7.1.32.	Step 12.5: Risposta non linearità tridimensionale	
7.1.33.	Step 12.6: Risposta non lineare a conci indipendenti	

### Step 1) LO STATO PRE-SISMICO

Con riferimento al caso studio di riferimento riportato nella prima parte della tesi al Capitolo 2 si riportano di seguito le mappe delle tensioni e degli spostamenti riferite allo stato presismico. Le azioni statiche considerate sono esclusivamente il peso proprio del calcestruzzo e la pressione idrostatica ottenuta per il livello di massima regolazione.



Figura 7.1 Tensioni principali massime nello stato pre-sismico generato dal peso proprio e dalla pressione dell'acqua



Figura 7.2 Mappa degli spostamenti in direzione monte-valle (vista dall'alto)

Come si può vedere le forze statiche applicate alla struttura non portano a tensioni di trazione elevate.

Ai fini della presente tesi verranno considerate delle specifiche posizioni rispetto alle quali valutare le grandezze di interesse. Questo semplificherà la fase di confronto tra le analisi. Nelle analisi piane si farà riferimento alla sezione più alta della diga. Per questo risulta utile fare riferimento a due grandezze principali calcolate per il concio più alto: lo spostamento relativo tra sommità e base della diga e la tensione registrata alla base del paramento di monte.

Nella figura che segue vengono riportate le tensioni verticali ottenute per il concio più alto confrontando i risultati ottenuti con la modellazione 3D e con quella 2D agli elementi finiti.

Nella figura sono state inseriti anche i vettori delle tensioni principali minime per evidenziare il funzionamento della diga a gravità. Questa infatti scarica la spinta dell'acqua alla base formando un puntone inclinato. Le figure mostrano come le distribuzioni di tensione ottenute con i due modelli siano pressoché identici e che in esercizio non ci sono zone in trazione.



Figura 7.3 Confronto tra analisi 3D e 2D rispetto alle tensioni verticali

Si riportano di seguito gli spostamenti relativi pari alla differenza tra spostamento in sommità e spostamento alla base per i due modelli 2D e 3D.

*Tabella 7.1 Confronto tra gli spostamenti relativi pre-sismici ottenuti con una modellazione 2D e 3D.* 

Azione applicata	2D [mm]	3D [mm]
Peso proprio	-5.1	-5.3
Peso proprio + idrostatica	7.7	7.3
Peso proprio + idrostatica + sottospinta	8.7	n.c.
Termica variazione uniforme +10°C	n.c.	7.2

Si osserva che gli spostamenti ottenuti differiscono di pochi decimi di millimetro. È stato anche riportato lo spostamento ottenuto modellando la sottospinta dell'acqua attraverso speciali elementi finiti. Nelle analisi 3D gli effetti della sottospinta sono stati trascurati per non complicare ulteriormente il modello numerico, si è invece valutato l'effetto della variazione termica.

Per non perdere di generalità si è scelto di modellare la variazione termica in maniera semplificata assumendo una variazione uniforme della temperatura. Questa variazione termica è stata utilizzata per attivare l'interazione tra i conci verticali. Se infatti la variazione termica è positiva avviene un espansione dei singoli conci che porta a contatto le superfici tra i conci verticali. Per mostrare l'effetto della temperatura sull'interazione tra i conci verticali si riportano di seguito le mappe delle forze normali agenti sulle superfici di contatto prima e dopo l'applicazione della variazione termica.



Figura 7.4 Forze normali calcolate sulle superfici di contatto prima e dopo l'applicazione della variazione termica uniforme.

La figura mostra come l'espansione dei conci, associata ad i periodi estivi, può produrre un contatto ed una compressione tra le facce. Questa compressione sarà fondamentale per valutare le forze attritive che i conci sono capaci di scambiarsi in fase sismica.

Alla luce di questo effetto è chiaro che nei periodi invernali i conci subiranno un accorciamento e quindi i giunti risulteranno aperti. Nelle analisi 3D successive questo verrà considerato eliminando i legami tra le superfici dei conci a contatto. Ciò equivale a fare delle analisi a conci indipendenti.

## I. RISULTATI ANALISI SEMPLIFICATE

#### Step 2) VALUTAZIONE DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE

Al fine di valutare il grado di confidenza che si deve nella valutazione dello scorrimento alla base della diga sembra essenziale confrontare i risultati ottenuti con differenti metodi. Questo studio è particolarmente utile per definire quale sia lo strumento più efficace per una valutazione rapida dello stato di sicurezza della diga.

Così come è stato fatto precedentemente, sfruttando la semplicità di questi metodi è utile effettuare analisi di sensibilità sui parametri di input. Per fare questo si è utilizzato l'oscillatore equivalente proposto da Nuti e Basili. Verrà quindi valutata l'influenza della rigidezza della fondazione e l'influenza dell'azione sismica applicata. Per valutare questi effetti verranno prima confrontati i risultati ottenuti con 46 accelerogrammi naturali di media-forte intensità. Da questi risultati si cercherà di trovare i parametri dei segnali maggiormente correlati con lo scorrimento. Si studierà poi l'influenza del modo in cui gli accelerogrammi vengono resi spettro compatibili facendo riferimento ai segnali descritti nel Capitolo 2 per i 4 siti di riferimento.

#### 7.1.1. INFLUENZA DEL METODO DI CALCOLO

Di seguito si riportano dei confronti tra i diversi metodi descritti precedentemente. Per prima cosa verranno mostrati i passaggi fondamentali richiesti per la valutazione dello scorrimento utilizzando due differenti valori dell'angolo di attrito roccia-cls pari a 45° e 55°. Le caratteristiche della diga prese come riferimento sono quelle descritte nel capitolo precedente. Per semplificare il confronto la geometria della diga viene supposta triangolare. Verrà considerato il concio della struttura più alto che raggiunge un'altezza di 87.00 m. A questa sezione della diga si può associare un periodo a vuoto pari a T = 0.215 sec ( $\omega = 29.21 rad/sec$ ). Stante la forza piuttosto standardizzata delle dighe è possibile utilizzare una forma modale fondamentale  $\phi_1(y)$  che abbia validità generale. Di seguito viene riportata quella proposta da Nuti e Basili:

$$\phi_1\left(\frac{z}{L}\right) = a_4\left(\frac{z}{L}\right)^4 + a_3\left(\frac{z}{L}\right)^3 + a_2\left(\frac{z}{L}\right)^2 + a_1\left(\frac{z}{L}\right)$$

dove i parametri utilizzati per il calcolo sono i seguenti:

$$a_4 \quad a_3 \quad a_2 \quad a_1$$
  
1,25 -1,33 1,02 0,05

L'accelerazione sismica considerata sarà quella riferita al terremoto del Friuli del 1976 (IT0104ya). Le analisi verranno poi ripetute per un campione di dighe con altezze differenti ed utilizzando 46 accelerogrammi naturali.

#### ANALISI DINAMICA (CHOPRA E ZHANG)

Secondo questo metodo l'analisi dinamica al passo viene effettuata considerando la diga come se fosse rigida ed utilizzando anziché l'accelerazione del terreno una accelerazione media ponderata, che mette in conto la deformabilità della struttura, data dalla seguente formula:

$$\bar{a}(t) = a(t) + \frac{L_1}{M} \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \ddot{u}(\tilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t)$$

La prima cosa da fare è valutare i parametri necessari per stimare la risposta  $\ddot{u}(\tilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t)$  di un oscillatore armonico con le caratteristiche equivalenti  $\tilde{\omega}_1 e \tilde{\xi}_1$ . Uno dei parametri richiesti è la massa equivalente:  $\tilde{m}(y) = m(y) + p_0(y)$ , somma della massa reale della struttura più la massa aggiunta derivante dall'interazione con il serbatoio, valutabile a partire dalla distribuzione della pressione  $p_0(y)$  (riportata nell'appendice dell'articolo) che è pari a:

$$p_{0}(y) = \frac{8\rho h}{\pi^{2}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)^{2}} \cos(\lambda_{n} y)$$
  
dove:  $\lambda_{n} = \frac{(2n-1)\pi}{2h}$ 

Seguendo le indicazioni degli autori si valutano le grandezze dinamiche del sistema:

$$M = \int m(y) \, dy = 6481 \, ton$$
  

$$M_1 = \int m(y) [\Phi_1(y)]^2 \, dy = 288 \, ton$$
  

$$\widetilde{M}_1 = \int \widetilde{m}(y) [\Phi_1(y)]^2 \, dy = 584 \, ton$$

 $L_1 = \int m(y)\phi_1(y)dy = 888 \ ton$ 

$$\tilde{L}_1 = \int \tilde{m}(y)\phi_1(y)dy = 1650 \ ton$$

Con queste possiamo calcolare le caratteristiche dell'oscillatore equivalente:

$$\begin{split} \widetilde{\omega}_1 &= \omega_1 \sqrt{M_1 / \widetilde{M}_1} = 20.45 \ rad/sec \rightarrow T = 0.306 \ sec \\ \widetilde{\xi}_1 &= \frac{\widetilde{\omega}_1}{\omega_1} \xi_1 = 0.035 \end{split}$$

Valutata la risposta dell'oscillatore equivalente  $\ddot{u}(\tilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t)$  si ottiene l'accelerazione media ponderata  $\bar{a}(t)$  definita in precedenza. Per fare questo è stata valutata la risposta di un punto materiale con massa unitaria collegato ad una molla. La rigidezza della molla è stata presa pari a  $K = \omega^2 M$ . Da questa analisi è stata valutata la accelerazione  $\ddot{u}(\tilde{\omega}_1, \tilde{\xi}_1, t)$  riportata nella Figura 7.5.



Figura 7.5 Confronto tra il segnale originale ed il segnale definito nel modello di Chopra e Zhang e loro confronto con le accelerazioni limite riferite ad un angolo di attrito di 45°.

Come si può vedere il segnale è più forte di quello originario. Utilizzando il nuovo accelerogramma possiamo stimare la massima accelerazione  $a_m$  e la massima velocità corrispondente  $v_m$ , rispettivamente pari a  $4.08 m/s^2$  e  $0.46 m/s^2$ . Considerando un coefficiente di attrito unitario ed una distribuzione triangolare della sottospinta possiamo calcolare l'accelerazione limite come:

$$\frac{a_c}{g} = \frac{1}{W + W_{a0}} \left[ \mu_s (W - U) \pm H_s \right],$$
  
Dove:  
 $W = M g = 63580 \ kN$   
 $W_{a0} = g \int p_0 = 40299 \ kN$   
 $U = (p_m + p_d) \frac{x_d}{2} + (p_d + p_v) \frac{(B - x_d)}{2} = 10291 \ kN$   
 $H_s = \frac{h^2}{2} \gamma_w = 37126 \ kN$ 

Da queste relazioni si ottengono i seguenti valori di accelerazioni limite:

 $a_c(verso \ valle) = 1.53 \ m/s^2$   $a_c(verso \ monte) = 8.54 \ m/s^2$ 

La linea tratteggiata riportata in Figura 7.5 indica se e in quali istanti l'accelerazione alla base supera l'accelerazione limite. Di seguito si riportano i risultati delle analisi

condotte dal programma RSDAM sviluppato da Leclerc al Politecnico di Montreal (68). Con questo programma è possibile calcolare lo scorrimento alla base di una diga considerata rigida nello stesso modo descritto da Chopra e Zhang nella appendice del loro articolo.



Figura 7.6 Scorrimento alla base della diga ottenuta con il metodo di Chopra e Zhang

Come si osserva lo spostamento residuo ottenuto considerando come input l'accelerazione media ponderata  $\bar{a}(t)$  è pari a 46 mm.

Si valuta adesso il caso in cui l'angolo di attrito del materiale alla base della diga sia maggiore e pari a  $\varphi = 55^{\circ}$ . In tal caso il coefficiente di attrito  $\mu_s$  risulta pari a 1.428. Di conseguenza otteniamo:

 $a_c(verso valle) = 3.68 m/s^2$   $a_c(verso monte) = 10.69 m/s^2$ 

Come si può vedere dalla Figura 7.5 in questo caso l'accelerazione limite è sempre maggiore dell'accelerazione media ponderata. La diga non subisce quindi scorrimenti residui.

CURVA DI REGRESSIONE DI DANAY E ADEGHE

Il metodo semplificato sviluppato da questi autori permette di calcolare lo scorrimento in maniera molto veloce sfruttando la relazione seguente:

 $s(mm) = 251 C V^{1.8} A^{-0.82} 10^{-3.73\sqrt{R}} L$ 

La massa aggiunta dovuta alla presenza del bacino è stata modellata così come fatto con il methodo di Chopra e Zhang.

$$a = \frac{[\mu(W_y - U) - F_x]}{m_x} = \frac{[\mu(W_y - U) - F_x]}{(W_y + W_{wx1})/g}$$

Facendo riferimento ai valori delle grandezze calcolate nell'esempio precedente possiamo scrivere:

$$\mu = 1$$
;  $F_x = 37126 \ kN$ ;  $U = 10291 \ kN$ ;  $W_v = 63580 \ kN$ ;  $W_{wx1} = 40299 \ kN$ .

Si valuta quindi l'accelerazione limite, che come si può verificare coincide con quella calcolata nel metodo precedente:  $a = 1.53 m/s^2$ . A questo punto, dopo aver fissato il parametro legato al valore probabilistico che si vuole stimare C = 1, a partire dalle caratteristiche dell'accelerogramma, si determinano: V = 304 mm/s, A =

2504  $mm/s^2$ ,  $R = \frac{a}{A} = 0.61$ . Da questi è possibile valutare lo scorrimento a meno del fattore di amplificazione L.

 $s(mm) = 251 C V^{1.8} A^{-0.82} 10^{-3.73\sqrt{R}} = 14.81 mm$ 

Sapendo che il primo periodo della diga è pari a 0.215 sec e che il periodo predominante dell'accelerogramma è pari a 0.09 sec si valuta il rapporto *f* tra le due frequenze pari a:  $f = \frac{F_n}{F_c} = \frac{1}{T_n} T_c = 0.42$ . Rispetto a questo possiamo valutare l'effetto dell'amplificazione con la seguente formula:  $L = 2.2 x f x 10^{1.3 R} = 5.72$ . Il valore dello scorrimento valutato precedentemente va ora moltiplicato per il coefficiente che tiene conto della deformabilità della struttura. Facendo questo si ottiene uno scorrimento finale pari a :

$$s(mm) = 251 C V^{1.8} A^{-0.82} 10^{-3.73\sqrt{R}} L = 85 mm$$

Come si può vedere i risultati si discostano da quelli ottenuti con il metodo semplificato di Chopra e Zhang.

Se utilizzassimo come coefficiente di attrito 55° otterremmo una accelerazione limite di  $3.37 m/s^2$  e di conseguenza un rapporto R = 1.47 ad indicare che l'accelerazione limite è maggiore della massima accelerazione del terreno applicata alla diga. Nonostante questo, è possibile applicare la formula ottenendo un valore di scorrimento in condizione di diga rigida pari a 0.36 mm che amplificato del fattore 75.17 restituisce uno scorrimento pari a 27 mm.

#### CURVA DI REGRESSIONE NUTI BASILI

Come descritto precedentemente il metodo che si sta per applicare si basa su una legge che correla lo scorrimento plastico con l'accelerazione applicata alla diga. A differenza dei casi precedenti i risultati possono essere ricavati direttamente dallo spettro in accelerazione e possono essere messi in conto gli effetti dell'interazione con il serbatoio e con la fondazione. Nella analisi che segue verrà utilizzato lo spettro di norma allo Stato Limite di Collasso di cui l'accelerogramma IT104ya è spettro-compatibile.

Questo metodo richiede un numero molto ridotto di passaggi. Lo scorrimento può essere calcolato a partire dal rapporto  $\beta$  tra l'accelerazione limite per cui si ottiene uno scorrimento calcolato come  $(R_y - P_w)/M_{dw}$  e l'accelerazione spettrale associata al sistema equivalente di periodo  $T_{eq}$  e smorzamento  $\xi_{eq}$ .

Dai calcoli effettuati è risultata una massa equivalente  $M_{dw} = 2080 \text{ ton}$  ed una resistenza allo scorrimento  $R_y = 53289 \text{ kN}$ . Per passare dal sistema reale a quello equivalente le forze devono essere divise per il fattore di partecipazione p = 4.05.

Viene poi calcolata l'accelerazione limite  $a_L = 1.92 m/s^2$  più alta di quella valutata con gli altri metodi visti precedentemente. Sulla base del periodo equivalente  $T_{eq} = 0.29 s$  e dello smorzamento equivalente si valuta una accelerazione spettrale  $a(T) = 5.14 m/s^2$ . Il parametro  $\beta$  è quindi pari a 0.37.

Noto lo spostamento associato allo scorrimento  $Y_y = 53$  mm della diga ed assumendo la curva di regressione  $\mu = 1/\beta$  è infine possibile valutare lo scorrimento alla base come:  $Y_r = Y_y(\mu - 1)$ . Come visto il parametro  $\beta$  non è compreso tra 0.5 e 1.0 così come indicato dagli autori. Se, nonostante questo, applicassimo la legge che lega  $\beta$  e  $\mu$  otterremo uno scorrimento di 89 cm.

Nel caso in cui si assuma un angolo di attrito maggiore, pari a 55°, si ottiene uno scorrimento di 8 mm. Differentemente da quanto accaduto nelle analisi precedenti dove non si faceva riferimento ai valori spettrali bensì ai picchi di accelerazione del terremoto, in questo caso l'accelerazione agente (spettrale) supera quella limite pari a  $4.63 \ m/s^2$ .

#### ANALISI DINAMICHE NUTI BASILI

Si riportano di seguito le analisi condotte attraverso le analisi dinamiche non lineari effettuate con Opensees e con il procedimento descritto da Nuti e Basili.

Come fatto precedentemente, tutti i parametri sono stati considerati in modo tale da essere omogenei con quelli delle analisi condotte precedentemente. Come mostrato in Figura 7.7, lo scorrimento alla base della diga ottenuto è pari a 97 mm (la figura è l'output di un programma di calcolo sviluppato in Matlab per effettuare analisi di scorrimento con diversi metodi di calcolo).

Nella figura viene riportato prima lo spostamento relativo dell'oscillatore equivalente non lineare confrontato con quello di uno oscillatore incastrato alla base in cui è impedito lo scorrimento. Come si può vedere lo spostamento relativo non può superare lo spostamento di scorrimento  $Y_y = 53 mm$ , oltre il quale la diga scorre alla base. Si ripete ancora una volta un concetto molto importante, lo scorrimento alla base riduce gli spostamenti relativi e di conseguenza le tensioni nel corpo diga.

Se utilizzassimo un angolo di attrito di 55° otterremmo uno scorrimento nullo. Questo indica in ogni caso che la risposta calcolata con il metodo semplificato di Nuti e Basili che sfrutta la curva di correlazione tra  $\beta \in \mu$  porta a risultati conservativi.

Si riporta nella Figura 7.8 un altro output del programma in cui sono presenti tutti i risultati delle analisi effettuate. Si riportano quindi il segnale sismico originario e quello modificato nel metodo di Chopra e Zhang, gli scorrimenti alla base, lo spettro di riferimento e il grafico  $\mu - \beta$ .

In aggiunta ad i casi esaminati finora si riporta anche il caso della diga rigida definita come da Chopra e Zhang (con le stessa massa aggiunta) ma con il segnale non modificato. Come si può vedere lo scorrimento ottenuto è nettamente inferiore a quello ottenuto con le altre procedure.



Figura 7.7 Risultati dell'analisi dinamica non lineare effettuata con il metodo Nuti e Basili per un angolo di attrito di 45°



Figura 7.8 Risultati dell'analisi dinamica non lineare effettuata con tutti i metodi semplificati per un angolo di attrito di 45° ed il terremoto IT0104ya

CONFRONTO TRA I RISULTATI OTTENUTI PER 46 ACCELEROGRAMMI DIVERSI

Per fornire un quadro completo dell'influenza del metodo utilizzato per la valutazione dello scorrimento alla base sono state ripetute le analisi per 46 accelerogrammi e per tre differenti altezze della diga pari a 50.0, 87.0 e 100.0 m. Gli accelerogrammi utilizzati riportati nella Tabella 7.8 sono gli stessi utilizzati da Nuti e Basili per la stima della legge di regressione.

Per migliorare il confronto, sono stati distinti i metodi che utilizzano analisi dinamiche non lineari da quelli che sfruttano le leggi di correlazione. Nel primo gruppo ricadono il metodo di Chopra e Zhang (38) e quello di Nuti e Basili (41), nel secondo i metodi che sfruttano la curva R-V-A proposta da Danay e Adeghe (39) e quella  $\mu$ - $\beta$  proposta da Nuti e Basili.

Il caso studio e le ipotesi utilizzate sono le stesse viste in precedenza: si assume una diga di geometria triangolare, si trascura la deformabilità della fondazione e si considera la sottospinta così come riportato nelle NTD (la distanza del drenaggio è posta a 2.8 m dal paramento di monte).

Come si è visto i metodi utilizzati si differenziano per due aspetti principali: il modo in cui viene considerata la diga (rigida o flessibile) ed il criterio con cui si tiene conto della presenza del serbatoio (massa aggiunta dovuta alla presenza dell'acqua).

Nelle tabelle successive vengono riportate le caratteristiche principali dei casi analizzati. Le forze applicate sono: il peso proprio  $P_p$ , la sottospinta dell'acqua  $U_w$  e la spinta idrostatica  $P_w$ .

Grandezza	Simbolo	L=50 m	L=87 m	L=100m	Unità
Forza peso	$P_p$	20913	63315	83650	kN
Sottospinta acqua	Uw	3691	10291	13391	kN
Spinta acqua	$P_w$	12263	37126	49050	kN

Tabella 7.2 Forze statiche applicate alle tre differenti strutture (L=50 m, L=87 m, L=100 m)

Chiaramente all'aumentare dell'altezza aumentano le forze statiche. Da queste viene calcolata la resistenza allo scorrimento  $R_y$  i cui valori sono riassunti nella tabella che segue.

Tabella 7.3 Resistenze allo scorrimento alla base per un angoli di attrito pari a 45° e 55°

Grandezza	Simbolo	L=50 m	L=87 m	L=100m	Unità
Angolo di attrito 45°	$R_y(45^\circ)$	17221	53024	70259	kN
Angolo di attrito 55°	$R_y(55^\circ)$	24595	75726	100341	kN

Si riporta di seguito un confronto tra le caratteristiche dinamiche dell'oscillatore equivalente utilizzato nel modello di Nuti e Basili e in quello di Chopra e Zhang (in quest'ultimo modello l'oscillatore equivalente viene utilizzato solo per valutare l'accelerazione media ponderata). Come si può vedere le caratteristiche degli oscillatori equivalenti sono molto simili. Nel caso del metodo Chopra e Zhang la pressione idrodinamica, maggiore di quella stimata con il metodo Nuti Basili porta ad un periodo leggermente maggiore.

Grandezza	Simbolo	L=50 m	L=87 m	L=100m	Unità
Metodo Nuti e Basili					
Periodo Equivalente	$T_1$	0.16	0.29	0.33	sec
Massa equivalente	M1_tilde	169	512	676	tons
Smorzamento Equivalente	xsi_eq	0.05	0.05	0.05	
Metodo Chopra e Zhang					
Periodo diga + FSI	<i>T_</i> 1	0.18	0.31	0.35	sec
Massa equivalente	M1_tilde	193	583	770	tons
Smorzamento Equivalente	xsi_eq	0.04	0.04	0.04	

Tabella 7.4 Caratteristiche degli oscillatori equivalenti ottenuti con metodi differenti

Per confrontare i diversi metodi si è scelto di riportare tutti gli scorrimenti ottenuti in forma adimensionale utilizzando il parametro  $\mu$ , rapporto tra lo scorrimento finale ottenuto dalle analisi e lo spostamento relativo in sommità che produce lo scorrimento alla base  $Y_y$ . In maniera analoga le accelerazioni sono state adimensionalizzate attraverso l'accelerazione limite  $a_L$  definita da Nuti e Basili. Si riportano di seguito i valori di  $a_L$  e di  $Y_y$  per le diverse altezze e per i due angoli di attrito considerati.

Grandezza	Simbolo	L=50 m	L=87 m	L=100m	Unità
Angolo di attrito 45°	$a_L(45^{\circ})$	1.78	1.89	1.91	$m/s^2$
	$Y_y(45^\circ)$	17	53	70	mm
Angolo di attrito 55°	$a_L(55^\circ)$	4.43	4.58	4.61	$m/s^2$
	$Y_y(55^\circ)$	25	76	101	mm

Tabella 7.5 Accelerazioni limite e spostamenti associati allo scorrimento

Dalla tabella si evince che l'accelerazione limite è circa costate all'aumentare dell'altezza. Questo è la conseguenza di aver considerato una sezione triangolare, il rapporto tra la resistenza e la massa equivalente è molto simile.

Nelle figure che seguono vengono riportati i risultati ottenuti per le dighe alte 50.0 m, 87.0 m e 100.0 m con un angolo di attrito di 45° ed utilizzando il terremoto del Friuli (A-TMZ000). La figura riporta i segnali utilizzati nelle due differenti analisi, lo scorrimento alla base, lo spettro associato al segnale e i risultati nel diagramma  $\mu - \beta$ .



Figura 7.9 Risultati dell'analisi condotta per il terremoto del Friuli A-TMZ000, sulla diga alta 50 m e con un angolo di attrito di 45°



Figura 7.10 Risultati dell'analisi condotta per il terremoto del Friuli A-TMZ000, sulla diga alta 87 m e con un angolo di attrito di 45°



Figura 7.11 Risultati dell'analisi condotta per il terremoto del Friuli A-TMZ000, sulla diga alta 100 m e con un angolo di attrito di 45°

Come si osserva dalle figure, l'accelerazione ponderata valutata con il metodo di Chopra e Zhang (linea rossa del primo grafico) è più alta dell'accelerazione del terreno utilizzata dal metodo Nuti e Basili. La prima verrà applicata ad un corpo rigido la seconda ad un oscillatore equivalente. Dopo aver effettuato le analisi dinamiche non lineari si osserva che lo scorrimento ottenuto con il secondo metodo è sempre maggiore. La differenza è ancora più marcata spostandosi su dighe di maggiore altezza, associate a periodi di oscillazione più alti. Come era logico aspettarsi queste hanno prodotto gli scorrimenti maggiori. Si nota inoltre come i valori ottenuti per il parametro  $\beta$ , rapporto tra accelerazione limite ed accelerazione agente, sono piuttosto vicini per le tre differenti altezze rimanendo compresi tra 0.3 e 0.4.

Grandezza	L=50 m	L=87 m	L=100m	Unità
Analisi dinamica Nuti-Basili	59	97	124	mm
Analisi dinamica Chopra-Zhang	52	46	44	mm
Diga considerata rigida	5	4	4	mm
Curva Nuti-Basili	37	89	125	mm
Curva Danay-Adeghe	110	85	73	mm

*Tabella 7.6 Tabella riassuntiva degli scorrimenti ottenuti per il terremoto del Friuli e con un angolo di attrito di 45°.* 

Nella Tabella 7.6 sono riportati tutti gli scorrimenti ottenuti per il singolo terremoto del Friuli. Di seguito vengono invece riportati tutti i risultati ottenuti con i 46 accelerogrammi naturali e per le differenze altezze delle dighe.



Figura 7.12 Risultati complessivi in termini dei parametri  $\mu \ e \ \beta$  delle analisi di scorrimento effettuate con differenti metodi semplificati e per 46 accelerogrammi naturali.
Le figure delineano una certa dispersione dei risultati ottenuti per differenti metodi di analisi. Queste differenze sono in parte dovute alla variabilità dei parametri sismici dei segnali considerati come input dai diversi metodi di calcolo. Se per esempio utilizzassimo lo stesso segnale per il metodo di Nuti e Basili e quello di Danay e Adeghe il primo dipenderebbe dall'accelerazione spettrale il secondo dai parametri riferiti al moto del terreno (PGA). Trascurando per il momento questa influenza si vogliono trarre delle conclusioni preliminari sulla variabilità dei risultati:

- Passando da un angolo di attrito di 45° ad un angolo di attrito di 55°, aumentando quindi l'accelerazione limite (vedi Tabella 7.5), il numero e l'entità degli scorrimenti si riduce (soprattutto nel caso della diga alta 50.0 m) mostrando una più netta differenza tra il metodo proposto da Nuti e Basili rispetto agli altri per i quali gli scorrimenti sono circa nulli;
- Esclusi alcuni casi isolati, lo scorrimento valutato con il metodo proposto da Nuti e Basili è risultato sempre maggiore degli altri e quello ottenuto calcolando la diga rigida sempre il più basso,
- Se facciamo riferimento ai risultati ottenuti con l'angolo di attrito più basso, le differenze maggiori si ottengono per la diga alta 50.0 m, all'aumentare dell'altezza il metodo di Nuti e Basili prevale sugli altri portando a scorrimenti maggiori.

Si riporta di seguito una differente rappresentazione dei risultati ottenuti per la diga alta 87.0 m ed un angolo di attrito di 45° analoga a quella proposta da Newmark (69) nel suo noto modello di "sliding block". Viene anche riportata (linea continua) la curva proposta dallo stesso autore per la valutazione dello scorrimento delle dighe in materiali sciolti.

Sulle ascisse di questo grafico viene riportato il rapporto tra l'accelerazione limite e l'accelerazione applicata, "parente" del precedente parametro  $\beta$  e in ordinata lo scorrimento moltiplicato per il rapporto tra la PGA e la PGV.

Si osserva chiaramente che i risultati si distribuiscono sopra e sotto la curva in funzione del metodo utilizzato. Nel caso delle analisi effettuate considerando la diga rigida, come per esempio viene fatto dal programma RSDAM, tutti i punti sono sotto la curva. I risultati ottenuti con il metodo di Danay e Adeghe sono invece tutti sopra la curva. Gli altri metodi si trovano a cavallo tra i due.

Per concludere questa fase di confronto tra i metodi si vuole sottolineare che nel campo di valori di  $\beta$  compresi tra 0.5 ed 1 la curva di regressione proposta da Nuti e Basili da dei buoni risultati. Alla luce di questo, si ritiene di poter dire che in questi casi una prima valutazione dello scorrimento può essere fatta attraverso questo metodo che richiede pochi parametri e che non richiede la selezione degli accelerogrammi che come detto precedentemente possono influenzare notevolmente i risultati.



Figura 7.13 Confronto dei risultati ottenuti con la curva proposta da Newmark per le dighe in materiali sciolti

# 7.1.2. INFLUENZA DEI PARAMETRI DI INGRESSO DELLE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI SEMPLIFICATE

Le analisi di sensibilità riportate di seguito sono state condotte con il modello di oscillatore semplice definito da Nuti e Basili per le analisi dinamiche non lineari.

#### INFLUENZA DELLA RIGIDEZZA ALLA BASE DELLA DIGA

Alcuni dei metodi utilizzati precedentemente, trascurano gli effetti dell'interazione con la fondazione. Per questa ragione nelle analisi precedenti si è scelto di utilizzare una rigidezza della fondazione molto alta in modo da riprodurre una condizione di diga su fondazione rigida.

Di seguito si riportano gli scorrimenti ottenuti utilizzando differenti valori del modulo elastico della fondazione e di conseguenza della rigidezza della molla posta sotto l'oscillatore equivalente. Nonostante questa modelli solo la deformabilità a taglio della fondazione, permette di riprodurre l'allungamento del periodo del sistema. Si ipotizza un coefficiente di attrito unitario.

Caso	$\Phi_f$	K <sub>f</sub>	$E_f (E_f/E_c)$	$T_{eq}$ [sec]	a <sub>lim</sub>	β	μ	y <sub>res</sub> [mm]
		[MPa]	[MPa]		$[m/sec^2]$			
	45	45 462	118 200 (5.00)	0.28	1.81	0.36	2.97	100.31
	45	27 277	70 920 (3.00)	0.30	2.38	0.47	1.59	40.98
Granito	45	20 300	52 780 (2.23)	0.32	2.78	0.59	1.20	15.86
	45	19 231	50 000 (2.11)	0.32	2.86	0.61	1.17	13.43
	45	17 307	45 000 (1.90)	0.32	3.03	0.64	1.11	9.03
	45	15 981	41 550 (1.76)	0.33	3.16	0.59	1.10	8.32
Calcari	45	15 000	39 000 (1.65)	0.33	3.26	0.61	1.09	7.61
	45	11 538	30 000 (1.27)	0.34	3.75	0.64	1.03	3.10
Arenarie	45	8 250	21 450 (0.91)	0.36	4.48	0.74	0.95	0.13

Tabella 7.7 Variazione dello scorrimento al variare della rigidezza della fondazione

Come si osserva lo scorrimento aumenta all'aumentare della rigidezza della fondazione. Il motivo di questo aumento sta nella massa equivalente  $M_{dw} = \left(\frac{\omega_f}{\omega}\right)^2 x L$  che dipende dalla rigidezza del sistema diga-fondazione.

Un altro parametro che definisce le proprietà della slitta posta alla base dell'oscillatore è la resistenza allo scorrimento. Rispetto a questa sono state fatte già molte analisi di sensibilità (25) ed in ogni caso l'effetto di questo parametro sullo scorrimento è chiaro: più è bassa la soglia oltre la quale la diga inizia a scorrere più alto sarà il numero di volte in cui scorrerà.

## INFLUENZA DELL'ACCELEROGRAMMA

L'influenza del segnale sismico sulla risposta delle strutture in campo non lineare è un aspetto ben noto (21). Nonostante questo, è utile indagare ulteriormente questa influenza andando a ricercare nel caso specifico delle analisi di scorrimento quali siano le caratteristiche dei segnali più influenti.

Nel caso di analisi lineari e quando la diga viene schematizzata come un sistema equivalente ad un grado di libertà la sola accelerazione spettrale basta a caratterizzare contemporaneamente ampiezza e frequenza dell'input sismico. Nel caso di analisi non lineari da effettuarsi in ogni caso con gli accelerogrammi possono invece prevalere altre caratteristiche. Dalla impostazione del metodo semplificato basato sulla curva  $\mu - \beta$  si deduce che, accelerogrammi con stessa accelerazione spettrale producano lo stesso valore di scorrimento alla base.

A tal proposito si riporta di seguito il campione dei 46 accelerogrammi naturali considerati in (41) e presi dal database italiano, da quello europeo (European Strong Motion Database, ESD) e quello americano (Pacific Earthquake Engineering Research Centre, PEER). Queste registrazioni derivano da terremoti con magnitudo che variano da 4.2 a 7.6 e distanze epicentrali che vanno da 4 km fino a 153 km.

# Pag. 256/350

Ν	Station	Earthquake	Date	Mw	Ep.D. (km)	Name	HPGA(g)
1	Assisi-Stallone	Umbria Marche	26/09/1997	6	21	A-AAL018	0.19
2	Nocera Umbra-Biscontini	Umbria Marche	06/10/1997	5.5	10	E-NCB000	0.26
3	Nocera Umbra 2	Umbria Marche	03/04/1998	5.1	10	R-NC2000	0.38
4	Tolmezzo-Diga Ambiesta	Friuli	06/05/1976	6.5	23	A-TMZ000	0.36
5	Borgo-Cerreto Torre	Umbria Marche	26/09/1997	6	25	A-BCT000	0.07
6	Tarcento	Friuli	11/09/1976	5.3	8	TRT000	0.21
7	Borgo-Cerreto Torre	Umbria Marche	14/10/1997	5.6	12	J-BCT000	0.34
8	Nocera Umbra 2	Umbria Marche	05/04/1998	4.8	10	S-NC2000	0.17
9	Borgo-Cerreto Torre	Umbria Marche	12/10/1997	5.2	11	I-BCT000	0.17
10	Assisi-Stallone	Umbria Marche	06/10/1997	5.5	20	E-AAL018	0.1
11	Borgo-Cerreto Torre	Umbria Marche	26/09/1997	5.7	23	B-BCT000	0.18
12	San Rocco	Friuli	15/09/1976	6	17	B-SRO000	0.06
13	Nocera Umbra-Biscontini	Umbria Marche	03/10/1997	5.3	8	C-NCB000	0.19
14	Tolmezzo-Diga Ambiesta	Friuli	07/05/1976	5.2	27	C-TMZ000	0.12
15	Nocera Umbra-Biscontini	Umbria Marche	07/10/1997	4.2	10	F-NCB000	0.05
16	Nocera Umbra-Biscontini	Umbria Marche	07/10/1997	4.5	10	G-NCB000	0.07
17	Nocera Umbra-Biscontini	Umbria Marche	11/10/1997	4.3	14	H-NCB000	0.09
18	Cascia	Umbria Marche	14/10/1997	5.6	23	J-CSC000	0.05
19	San Rocco	Friuli	11/09/1976	5.3	15	SR-ONS	0.03
20	San Rocco	Friuli	11/09/1976	5.5	17	W-SRO000	0.09
21	Nocera Umbra 2	CentralItaly	05/04/1998	4.8	10	S-NC2090	0.15
22	Nocera Umbra 2	CentralItaly	03/04/1998	5.1	10	R-NC2090	0.31
23	Nocera Umbra-Biscontini	CentralItaly	14/10/1997	5.6	23	J-NCB090	0.05
24	Assisi-Stallone	CentralItaly	26/09/1997	5.7	24	B-AAL108	0.15
25	Borgo-Cerreto Torre	CentralItaly	26/09/1997	6	25	A-BCT090	0.11
26	Auletta	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	25	Auletta-NS	0.06
27	Torre delGreco	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	80	Torre-NS	0.06
28	Bagnoli-Irpino	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	23	Bagnoli-NS	0.13
29	Villetta Barrea	Lazio Abruzzo	11/05/1984	5.5	6	A-VLB000	0.15
30	Milazzo	Basso Tirreno	15/04/1978	6	34	MLZ000	0.07
31	Ponte Corvo	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	22	PON-NS	0.06
32	Lazio Abruzzo	Southern Italy	07/05/1984	5.9	5	ATI-WE	0.12
33	Lazio Abruzzo	Southern Italy	11/05/1984	4.8	8	D-VLB000	0.15
34	Gubbio	Central Italy	29/04/1984	5.6	17	I-GBB090	0.07
35	Sortino	Sicily, Italy	13/12/1990	5.6	29	SRT270	0.11
36	Sturno	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	32	Sturno-NS	0.23
37	Loma Prieta	California	18/101989	6.9	28.6	LOMAP	0.473
38	Kocaeli	Turkey	17/08/1999	7.4	5.3	IZMIT	0.152
39	Kocaeli	Turkey	17/08/1999	7.4	47	GBZ000	0.244
40	Chi-Chi	Taiwan	20/09/1999	7.6	152.7	TAP051	0.112
41	N. Palm Springs	California	08/07/1986	6	46.2	ARM360	0.129
42	Bucarest	Romania	04/03/1977	7.5	4	Bucarest	0.194
43	Dayhook	Iran	06/09/1978	7.4	11	Dayhook	0.385
44	Montenegro	Montenegro	15/04/1979	6.9	65	Montenegro	0.256
45	Kozani	Grecia	13/05/1995	6.5	7	Kozani	0.208
46	Ulcinj	Montenegro	15/04/1979	6.9	21	Ulcinj	0.224

Tabella 7.8 Elenco delle registrazioni dei 46 terremoti considerati nelle analisi.

Sulla base di questa selezione di accelerogrammi naturali si vogliono mettere in luce gli effetti che il segnale ha sul problema della valutazione dello scorrimento. Si riporteranno i valori dei parametri principali in grado di caratterizzare il terremoto in termini di ampiezza, contenuto in frequenza e durata. Il caso studio ed i risultati sono gli stessi trattati precedentemente e riferiti ad una diga alta 87.0 m con un angolo di attrito di 45°. Come detto la fondazione viene considerata rigida. Questa scelta è stata fatta per ottenere un numero maggiore di scorrimenti da confrontare. Da queste caratteristiche risulta una accelerazione limite di 1.89  $m/s^2$  ed uno spostamento associato allo scorrimento pari a 53 mm.

Prima di procedere nella valutazione dello scorrimento alla base, vengono mostrate le caratteristiche del campione scelto in termini dei parametri sismici più comuni. Di seguito si riporta il grafico delle massime accelerazioni spettrali insieme al valore della PGA. Il valore spettrale è quello associato al periodo della diga considerata pari a 0.29 sec.



Figura 7.14 PGA e accelerazione spettrale ottenute per ciascuno dei 46 segnali utilizzati.

Come si può vedere, ai fini della valutazione della risposta dell'oscillatore semplice, la sola PGA non permette di caratterizzare il segnale. Ad un terremoto con PGA bassa (es. IZMIT) può essere associata un'accelerazione spettrale più alta rispetto ad un altro terremoto con PGA maggiore (es. LOMAP).

L'altra caratteristica fondamentale dell'accelerogramma è data dalla sua durata. Questa può variare notevolmente rispetto al modo in cui questa viene calcolata. Di seguito si riportano i valori ottenuti considerando solo i tratti di accelerogramma la cui ampiezza è maggiore del 5% della PGA (per i terremoto troppo deboli non è stata riportata la durata).





Figura 7.15 Bracketed duration associata ad i 46 segnali utilizzati

Nella Figura 7.16 si riportano i risultati ottenuti in termini dei parametri  $\mu \in \beta$  per tutti i 46 accelerogrammi naturali riportati nella Tabella 7.8. Nella figura viene riportato anche il numero associato al segnale in modo da individuare quali siano i segnali che producono gli effetti più importanti.



Figura 7.16 Risultati delle analisi di scorrimento riportati in termini dei parametri  $\mu$  e  $\beta$ 

I risultati appena riportati riguardano solo i 29 accelerogrammi che hanno prodotto uno scorrimento, condizione associata a valori di  $\beta$  minori dell'unità. Come evidenziato nello studio di Nuti e Basili, e come confermano i risultati, il comportamento non lineare diventa più marcato per valori di  $\beta$  inferiori a 0.5. Come si può notare quasi tutti i punti, con valori di  $\beta$  maggiori di 0.5, giacciono sotto la curva di correlazione. Questo indica che la curva proposta da una buona stima, generalmente per eccesso, dello scorrimento alla base in quel range di  $\beta$ .

Per ognuno dei 29 accelerogrammi considerati verrà valutata l'influenza dei parametri caratteristici di intensità, contenuto in frequenza e durata sulla risposta non lineare a scorrimento della diga.

Come detto, gli scorrimenti maggiori si ottengono per i terremoti con valore di  $\beta$  più basso, quindi per i valori maggiori di accelerazione spettrale associata al periodo della diga *Se*(*T*). Per valutare quanta sia la correlazione tra il parametro  $\beta$  e  $\mu$  si riportano di seguito i punti rappresentanti i risultati e si valuta una linea di tendenza di tipo esponenziale.



Figura 7.17 Correlazione tra il parametro di risposta  $\mu e \beta$  calcolati sulla base dei risultati ottenuti su 24 accelerogrammi.

Come si può vedere la correlazione tra le due grandezze è molto buona. Si cerca ora di spiegare le differenze tra la curva proposta da Nuti e Basili e i risultati ottenuti nel range di  $\beta$  compresi tra 0.5 e 1. A tale scopo si riporta di seguito l'elenco dei 10 terremoti che hanno prodotto gli scorrimenti più alti.

Ν	ID	PGA	Db	Se(T)	β	μ
		$[m/sec^2]$	[sec]	[m/sec^2]	[-]	[-]
3	R-NC2000	3.73	9	13.70	0.14	11.35
4	A-TMZ000	3.50	14	7.28	0.26	8.52
37	LOMAP	4.03	20	10.26	0.19	7.95
44	Dayhook	3.78	40	6.02	0.32	5.68
38	IZMIT	2.16	27	10.78	0.18	5.61
22	R-NC2090	3.05	5	7.31	0.26	5.36
2	E-NCB000	2.58	15	10.19	0.19	4.90
21	S-NC2090	1.51	10	5.62	0.34	4.09
48	Ulcinj	2.20	40	4.87	0.39	3.62
7	J-BCT000	3.32	11	5.88	0.33	3.21

Tabella 7.9 Lista dei 10 terremoti che hanno prodotto gli scorrimenti maggiori

I valori più alti di scorrimento non si ottengono sempre per l'accelerazione spettrale maggiore, ne è un esempio il terremoto R-NC2000 che ha dei valori di accelerazione spettrale più bassi del terremoto di Loma Prieta. Neanche la "bracketed duration" (Db) sembra un parametro direttamente correlabile agli scorrimenti maggiori, lo scorrimento maggiore è stato ottenuto per un segnale con una durata minore. Si può affermare che non è tanto importante la durata dell'accelerogramma quanto la durata riferita al superamento dell'accelerazione limite.

Quanto finora visto sottolinea la necessità di ricercare un parametro in grado di tenere conto di più aspetti. Per fare questo è utile trovare un parametro in grado di caratterizzare contemporaneamente ampiezza, contenuto in frequenza e durata dell'accelerogramma. Di seguito si riporteranno alcuni dei parametri più comuni e per ciascuno di essi si valuterà la sua dipendenza con il parametro di scorrimento  $\mu$ .

Per prima cosa si stima la correlazione con l'Intensità di Arias. Questa grandezza definita come:  $I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^\infty [a(t)]^2 dt$  ha le dimensioni di una velocità ed è un parametro che tiene conto sia dell'intensità del terremoto che della sua durata che ai fini dell'integrazione viene considerata infinita. Un valore alto di intensità di Arias indica un terremoto con pochi picchi ma molto elevati così come un terremoto con molti picchi ma di modesta intensità. Anche in questo caso non si riesce a sapere il numero di volte per cui l'accelerazione supera quella limite. Di seguito si riporta l'equazione di interpolazione lineare dei risultati con il coefficiente di determinazione  $R^2$ . Come si osserva dalla Figura 7.18 la correlazione non è significativa.



Figura 7.18 Correlazione tra il parametro di risposta  $\mu$  e l'intensità di Arias dei segnali utilizzati

Un altro dei parametri disponibili per la caratterizzazione dell'accelerogramma è la cosiddetta "Acceleration Spectrum Intensity" (ASI) definita come: ASI =  $\int_{0.1}^{0.5} S_a(\xi = 0.05, T) dT$ . Come riportato nel libro di Kramer, questo parametro è stato definito da Von Thun nel 1988 per analisi di dighe in calcestruzzo che generalmente posseggono periodi inferiori a 0.5 sec. Per le dighe in materiali sciolti, le quali hanno periodi ben più lunghi, lo stesso autore proponeva l'utilizzo del "Velocity Spectrum Intensity" (VSI) calcolato utilizzando lo spettro in velocità e come intervalli di integrazione 0.6 e 2.0 secondi. Di seguito si riporta la legge di interpolazione esponenziale con la quale si è ottenuto il valore massimo di coefficiente di determinazione.

Come si deduce dalla sua definizione, l'intensità di accelerazione spettrale rappresenta l'area sottesa dallo spettro in accelerazione in un range di periodi che va da 0.1 a 0.5 sec. Anche per questo parametro non si osserva una forte correlazione dei risultati.





In assenza di parametri facilmente correlabili agli scorrimenti si propone un parametro definito come "Peak Over Threshold" (POT). Questo non è altro che la cumulata del tempo in cui l'accelerazione di un oscillatore semplice, di periodo pari a quello di interesse, è maggiore del valore dell'accelerazione limite.

Come si può vedere dalla Figura 7.20 la correlazione che si ottiene è molto buona. L'unico svantaggio di questo parametro è rappresentato dal fatto che la sua stima passa attraverso la risoluzione della risposta di un oscillatore ad un grado di libertà, che seppur sia una operazione semplice, può richiedere un tempo maggiore.



Figura 7.20 Correlazione tra il parametro di risposta µ e il parametro POT

In conclusione, dalle analisi condotte utilizzando 46 accelerogrammi naturali e confrontando gli scorrimenti ottenuti rispetto ad i parametri tipici con i quali si caratterizzano gli accelerogrammi in termini di ampiezza, contenuto in frequenza e durata, si è osservato quanto segue:

- Nonostante esista una dipendenza tra la durata dell'accelerogramma e la risposta non lineare, non è possibile correlare direttamente i parametri comunemente usati per valutare la durata del terremoto (durata uniforme o "bracketed") con una maggiore o minore risposta non lineare della diga;
- Utilizzando come termini di paragone dei parametri misti dove si tiene conto contemporaneamente di ampiezza, contenuto in frequenza e durata, come ad esempio l'intensità di Arias, si ottengono delle leggi di interpolazione con correlazione modesta;
- Lo scorrimento maggiore non si ottiene sempre per l'accelerazione spettrale più alta, esiste una certa dipendenza dalla forma dell'accelerogramma, in particolare dal numero di volte per cui viene superata l'accelerazione limite;
- Per valutare questo è stato proposto un nuovo parametro denominato "Peak Over Threshold" con cui si ottiene una buona correlazione ma che richiede una rielaborazione del segnale sismico.

Alla luce di queste considerazioni riguardanti la dipendenza dello scorrimento rispetto all'accelerogramma utilizzato si può affermare che il parametro più efficace per la costruzione di una legge di correlazione tra risposta non lineare e input sismico è l'accelerazione spettrale calcolata per il periodo equivalente della diga. Questo conferma l'efficacia del Metodo Nuti Basili.

Prima di chiudere l'argomento dell'influenza del segnale sismico sulla risposta si riportano nella Figura 7.21 i risultati di alcune analisi effettuate scalando i 46 accelerogrammi in modo da ottenere la stessa accelerazione spettrale ovvero lo stesso valore di  $\beta$ . Facendo questo si può isolare la dipendenza della risposta dalla forma del segnale. Per valutare questo sono stati scelti tre valori di  $\beta$  pari a 0.25, 0.5 e 0.75 e sono state svolte 138 analisi.

Come si può vedere, l'influenza del segnale sullo scorrimento cresce al decrescere dell'accelerazione limite quindi di  $\beta$ . Facendo riferimento alla Figura 7.7 si vede lo stretto rapporto tra lo scorrimento, il segnale ed il valore di limite oltre il quale avviene uno scorrimento. Se vediamo quest'ultimo come un'asticella è chiaro che più bassa sarà maggiore conteranno i picchi del segnale utilizzato, quindi, maggiore sarà la dipendenza della forma del segnale.

Alla luce di questo si capisce il motivo per cui, in molti metodi semplificati, i risultati sono molto dispersi per accelerazioni significativamente maggiori di quelle limite. Questo può rappresentare uno dei più grossi limiti delle analisi dinamiche non lineari, specie di quelle semplificate.



Figura 7.21 Influenza del segnale sullo scorrimento alla base della diga calcolato scalando i 46 segnali in modo da ottenere  $\beta$ =0.25, 0.5 e 0.75.

## INFLUENZA DEL METODO DI SELEZIONE E MODIFICA DEGLI ACCELEROGRAMMI

Nei paragrafi precedenti sono state svolte analisi su accelerogrammi naturali indagando la loro influenza sulla risposta non lineare. I risultati finora riportati hanno quindi rappresentato la variabilità dello scorrimento per zone sismiche generiche.

In occasione delle verifiche una delle fasi più importanti è la valutazione della sismicità attesa. Questa passa per il calcolo dello spettro di riferimento per i vari stati limite da considerare. Si è visto che lo spettro può essere stimato utilizzando diversi approcci e che per le zone maggiormente sismiche occorre effettuare degli studi di pericolosità specifici con approccio probabilistico o deterministico (PSHA, DSHA).

Per le analisi dinamiche è inoltre necessario far seguire alla determinazione degli spettri quella degli accelerogrammi. Questi dovranno naturalmente essere rappresentativi della sismicità locale e, così come richiede la normativa, dovranno essere spettrocompatibili. Questa condizione coincide con il considerare degli accelerogrammi che singolarmente o in media abbiano uno spettro prossimo a quello di riferimento, definito "target".

Se vengono utilizzati accelerogrammi naturali semplicemente scalati si ragionerà in termini di media, quindi la media delle ordinate spettrali dovrà essere prossima alla ordinata dello spettro target. Noto questo, è evidente che il numero di accelerogrammi considerati diventa uno dei parametri che può influenzare i risultati. Ragionando in termini di media delle ordinate spettrali, anche la risposta della struttura verrà valutata in termini di media delle risposte ottenute. Questo modo di

procedere si ritiene valido per un numero di accelerogrammi maggiore o uguale a 7. La selezione e modifica in ampiezza dei segnali riportati di seguito è stata effettuata con il programma REXEL (22).

In alternativa è possibile ottenere gli accelerogrammi modificando un segnale naturale sia in intensità che in frequenza in modo da renderlo spettro compatibile a quello target. Questa procedura implementata in SeismoMatch e descritta in (23) svincola dal numero minimo di segnali da utilizzare, ogni accelerogramma è infatti già spettro compatibile. Nonostante questo, così come indicato dal bollettino ICOLD sulla selezione dei parametri sismici (20) un numero minimo di 3 accelerogrammi deve essere scelto.

Durante le operazioni di modifica dei segnali naturali, sia per semplice moltiplicazione di un fattore di scala sia per modifica in ampiezza e frequenza si arriva a segnali più o meno artificiali. Nel primo caso, utilizzando dei fattori di scala ridotti, non superiori a 5, è comunque possibile mantenere una certa vicinanza ai segnali naturali.

Per zone molto sismiche e per tempi di ritorno molto elevati il numero di segnali naturali candidati ad essere spettrocompatibili può essere esiguo. Queste porta a dover ridurre al minimo i segnali naturali da cui si parte e di utilizzare fattori di scala più alti. Questi problemi possono essere risolti contemporaneamente utilizzando una procedura di "matching".

Senza entrare ulteriormente nel dettaglio dei metodi per la valutazione dei segnali si vuole indagare l'influenza dell'uso dei due differenti approcci descritti precedentemente per il caso studio di riferimento. Riprendendo i 4 siti di riferimento descritti nel Capitolo 2 vengono svolte analisi dinamiche non lineari sull'oscillatore equivalente capace di scorrere alla base. Le analisi sono svolte rispetto al terremoto allo Stato Limite di Collasso.

Nella Figura 7.22 sono stati riportati i risultati ottenuti per ciascuno dei 7 accelerogrammi scalati e per altri 7 accelerogrammi matchati. I siti sono stati ordinati per intensità sismica crescente. Per ogni sito le analisi sono state ordinate per scorrimento crescente.



Figura 7.22 Valori degli scorrimenti ottenuti per i 4 siti di riferimento utilizzando due gruppi di 7 accelerogrammi scalati e matchati

Gli scorrimenti crescono al crescere dell'intensità sismica del sito di riferimento. Per il sito meno sismico (Sito A) alcuni accelerogrammi non producono scorrimento. Nel caso peggiore del sito D si arriva invece ad uno scorrimento di circa 600 mm.

Si riporta nella Tabella 7.10 una sintesi delle 56 analisi svolte. Per ognuna di queste viene indicato il segnale utilizzato, l'accelerazione spettrale associata all'oscillatore equivalente, il massimo spostamento relativo in sommità e lo scorrimento al termine del transitorio. Nella tabella sono riportati i fattori di scala utilizzati per gli accelerogrammi naturali. Questi variano tra 0.7 a 20.5. I risultati ottenuti con quest'ultimo segnale vanno valutati con cautela.

Per ogni gruppo di 7 accelerogrammi sono stati riportati i valori medi dello scorrimento. Da questi si osserva come la media riferita ai segnali scalati è generalmente più alta. Le differenze tendono a crescere in valore ed in significatività al crescere dell'intensità sismica. Per il sito D il valore medio ottenuto con i segnali matchati è 190 mm contro i 240 mm dei segnali scalati.

Rispetto a questi risultati è lecito chiedersi quale sia il valore di riferimento per garantire la sicurezza della diga. Rispetto allo Stato Limite di Collasso questa condizione è associata ad un rilascio incontrollato dell'acqua. Si può immaginare che lo scorrimento può portare ad uno spostamento relativo tra i conci capace di compromettere la tenuta idraulica dei giunti e quindi portare al rilascio dell'acqua. Se per uno scenario di questo tipo assumessimo come valore di riferimento un valore di scorrimento pari a 200 mm è evidente che l'uso dei segnali scalati rispetto a quelli matchati porterebbe ad esiti opposti. Da quanto visto per il caso studio analizzato per differenti sismicità dei siti italiani la massima differenza che si ottiene tra i due approcci è 50 mm.

Viene ora affrontato il tema del numero di accelerogrammi da dover utilizzare per la verifica. Come detto precedentemente deve essere considerato un numero minimo di 3 accelerogrammi. Per le analisi più approfondite agli elementi finiti, in cui le analisi di un singolo accelerogramma possono durare giorni, si cerca di ridurre al minimo il numero di analisi. Di seguito si mostrano i risultati ottenuti confrontando gli scorrimenti medi dei 7 accelerogrammi matchati visti in precedenza con i massimi scorrimenti ottenuti su un campione ridotto di 3 accelerogrammi selezionati dai 7 in modo da avere gli scorrimenti minori. Prendendo i tre segnali che hanno prodotto lo scorrimento più basso si valuta di quanto si può sottostimare lo scorrimento. Dai risultati riportati nella Tabella 7.11 si osserva che, ai fini delle verifiche, prendere il massimo di 3 segnali matchati rispetto alla media dei 7 porta a differenze che arrivano ad un massimo di 54 mm.

Come ultima analisi si vuole valutare l'effetto di prendere un numero di accelerogrammi maggiore di 7. Per fare questo sono stati selezionati e scalati 30 accelerogrammi per i siti A e D. Nella Tabella 7.12 viene riportata una statistica sintetica dei scorrimenti ottenuti per tutti i gruppi considerati.

# Pag. 266/350

	M	ATCHED SIGNALS				SCALED SIGNALS					
	N	Codice	$S_e(T)$ $[m/s^2]$	D <sub>max</sub> [mm]	Slip [mm]	$\begin{array}{c} Codice & S_e(T) & D_{max} \\ [m/s^2] & [mm] \end{array}$		Slip [mm]			
	1	000055x-EQ:=22	5.3	66	10	000055-Friuli-SF:=0.7	6.1	79	23		
	2	000368x-EQ:=23	6.6	65	9	000368-Lazio - Abruzzo-SF:=3.9	5.6	70	14		
g)	3	000661x-EQ:=28	5.5	65	9	000661-Umbria - Marche-SF:=2.3	7.1	84	28		
0 A 0.25	4	006327x-EQ:=28	6.2	76	20	006327-South Iceland (AS)-SF:=2	3.1	50	0		
Site DGA=	5	006333x-EQ:=106	6.1	76	20	006333-South Iceland (AS)-SF:=9	3.3	52	0		
Ð	6	006335x-EQ:=106	6.9	85	29	006335-South Iceland (AS)-SF:=2.2	9.1	182	126		
	7	007142x-EQ:=111	6.3	71	15	007142-Bingol (Turkey)-SF:=0.8	8.6	153	96		
		Media			16				41		
	1	000055x-EQ:=22	7.7	110	54	000055-Friuli-SF:=1	8.4	129	73		
	2	000604x-EQ:=23	8.1	101	45	000604-Umbria Marche-SF:=16.1	7.6	97	41		
(g	3	006270x-EQ:=28	8.6	83	27	006270-South Iceland-SF:=5.2	7.0	70	14		
o B 0.35	4	006332x-EQ:=28	7.6	112	56	006332-South Iceland (AS)-SF:=0.7	9.3	119	63		
Site GA=	5	006349x-EQ:=106	7.9	164	108	006349-South Iceland (AS)-SF:=0.4	7.0	62	6		
(P	6	007142x-EQ:=106	7.4	126	70	007142-Bingol (Turkey)-SF:=0.7	6.8	84	28		
	7	007187x-EQ:=111	6.3	108	52	007187-Avej (Iran)-SF:=0.8	8.6	208	152		
		Media			59				54		
	1	000055x-EQ:=22	10.8	170	114	000055-Friuli-SF:=1.2	12.6	228	172		
	2	000198x-EQ:=23	11.4	139	83	000198-Montenegro-SF:=2.3	14.0	247	191		
(g	3	000234x-EQ:=28	10.7	196	140	000234-Montenegro (AS)-SF:=6.1	9.9	218	162		
o C 0.42	4	004674x-EQ:=28	9.8	193	137	004674-South Iceland-SF:=1.3	11.5	243	187		
Site GA=	5	006332x-EQ:=106	11.0	192	136	006332-South Iceland (AS)-SF:=0.8	11.1	151	95		
(F	6	006333x-EQ:=106	11.2	200	144	006333-South Iceland (AS)-SF:=20.5	7.6	191	135		
	7	007142x-EQ:=111	11.5	306	250	007142-Bingol (Turkey)-SF:=0.8	8.1	133	77		
		Media			143				146		
	1	000198x-EQ:=22	12.0	154	98	000198-Montenegro-SF:=2.6	15.6	312	256		
	2	000410x-EQ:=23	11.5	192	136	000410-Golbasi (Turkey)-SF:=11.9	10.3	143	87		
	3	004675x-EO:=28	7.6	117	61	004675-South Iceland-SF:=3.5	8.5	129	73		
60											
o D 0.46 g)	4	006277x-EQ:=28	10.7	311	255	006277-South Iceland-SF:=1.3	17.6	412	356		
Sito D GA=0.46 g)	4	006277x-EQ:=28 006335x-EQ:=106	10.7 11.2	311 245	255 189	006277-South Iceland-SF:=1.3 006335-South Iceland (AS)-SF:=4	17.6 16.7	412 649	356 <u>593</u>		
Sito D (PGA=0.46 g)	4 5 6	006277x-EQ:=28 006335x-EQ:=106 006500x-EQ:=106	10.7 11.2 10.4	<ul><li>311</li><li>245</li><li>351</li></ul>	255 189 295	006277-South Iceland-SF:=1.3 006335-South Iceland (AS)-SF:=4 006500-Duzce (Turkey)-SF:=0.9	17.6 16.7 10.4	412 649 250	356 <u>593</u> 194		
Sito D (PGA=0.46 g)	4 5 6 7	006277x-EQ:=28 006335x-EQ:=106 006500x-EQ:=106 007142x-EQ:=111	10.7       11.2       10.4       10.6	<ul> <li>311</li> <li>245</li> <li>351</li> <li>354</li> </ul>	255 189 295 <u>298</u>	006277-South Iceland-SF:=1.3 006335-South Iceland (AS)-SF:=4 006500-Duzce (Turkey)-SF:=0.9 007142-Bingol (Turkey)-SF:=0.9	17.6       16.7       10.4       9.1	<ul><li>412</li><li>649</li><li>250</li><li>179</li></ul>	356 <u>593</u> 194           122		

Tabella 7.10 Risultati ottenuti per 4 siti di riferimento utilizzando due differenti approcci per la generazione dei segnali: segnali matchati e scalati

Tabella 7.11 Confronto tra le medie degli scorrimenti ottenuti con 7 accelerogrammi matchati ed i massimi scorrimenti ottenuti con 3 accelerogrammi matchati

	Media dei	Massimo di
	7 Accelerogrammi	3 Accelerogrammi
	Matchati	Matchati
Sito A	16 mm	10 mm
Sito B	59 mm	52 mm
Sito C	143 mm	136 mm
Sito D	190 mm	136 mm

Tabella 7.12 Media, deviazione standard e coefficiente di variazione degli scorrimenti ottenuti per tutti i gruppi di accelerogrammi considerati

Gruppo dei segnali utilizzati	Media [mm]	Dev. Sta. [mm]	COV
Sito A - 7 segnali matchati	16	7	0.47
Sito B - 7 segnali matchati	59	25	0.43
Sito C - 7 segnali matchati	143	52	0.36
Sito D - 7 segnali matchati	190	96	0.50
Sito A - 7 segnali scalati	41	50	1.21
Sito B - 7 segnali scalati	54	50	0.92
Sito C - 7 segnali scalati	146	45	0.31
Sito D - 7 segnali scalati	240	185	0.77
Sito A - 30 segnali scalati	26	35	1.37
Sito D - 30 segnali scalati	196	136	0.69

Utilizzando un numero di accelerogrammi pari a 30 si arriva a degli scorrimenti medi di 26 mm per il sito A e 196 per il sito D che confrontati con i 7 accelerogrammi scalati portano a delle differenze massime di 44 mm. Come si può vedere la media dei 30 si avvicina maggiormente alla media dei 7 matchati.

Nella Tabella 7.12 è stata anche valutata la dispersione dei valori di scorrimento ottenuti. In particolare si può vedere come i segnali matchati portano a valori modesti di deviazione standard e coefficienti di variazione non superiori di 0.5. Per i segnali scalati le deviazioni standard sono più variabili dipendendo dalla particolare selezione degli accelerogrammi che in media forniscono la spettrocompatibilità.

Dai risultati delle analisi svolte è possibile dedurre una importante informazione: per la diga considerata l'utilizzo di vari approcci per la scelta degli accelerogrammi porta a differenze dell'ordine dei 50.00 mm. Valutare se questa differenza sia influente o meno sull'esito delle verifiche è molto complicato. Uno scorrimento residuo di 50 mm su una diga alta 87 m sembra trascurabile mentre uno scorrimento residuo di 50 mm su spostamenti in esercizio dello stesso ordine di grandezza lo sembra meno.

Come visto i problemi più rilevanti potrebbero nascere per le zone maggiormente sismiche, dove sono generalmente richieste analisi più approfondite. Per le zone meno sismiche per le quali gli scorrimenti sono più modesti, sembrerebbe più conveniente utilizzare dei metodi semplificati piuttosto che analisi dinamiche non lineari. A tal proposito si riportano i risultati delle 56 analisi effettuate con i 7 gruppi di accelerogrammi scalati e matchati in termini dei parametri  $\mu \in \beta$  del metodo semplificato proposto da Nuti e Basili.



Figura 7.23 Confronto dei risultati ottenuti per i quattro siti di riferimento in termini dei parametri  $\mu \ e \ \beta$  sovrapposti alla curva di regressione proposta da Nuti e Basili.

Come si può vedere dalla Figura 7.23 per il caso del sito A e in parte per il B i risultati delle analisi dinamiche sono molto prossimi alla curva di regressione proposta da Nuti e Basili. Il metodo semplificato valido per  $\beta$  compresi tra 0.5 ed 1 può essere quindi applicato a questi due casi studio.

Si ripetono brevemente i passaggi per la valutazione dello scorrimento con questo metodo. Noto il periodo equivalente dell'oscillatore equivalente che in questo caso è pari a 0.29 sec si valuta l'accelerazione spettrale dallo spettro di normativa. Questa è pari a 6.35 m/sec<sup>2</sup> per il sito A e 8.34 m/sec<sup>2</sup> per il sito B. Nota l'accelerazione limite di 3.80 m/sec<sup>2</sup> si arriva alla stima di  $\beta$  pari rispettivamente a 0.60 e 0.45. A questo punto lo scorrimento residuo si calcola dal valore dello spostamento che produce lo scorrimento y<sub>y</sub> che, per il concio esaminato, è 56 mm attraverso la formula y<sub>res</sub> = y<sub>y</sub>( $\mu - 1$ ) dove  $\mu$  può essere valutato con la legge di regressione iperbolica  $\mu = 1/\beta$ .

Lo scorrimento stimato risulta pari a 37 mm per il sito A e 68 mm per il B. Si può verificare che i valori appena ottenuti sono in linea con i risultati delle analisi dinamiche non lineari svolte in precedenza. Quanto appena visto dimostra l'efficacia e soprattutto il vantaggio derivante dall'uso dei metodi semplificati. In particolare, il metodo di Nuti-Basili permette di evitare a priori il problema della variabilità dei risultati in funzione della scelta degli accelerogrammi basandosi esclusivamente sul valore dell'accelerazione spettrale.

# II.RISULTATI ANALISI S.I.M.DAM

Step 3) ANALISI PSEUDO-STATICHE

7.1.3. DALLA RISPOSTA ELASTICA A QUELLA TRIDIMENSIONALE NON LINEARE.

Di seguito vengono riportati alcuni dei risultati ottenuti utilizzando le forze statiche equivalenti proposte da Fenves e Chopra. I risultati differiscono da quelli riportati nella tesi magistrale (37) in quanto si è considerato l'effetto dei modi superiori di vibrare. Le analisi sono condotte facendo riferimento ad una azione sismica che spinge la diga da monte verso valle. Per questa ragione ci si è concentrati sulle tensioni massime del paramento di monte.

Si riportano nella Figura 7.24 le tensioni, gli spostamenti ed i fattori di sicurezza allo scorrimento ottenuti per i quattro stati limite definiti dalla normativa e descritti al Paragrafo §2.2.1. Dalla rappresentazione in scala cromatica delle tensioni si evince che solo per lo Stato Limite di Collasso si ottengono delle tensioni maggiori di quelle resistenti (zone rosse).



Figura 7.24 Risultati delle analisi lineari statiche equivalenti in termini di tensioni, sicurezza allo scorrimento e spostamenti per differenti combinazioni di carico.

Si riporta nella Figura 7.25 un focus sui risultati riferiti ai quattro conci più alti della diga ottenuti per lo Stato Limite di Collasso. In questa analisi si è assunto che si possa tener conto dell'attivazione della resistenza passiva del cuneo di roccia a valle. Nella Figura 7.26 si ipotizza invece che la resistenza passiva non si attivi. Questa diversa ipotesi produce uno scorrimento alla base della diga.



Figura 7.25 Comportamento dei conci più alti ottenuti per lo Stato Limite di Collasso ipotizzando l'attivazione della resistenza passiva e conseguente assenza di scorrimento alla base.



Figura 7.26 Comportamento dei conci più alti ottenuti per lo Stato Limite di Collasso ipotizzando l'assenza della resistenza passiva del cuneo di roccia, lo scorrimento alla base e aumento della deformabilità dovuta alla presenza di fessure nel corpo diga.

Nel primo caso la diga che ha una maggiore resistenza allo scorrimento non subisce spostamenti residui rimanendo in campo lineare. Questo porta a spostamenti in sommità del concio più alto pari a 28 mm e tensioni alla base del paramenti di monte di 2.91 MPa. I risultati appena riportati possono rappresentare una prima valutazione della risposta lineare della diga.

Nel secondo caso l'assenza del contributo del cuneo di roccia produce uno scorrimento di 18 mm che riduce le tensioni sul corpo diga (effetto dell'abbassamento della massima accelerazione). Si tiene inoltre conto della maggiore deformabilità della diga per effetto del superamento della resistenza a trazione di alcune parti delle sezioni della diga. Con queste ipotesi si ottengono degli spostamenti in sommità che arrivano a 57 mm e a tensioni alla base di 2.39 MPa. Lo spostamento relativo tra la sommità e la base del concio più alto risulta 40 mm, il 40% maggiori di quelli ottenuti trascurando il comportamento non lineare.

Questi risultati rappresentano una prima stima della risposta non lineare dovuta allo scorrimento alla base ed alla fessurazione del calcestruzzo. In entrambe i casi è stato trascurato il contributo degli effetti tridimensionali.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per il secondo caso esaminato introducendo gli effetti tridimensionali. Si è scelto di imporre una rigidezza dei giunti  $k_g$  di 100 kPa/m.



Figura 7.27 Effetto dell'introduzione delle mutue forze tra i conci nell'ipotesi di comportamento non lineare della diga (scorrimento alla base ed aumento della deformabilità)

In questo caso lo spostamento in sommità raggiunge 56 mm e la tensione alla base 2.27 MPa. C'è quindi una riduzione delle tensioni del 5% dovuto alla ridistribuzione delle tensioni, parte delle forze orizzontali applicate al concio più alto sono state trasferite al concio più basso.

Incrementando il valore della rigidezza dei giunti si possono raggiungere delle riduzioni delle tensioni ancora più marcate. Va però osservato che al crescere di questa grandezza il metodo di calcolo semplificato tende ad oscillare intorno a due soluzioni.

I risultati riportati hanno evidenziato che per lo Stato Limite di Collasso si possono raggiungere tensioni di trazione in grado di provocare delle fessure sul paramento di monte. Se viene trascurata la resistenza passiva del cuneo di roccia a valle è anche possibile che si ottengano scorrimenti alla base. Questi possono produrre una riduzione dell'accelerazione che si riflette in valori inferiori delle tensioni.

Volendo generalizzare, è possibile dire che:

- per elevati valori di PGA gran parte del paramento di monte della diga supera la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- la fessurazione generata dall'azione sismica incrementa la deformabilità della diga;
- l'altezza dei cunei di roccia a valle della diga (altezza non proporzionale a quella dei conci) influenza notevolmente il fattore di sicurezza allo scorrimento;
- lo scorrimento alla base provoca una notevole riduzione dello stato tensionale, fungendo da smorzatore naturale di energia sismica;
- le mutue forze favoriscono una riduzione delle tensioni nei conci più alti aggravando di poco lo stato tensionale dei conci adiacenti più bassi.

Le forze statiche equivalenti sono state molto utili per valutare quali siano gli stati limite in grado di mandare in crisi la struttura. Grazie a S.I.M.DAM è stata fatta una prima valutazione degli effetti tridimensionali e del comportamento non lineare della struttura. Quest'ultimo sarà fortemente influenzato dal segnale sismico di riferimento. Per questa ragione è necessario passare ad una trattazione più dettagliata del problema andando ad effettuare analisi di integrazione al passo.

# Step 4) ANALISI DINAMICHE

Nei paragrafi che seguono vengono riportati i risultati ottenuti con S.I.M.DAM per diversi gruppi di accelerogrammi presenti nel database del programma. In particolare si valuterà la risposta della struttura nel caso del terremoto del Friuli del 1976 rispetto a differenti ipotesi di calcolo. Successivamente vengono riportati di seguito i risultati medi ottenuti utilizzando tutti i sette accelerogrammi. Vengono infine riportate le statistiche dei risultati ottenute per i 4 gruppi di 7 accelerogrammi definiti per 4 siti di riferimento.

# 7.1.4. RISPOSTA DELLA STRUTTURA AL SISMA DEL FRIULI (ITO104YA)

Si studia la risposta della diga per il segnale IT0104ya. Le analisi verranno condotte facendo a 4 differenti ipotesi di comportamento:

- E. diga a conci indipendenti (nessun collegamento tra i conci);
- F. diga a conci indipendenti e scorrimento alla base;
- G. diga a conci connessi (nessuno scorrimento alla base);
- H. diga a conci connessi e scorrimento alla base.

Queste ipotesi possono essere associate a differenti scenari, ognuno dei quali può rappresentare il comportamento della diga durante il terremoto. Lo scorrimento alla base della diga è un fenomeno influenzato da molti aspetti. Si è visto come l'attivazione della resistenza passiva del cuneo di roccia a valle può impedire un fenomeno di questo tipo. Per questo è importante valutare la risposta della struttura sia nel caso in cui ci sia uno scorrimento che nel caso contrario. Allo stesso modo, il contatto tra i conci della diga è una condizione influenzata dalle coazioni termiche. In estate è possibile che questi entrino in contatto. In questo caso si risentirà maggiormente degli effetti tridimensionali. In inverno questi effetti possono perdersi portando di fatto ad un comportamento della diga a conci indipendenti.

Si riporta una tabella in cui vengono sintetizzati i risultati in termini di: spostamento massimo assoluto  $(D_{Max})$ , spostamento massimo relativo  $(Dr_{Max})$ , massima tensione registrata sul paramento di monte  $(\sigma_{Max_M})$  e di valle  $(\sigma_{Max_V})$ , massimo scorrimento alla base (Slip) e massimo spostamento relativo tra i conci adiacenti (Drift).

 $D_{Max}$ Slip Drift Dr<sub>Max</sub>  $\sigma_{Max_M}$  $\sigma_{Max_V}$ CASO [mm][mm][MPa][MPa] [mm][mm]Conci indipendenti 27 А 41 41 2.76 3.08 -Conci indipendenti В 24 2.59 **48** 2.26 24 34 con scorrimento alla base С Effetti tridimensionali 40 40 2.96 3.46 16 Effetti tridimensionali D 45 27 2.78 2.79 18 18 con scorrimento alla base

Tabella 7.13 Confronto tra i risultati delle analisi dinamiche riferiti ai quattro scenari di calcolo individuati ed ottenuti il terremoto del Friuli (IT0104ya)

I risultati riportati nella tabella mostrano che gli spostamenti relativi massimi si ottengono per il Casp A, il massimo scorrimento alla base e dei giunti avviene per il Caso B e le tensioni massime sui paramenti di monte e valle sono associate al Caso C. Nel Caso D, riferito al comportamento tridimensionale della diga che può scorrere alla base, si è ottenuta la risposta meno gravosa.

L'esame degli effetti sismici è approfondito prendendo come riferimento prima la risposta del concio più alto della diga poi le tensioni massime registrate sul paramento di monte. Nel primo gruppo di figure si osservano gli effetti dello scorrimento sulla tensione massima alla base.

In tutti i casi esaminati la tensione di trazione alla base supera la resistenza a trazione del materiale (linea rossa tratteggiata). Nel Caso B, in cui si tiene conto dello scorrimento alla base, si osserva un abbassamento delle tensioni. Nel Caso D riferito alla risposta della diga ottenuta considerando l'interazione tra i conci verticali e lo scorrimento alla base si osserva una riduzione dello spostamento relativo.



Figura 7.28 Risposta del concio più alto nell'ipotesi di diga a conci indipendenti (CASO A)



Figura 7.29 Risposta del concio più alto nell'ipotesi di diga a conci indipendenti e scorrimento alla base (CASO B)



Figura 7.30 Risposta del concio più alto considerando gli effetti tridimensionali (CASO C)



Figura 7.31 Risposta del concio più alto considerando gli effetti tridimensionali e lo scorrimento (CASO D)

Si riportano di seguito le mappe delle tensioni ottenute per il paramento di monte.





Figura 7.32 Stato tensionale del paramento di monte nell'ipotesi di conci indipendenti (CASO A)



*Figura 7.33 Effetto dello scorrimento alla base sulle tensioni massime calcolate sul paramento di monte (CASO B)* 

Confrontando i primi due casi si osserva una netta riduzione delle tensioni di trazione sul paramento di monte. Nel primo caso ci sono zone che superano di due volte la resistenza a trazione del materiale.



Figura 7.34 Tensioni massime registrate sul paramento di monte nel caso di diga considerata a conci collegati da giunti (CASO C)



Figura 7.35 Tensioni massime registrate sul paramento di monte nel caso di diga considerata a conci collegati da giunti (CASO D)

Si riporta di seguito una figura in cui sono concentrate tutte le mappe delle tensioni calcolate sul paramento di valle per i quattro i casi esaminati. Si fa presente che sul paramento di valle, molto più inclinato rispetto a quello di monte, i valori delle tensioni verticali possono differire anche molto dal valore delle tensioni principali massime.



Figura 7.36 Tensioni massime registrate sul paramento di valle per i quattro casi esaminati.

Si osservano in ogni caso delle concentrazioni di tensioni alla base dei coronamenti, concentrazioni che appaiono coerenti con i risultati delle analisi più approfondite e con alcune risposte sismiche di dighe reali.

I risultati delle analisi da un lato hanno mostrato l'efficacia del programma S.I.M.DAM dall'altro lato la forte dipendenza della risposta dai possibili scenari che possono presentarsi. In tutti i casi esaminati le tensioni sono risultate tali da giustificare l'utilizzo di analisi agli elementi finiti più approfonditi. Queste dovranno tener conto delle non linearità della diga.

7.1.5. Risposta della diga rispetto a 7 accelerogrammi spettro compatibili

Come indicato dalle Norme Tecniche delle Costruzioni, nel caso di analisi dinamiche non basta valutare la risposta rispetto ad un solo accelerogramma. Per tener conto delle incertezze associate agli effetti prodotti dai segnali vengono ripetute le stesse analisi viste nel paragrafo precedente su 7 accelerogrammi spettro compatibili. Uno di questi (il quarto segnale) è il terremoto del Friuli IT0104ya analizzato in precedenza. Nel caso si utilizzino più accelerogrammi è possibile valutare la risposta come la media delle risposte. Di seguito si riportano i valori massimi e medi ottenuti per tutti e quattro i casi esaminati.

Tabella 7.14 Confronto tra i risultati delle analisi dinamiche riferite ai quattro scenari di calcolo individuati ed ottenuti per 7 accelerogrammi spettro compatibili

	CASO	D <sub>Max</sub> [mm]	σ <sub>Max_M</sub> [MPa]	σ <sub>Max_V</sub> [MPa]	Slip [mm]	Drift [mm]
		[]	Va	alori Massi	mi	
А	Conci indipendenti	80	5.59	4.95	-	60
В	Conci indipendenti con scorrimento alla base	82	3.43	3.30	49	50
C	Effetti tridimensionali	54	4.42	4.47	-	18
D	Effetti tridimensionali con scorrimento alla base	56	3.87	3.72	30	30
			V	Valori Mec	li	
А	Conci indipendenti	44	3.44	3.31	-	35
В	Conci indipendenti con scorrimento alla base	45	2.78	2.58	17	31
C	Effetti tridimensionali	35	3.28	3.11	-	11
D	Effetti tridimensionali con scorrimento alla base	39	2.84	2.80	14	15

Come si può vedere vengono confermati gli effetti tipici prodotti dallo scorrimento alla base della diga e dagli effetti tridimensionali. Il primo effetto porta ad una riduzione delle tensioni del 20% per le analisi a conci indipendenti e del 10 % per quelle a conci dipendenti. Gli effetti tridimensionali portano invece ad una riduzione delle tensioni nel Caso C e ad un aumento delle stesse nel Caso D.

La maggior parte dei casi ha portato ad un maggior valore della tensione di monte rispetto a quella di valle. Nonostante questo le due tensioni sono molto simili. Lo scorrimento medio arriva a 17 mm nel caso di conci indipendenti.

Sia gli scorrimenti alla base che gli spostamenti relativi tra i conci sono modesti se confrontati con lo stato limite di collasso.

Nelle figure che seguono vengono riportati tutti i risultati principali ottenuti per ciascuno dei casi predetti e per tutti i 7 accelerogrammi considerati. Da queste figure è possibile osservare la variabilità dei risultati in funzione del segnale utilizzato.



Figura 7.37 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili per la diga a conci indipendenti (CASO A)



Figura 7.38 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili per la diga a conci indipendenti e permettendo lo scorrimento alla base (CASO B)



Figura 7.39 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili considerando gli effetti tridimensionali (CASO C)



Figura 7.40 Risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili considerando gli effetti tridimensionali e lo scorrimento alla base (CASO D)

I risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili alla sismicità attesa per il Sito A riflettono il modo in cui questi sono stati selezionati. In questo caso si era scelto di scalare semplicemente i segnali naturali in modo che la media degli spettri si avvicinasse allo spettro target. Nel prossimo paragrafo verranno utilizzati degli accelerogrammi spettro-compatibili ottenuti con una procedura di match.

7.1.6. RISPOSTA DELLA DIGA RISPETTO AI 4 SITI DI RIFERIMENTO

Come visto nell'introduzione di questa tesi in Italia è stata introdotta una nuova classificazione sismica che ha rimesso in discussione la sicurezza delle dighe esistenti progettate considerando delle azioni più basse di quelle previste oggi.

Nella Norma Tecnica delle Dighe si afferma inoltre che per le dighe posizionate in zone sismicamente più attive occorre fare uno specifico studio sismo-tettonico. Al paragrafo 2.2.3 sono stati selezionati 4 siti di riferimento tra quelli per cui è richiesto questo studio sismologico di dettaglio. Nello Step 2) sono stati descritti i risultati delle analisi di scorrimento grazie ai quali sono stati mostrati i differenti effetti di queste sismicità sulla risposta di un oscillatore semplice sopra una slitta. In particolare si era valutata l'influenza del modo in cui venivano selezionati gli accelerogrammi. I risultati di quello studio avevano portato a dire che gli effetti più

importanti in termini di scorrimento alla base erano stati registrati per i due siti più sismici (si veda la Tabella 7.10) e che i segnali ottenuti con una procedura di "match" portavano a risultati meno dispersi.

Si ripetono adesso le analisi utilizzando S.I.M.DAM che permette di tenere conto, in maniera semplificata, sia dello scorrimento sia degli effetti tridimensionali. A differenza dell'oscillatore equivalente i conci della diga sono modellati da travi con masse e rigidezze concentrate. Abbiamo già visto l'influenza delle ipotesi alla base del comportamento della struttura. In particolare si è visto che la diga può mostrare due differenti comportamenti. In estate la sua risposta può essere assimilata a quella di una diga in cui i conci sono a contatto e si scambiano delle forze mutue mentre l'inverno si può considerare a conci indipendenti. Nelle analisi che seguono si analizzeranno le risposte della diga per i 4 siti di riferimento rispetto a questi due scenari. In entrambe le analisi si considera lo scorrimento alla base.

Si riporta una tabella con i valori medi delle grandezze di riferimento ottenute nel caso di conci indipendenti. Si affianca anche una tabella in cui vengono riassunti i risultati ottenuti utilizzando un oscillatore equivalente sopra una slitta.

Sito di riferimento	D <sub>Max</sub> [mm]	σ <sub>Max_M</sub> [MPa]	σ <sub>Max_V</sub> [MPa]	Slip [mm]	Drift [mm]		D <sub>Max</sub> [mm]	Slip [mm]
		Valori Medi S.I.M.DAM					Valori Oscillatore	Medi equivalente
Sito A (PGA=0.25 g)	51	3.28	2.59	23	34		72	16
Sito B (PGA=0.35 g)	91	4.13	3.70	58	61		115	59
Sito C (PGA=0.42g)	156	5.08	4.86	129	125		200	143
Sito D (PGA=0.46g)	199	4.51	4.63	168	181		246	190

Tabella 7.15 Media dei risultati ottenuti per i 4 siti di riferimento nel caso di conci indipendenti

La risposta in spostamento della struttura cresce con l'intensità sismica del sito considerato portando a scorrimenti massimi di 168 mm per il sito D. Al contrario lo stato tensionale non cresce indefinitamente ma si assesta su valori massimi che si aggirano intorno a 5 MPa. Questo è dovuto all'effetto dello smorzamento prodotto dallo scorrimento alla base. Come visto in precedenza, superata una certa accelerazione limite la diga scorre alla base interrompendo di fatto la crescita dell'accelerazione applicata al corpo diga, fenomeno molto simile a quello prodotto da uno smorzatore alla base di una struttura. Si vuole far notare come i risultati ottenuti siano in linea con quelli riferiti al modello semplificato dell'oscillatore equivalente. Questo modello tende a sottostimare la risposta per i terremoti meno intensi e sovrastimarla per quelli più forti.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti considerando gli effetti tridimensionali.

Sito di riferimento	D <sub>Max</sub> [mm]	σ <sub>мах_М</sub> [MPa]	σ <sub>Max_V</sub> [MPa]	Slip [mm]	Drift [mm]	
	Valori Medi					
Sito A (PGA=0.25 g)	47	3.02	2.81	22	23	
Sito B (PGA=0.35 g)	75	3.52	3.56	44	48	
Sito C (PGA=0.42g)	130	5.07	5.07	103	103	
Sito D (PGA=0.46g)	160	4.74	4.47	136	140	

Tabella 7.16 Media dei risultati ottenuti per i 4 siti di riferimento nel caso in cui si considerino gli effetti tridimensionali

Come nel caso delle analisi a conci indipendenti, al crescere delle azioni sismiche, le tensioni si attestano su un valore massimo mentre continuano a crescere gli scorrimenti che raggiungono per il sito più sismico il valore di 136 mm.

Dai risultati si può affermare che introdurre gli effetti tridimensionali riduce la risposta della diga. Se facciamo riferimento al sito più sismico lo spostamento massimo relativo e lo scorrimento si riducono del 20%.

Si riportano di seguito i risultati riassuntivi ottenuti per i quattro siti di riferimento nell'ipotesi di comportamento tridimensionale della diga e di scorrimento alla base. Da queste figure si possono apprezzare le differenze che si ottengono utilizzando differenti segnali. La grandezza che varia maggiormente è, come ci si poteva aspettare, lo scorrimento alla base dei conci, l'unica non linearità considerata in queste analisi. La scelta di aver considerato accelerogrammi matchati (rispetto a quelli scalati) porta a delle variazioni modeste delle tensioni.

In tutti e quattro i casi esaminati le tensioni ottenute superano la resistenza a trazione del materiale, arbitrariamente posta pari a 1.3 MPa. Questo indica che per apprezzare meglio la risposta della struttura è necessario effettuare delle analisi più approfondite.

Il passo successivo è quello di abbandonare le modellazioni semplificate per utilizzare metodi più accurati agli elementi finiti. A questo tema verranno dedicati i capitoli che seguiranno.



Figura 7.41 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito A.



Figura 7.42 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito B.



*Figura 7.43 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito C.* 



Figura 7.44 Spostamenti, tensioni, scorrimenti e drift ottenuti per i sette accelerogrammi "matchati" sullo spettro di riferimento allo SLC del sito D.

# III. RISULTATI ANALISI ACCURATE FEM

L'utilizzo dei programmi agli elementi finiti verrà introdotto per Step di approfondimento crescenti. Per prima cosa verranno mostrate le differenti analisi che si possono effettuare per la valutazione della risposta sismica. In questa fase verrà studiata la risposta della diga considerata vuota su fondazione rigida. Nelle analisi successive, svolte utilizzando analisi di integrazione al passo verranno introdotti i vari fenomeni che influenzano la risposta sismica. Partendo dalla sezione più alta della diga considerata vuota su fondazione rigida si arriverà ad analizzare la risposta tridimensionale dinamica non lineare del sistema diga-serbatoio-fondazione.

### Step 5) TRE APPROCCI A CONFRONTO PER IL CASO A VUOTO

#### 7.1.7. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AL SISMA

Si valuta di seguito la risposta generata applicando la forza statica equivalente definita da Fenves e Chopra:  $P_p + P_w + U + FeC$ . Viene riportato il risultato ottenuto sia con il programma S.I.M.DAM che con il programma agli elementi finiti.

*Tabella 7.17 Confronto tra le risposte statiche ottenute con i programmi agli elementi finiti e con le analisi semplificate (S.I.M.DAM)* 

Metodo	Combinazione	U	σm	Vb
		[mm]	[Mpa]	[kN]
FEM-SAP2000	Pp+Pw+U+FeC	38.5	6.27	-75 600
S.I.M.DAM		36.9	2.79	-75 200

Come si può vedere, la stessa forza statica equivalente può produrre risultati differenti se applicata ad un modello a trave rispetto che ad un modello agli elementi finiti. Le forze sono ovviamente le stesse ma le tensioni e gli spostamenti sono diversi, specie le tensioni che risentono degli effetti del vincolo alla base.

## 7.1.8. DALL'ANALISI STATICA EQUIVALENTE ALL'ANALISI MODALE

In questo paragrafo viene svolta un'analisi di risposta spettrale in cui, coerentemente con il metodo semplificato, si considererà esclusivamente il modo fondamentale. Nella Figura 7.45 viene riportata la deformata e le tensioni massime di trazione all'interno del corpo diga.



Figura 7.45 Deformata e tensioni del concio più alto della diga per l'azione sismica SLC (1° modo)

Il periodo di una diga vuota su fondazione rigida può essere stimato in maniera approssimata con la seguente formula:  $T = 12 * H/\sqrt{E}$ . Secondo tale relazione la diga in oggetto ha un periodo pari a 0,215 sec. Confrontiamo questo con i periodi dei primi 10 modi ottenuti dalle analisi. Il periodo fondamentale ottenuto con analisi FEM è 0,22 sec molto vicino a quello valutato con la formula semplificata.

StepType	StepNum	Period	UX	SumUX
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
Mode	1	0,22	38,66%	38,66%
Mode	2	0,10	26,05%	64,71%
Mode	3	0,08	4,48%	69,19%
Mode	4	0,06	11,94%	81,14%
Mode	5	0,04	7,18%	88,32%
Mode	6	0,03	0,07%	88,39%
Mode	7	0,03	3,03%	91,42%
Mode	8	0,03	0,28%	91,70%
Mode	9	0,03	0,48%	92,18%
Mode	10	0,02	0,42%	92,59%

Tabella 7.18 Primi 10	periodi di una di	iga vuota su	fondazione rigida
-----------------------	-------------------	--------------	-------------------

Si riporta in Figura 7.46 la prima forma modale calcolata con il programma FEM. Questa è stata stimata prendendo lo spostamento medio tra gli spostamenti orizzontali del paramento di valle e monte. La forma modale viene confrontata con quella proposta da Fenves e Chopra (18) ed utilizzata nelle analisi semplificate viste nel capitolo precedente.



Figura 7.46 Confronto tra la forma modale calcolata con il programma FEM e quella proposta da Fenves e Chopra

I periodi ed i parametri delle curve sono riassunti nella tabella seguente.

#### Pag. 288/350

Tabella 7.19 Forma modali principale ottenuta con programma FEM confrontata con quella proposta da Fenves e Chopra.

Parametri della 1° forma modale	<i>T</i> 1	а4	а3	а2	a1
Fenves e Chopra	0,215	1,25	-1,33	1,02	0,05
SAP2000	0,218	0,14	0,34	0,38	0,14

Per valutare gli effetti di queste differenze viene calcolata la risultante delle forze statiche equivalenti ottenute con le due forme modali appena parametrizzate. La forza statica equivalente ottenuta con la forma modale proposta da Fenves e Chopra era risultata pari a 39377 kN mentre con la forma modale presa da SAP2000 si ha 36217 kN, l'8% in meno.

Un'altra grandezza molto importante è la massa partecipante relativa al primo modo, che in questo caso è pari al 38%. Questo conferma la grande importanza di tenere in conto i modi superiori di vibrare, specie se si vuole stimare il massimo taglio alla base. Se questi si mettessero in conto si arriverebbe ad una forza statica equivalente di 47000 kN.

Di seguito vengono riportati i risultanti ottenuti per lo stato limite di collasso (SLC) utilizzando il metodo semplificato statico utilizzato da S.I.M.DAM (modello a mensola + forze statiche equivalenti) e un modello in SAP2000 ( elementi plain strain + analisi di risposta spettrale).

Entrambe i metodi permettono di calcolare la risposta utilizzando solo lo spettro di normativa. L'azione di riferimento è quella relativa allo stato limite di collasso SLC, nella condizione di diga vuota. La forza statica equivalente al sisma è ottenuta dal metodo semplificato di Fenves e Chopra nel quale viene trascurato il contributo dell'acqua.

Risposta allo SLC	V	$\sigma_m$	u(L)			
	[kN]	[Mpa]	[mm]			
S.I.M.DAM * (1° modo)	17374	1,34	13.8			
SAP2000 Risposta Spettrale (1° modo)	15398	2,35	18,1			
S.I.M.DAM * (20 modi)	24378	1.54	14.2			
SAP2000 Risposta Spettrale (20 modi)	18860	2.47	18.6			
*nel S.I.M.DAM la diga è divisa in strisce orizzontali di 1 metri di altezza						

Tabella 7.20 Confronto tra le risposte di una diga vuota su fondazione rigida: modello a mensola e modello FEM.

Come si può vedere i risultati non sono molto distanti. Si fa notare che la tensione alla base del paramento di monte calcolata con i programmi FEM sarà sempre
differente da quella calcolata con i modelli a trave che prevedono per definizione una distribuzione lineare delle tensioni nella sezione. Come visto le differenze maggiori si ottengono introducendo gli effetti dei modi superiori. I risultati non migliorano andando ad estendere a 100 il numero di modi considerati.

7.1.9. DALL'ANALISI MODALE ALLA ANALISI DI INTEGRAZIONE AL PASSO

Introduciamo adesso l'analisi dinamica della struttura, condotta utilizzando il metodo di integrazione al passo di Newmark ed il set di 7 accelerogrammi spettro compatibili associato al Sito A.

Tabella 7.21	Risultati	delle analisi	dinamiche al	passo	effettuate	con	SAP2	000 pe	r la dig	a vuote	a su
fondazione r	igida										

	D_Max	D_min	V_Max	V_min	M_Max	M_min
	[mm]	[mm]	[KN]	[KN]	[KNm]	[KNm]
	ANALIS	I DI RIS	POSTA	SPETTR	ALE	
Е	19		18862		865621	
Α	NALISI I	DI INTE	GRAZIC	DNE AL I	PASSO	
TH-IT0104ya	17	-17	26051	-21004	941339	-802376
TH-IT0075ya	7	-9	10064	-10509	405603	-322186
TH-IT0104xa	16	-18	19755	-20228	828670	-823897
TH-IT0408xa	8	-10	9604	-11774	353162	-426308
TH-IT0430ya	15	-15	18514	-17929	707158	-694617
TH-IT0078ya	19	-19	22211	-24607	956949	-1021285
TH-IT0416xa	20	-22	21386	-20177	879937	-782539
MEDIA	15	-16	18266	-18033	724688	-696173

Come si osserva i risultati medi ottenuti utilizzando gli accelerogrammi sono confrontabili con quelli ottenuti con l'analisi di risposta spettrale "E". Le differenze sono dovute alla particolare scelta di accelerogrammi che viene fatta. Si riporta di seguito la storia degli spostamenti del punto più alto del concio ottenuto per il terremoto del Friuli (IT0104ya).



*Figura 7.47 Storia degli spostamenti relativi ottenuti sul coronamento per il segnale IT0104ya (solo azione sismica)* 

#### Pag. 290/350

Quanto visto in questo paragrafo introduce un argomento: la scelta del metodo di analisi. Il tipo di analisi dipende chiaramente da cosa dobbiamo valutare.

Da quanto visto finora l'approfondimento delle analisi sismiche delle dighe va nella direzione delle analisi non lineari. Per questa ragione nel proseguo ci si concentrerà sulle analisi di integrazione al passo.

## 7.1.10. Approfondimenti sulla modellazione

Si riportano di seguito dei confronti tra i risultati di analisi di risposta spettrale effettuate utilizzando programmi agli elementi finiti differenti e differenti mesh.



Figura 7.48 Confronto tensioni verticali (S22) ottenute con due differenti programmi agli elementi finiti con le analisi di risposta spettrale (1° Modo)

I programmi utilizzati sono SAP2000 e ABAQUS. I periodi calcolati sono naturalmente gli stessi, mentre la massa partecipante passa dal 38.6% al 36%. Gli spostamenti relativi del coronamento sono stati 18 mm e 19 mm.

Nella Figura 7.48 vengono invece riportate le tensioni verticali massime. In SAP2000 si ottiene 2.35 MPa mentre in ABAQUS il massimo arriva a 2.18 MPa. Come si può vedere anche per analisi così semplificate ed utilizzando una certa accuratezza nella definizione di due modelli numerici il più possibili omogenei si ottengono delle risposte leggermente differenti.

In questo caso particolare, che potrebbe rappresentare una prima valutazione dello stato di sicurezza sismica della diga nella condizione a vuoto, se si considerasse una resistenza a trazione dinamica pari a 1.5 volte quella statica, corrispondente a 1.5 x 1.3 = 1.95 MPa si potrebbe concludere che solo in alcune limitate zone viene superata la resistenza del calcestruzzo a trazione. Da questo punto di vista, nonostante le differenze minori l'esito della valutazione sarebbe lo stesso.

Si riportano nella figura seguente i risultati ottenuti con ABAQUS utilizzando la mesh precedente ed una mesh molto più rada.



Figura 7.49 Confronto tra le tensioni verticali ottenute con due differenti mesh per l'analisi di risposta spettrale (solo 1° modo).

La Figura 7.49 mostra molto chiaramente come il metodo agli elementi finiti sia una approssimazione della risposta reale tanto più vicina quanto più fitta è la mesh utilizzata.

Nel caso della mesh più fitta la tensione massima veniva registrata alla base del paramento di monte mentre nel caso di mesh rada il massimo viene ottenuto sul punto più alto dell'elemento più basso. Il valore è poi inferiore a quello ottenuto in precedenza 1.98 MPa contro 2.18 MPa.

Come dimostrano questi risultati, l'utilizzo di mesh troppo rade, nonostante riducano notevolmente i tempi di analisi possono portare a valutazioni errate.

# Step 6) INTRODUZIONE AL CASO STUDIO E PRIME ANALISI AL PASSO

Prima di procedere nella trattazione dell'interazione fluido struttura si vogliono mostrare gli effetti prodotti dal terremoto trascurando completamente questo fenomeno. Si riporta quindi la storia degli spostamenti relativi calcolati sul coronamento del concio più alto della diga nella condizione di fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione tra il fluido e la struttura. La condizione dalla quale si parte è la pre-sismica riferita al livello di invaso alla massima regolazione.



Figura 7.50 Storia degli spostamenti relativi della diga nella condizione di diga piena su fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione con il fluido

Lo spostamento massimo della diga risulta pari a circa 25,00 mm, valore che si raggiunge al tempo 5,76 sec (l'azione sismica è stata applicata a 3,00 sec, quindi il picco di risposta si ha dopo 2,76 sec dall'inizio del terremoto applicato). La tensione massima che si ottiene in questo caso è pari a 3.42 MPa. Si riporta di seguito la storia delle tensioni e la mappa delle tensioni all'interno del corpo diga.



Figura 7.51 Storia delle tensioni verticali S22 prodotte dal terremoto nella condizione di diga piena su fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione con il fluido



Figura 7.52 Tensione calcolata nell'istante di massima trazione del paramento di monte nella condizione di diga piena su fondazione rigida e trascurando gli effetti di interazione con il fluido

Come anche trascurando l'interazione con il fluido e con la fondazione in alcune zone molto limitate della diga si raggiungono delle trazioni superiori alla resistenza del materiale. Nei paragrafi che seguiranno si mostrerà come introducendo vari approfondimenti queste tensioni cambino in intensità e distribuzione.

# Step 7) INTERAZIONE FLUIDO STRUTTURA NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE E PER AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Il comportamento dinamico di una struttura a contatto con un fluido è un problema che riguarda soprattutto i serbatoi e le dighe. Questo problema esiste da sempre, proprio per questo in letteratura sono presenti diversi studi che lo riguardano. In questa parte della tesi si intende mostrare come sia possibile tenere conto della presenza dell'acqua nella risposta dinamica della struttura utilizzando differenti approcci.

Il fluido viene quindi modellato con elementi plain-strain ai quali è abilitata la funzione "Incompatible modes". A questi elementi è associato un materiale elasticolineare con le caratteristiche dell'acqua definite nei paragrafi precedenti così come suggerite da Wilson (15). In corrispondenza dei bordi del continuo fluido sono introdotti vincoli congruenti con il moto dell'acqua: carrelli che impediscono il solo moto orizzontale in corrispondenza delle pareti verticali e carrelli che impediscono il solo moto verticale in corrispondenza del fondo.

La risposta sismica del serbatoio è valutata sia mediante analisi time-history, sia mediante analisi nel dominio della frequenza (steady state analysis). Il problema che vogliamo affrontare è governato in generale dalla seguente equazione:  $M(\ddot{X}(t) + a_g(t)) + C\dot{X}(t) + KX(t) = F(t)$ . In un esempio trattato al Paragrafo 5.2.2 abbiamo calcolato le forze idrostatiche applicate dal fluido alla struttura, quindi ci siamo ricondotti all'equazione: KX = F ed abbiamo visto che i risultati ottenuti utilizzando gli elementi finiti equivalenti al fluido sono corretti. Per poter passare alla dinamica bisogna introdurre nel problema le forze inerziali e lo smorzamento.

Quando si analizza la risposta di due sistemi che interagiscono tra loro è sempre utile analizzare prima il comportamento di ciascun sistema poi la loro interazione. Nel caso delle dighe l'interazione avviene lungo il paramento di monte della diga. Dapprima viene valutata la risposta dinamica del serbatoio isolato soggetto ad un moto rigido del paramento di monte, in seconda battuta viene introdotta la diga con la sua deformabilità. Queste due fasi coincidono con il valutare prima il termine impulsivo della pressione idrodinamica poi la pressione idrodinamica completa derivante dall'interazione dei due sistemi.

Nei paragrafi precedenti abbiamo già trattato il caso di diga isolata quindi non resta che studiare il comportamento del serbatoio considerato isolato. Per fare questo si procederà valutando la pressione dell'acqua utilizzando i seguenti approcci:

- Soluzione chiusa (Westergaard-formula originaria);
- Serbatoio della diga isolato modellato in COMSOL;
- Serbatoio della diga isolato modellato in SAP2000.

Dopo aver valutato il comportamento isolato del serbatoio si passerà al comportamento accoppiato. Prima di procedere va ricordato che l'analisi modale condotta su elementi con modulo di taglio circa nullo può portare a risultati poco verosimili. Grazie alle analisi valuteremo tale eventualità.

# 7.1.11. SERBATOIO ISOLATO: PRESSIONE IMPULSIVA E MASSA AGGIUNTA

Analizziamo le pressioni idrodinamiche che si ottengono per le dimensioni tipiche di una parte di serbatoio a monte della diga. La lunghezza del serbatoio è stata presa pari a 5 volte l'altezza della diga. Così come descritto dai bollettini ICOLD questo è un modo per poter riprodurre gli effetti della presenza di un serbatoio che si estende all'infinito.

Per prima cosa si riporta la soluzione data da Westergaard per una accelerazione del terreno (PGA) di  $2.54 \text{ m/sec}^2$  coerente con lo spettro in pseudo accelerazione descritto nei primi paragrafi. In questo caso la massima pressione alla base è pari a 185 kPa mentre la risultante è 10460 kN.

Vediamo i risultati dell'analisi effettuata in COMSOL imponendo che il contorno a contatto con la diga si muova con una velocità costante su tutta la verticale e pari a :  $-\frac{a_g}{\omega}Sin(\omega t)$ . Coerentemente con gli esempi condotti da Wilson e da Aslam si considera una frequenza della pulsante pari a 2 Hz quindi una pulsazione di 12,56 Rad/sec. La pressione alla base così calcolata è pari a 160 kPa mentre la risultante sul paramento di monte della diga risulta 10022 kN.



Figura 7.53 Confronto tra la pressione calcolata con la formulazione chiusa di Westergaard (sinistra) e la soluzione ottenuta modellando il fluido in COMSOL (destra)

Passiamo adesso alle analisi condotte con SAP2000 utilizzando una analisi Steady State con una accelerazione imposta unitaria e per una frequenza pari a 2 Hz. La pressione alla base della diga è pari a 171 kPa la risultante della pressione è invece 10334 kN.

#### Pag. 295/350



Figura 7.54 Pressione impulsiva ottenuta con SAP 2000

I risultati ottenuti con le tre diverse analisi sono molto simili. Tutto questo nonostante siano state utilizzate delle frequenze di eccitazione che non sono perfettamente coerenti con le ipotesi di Westergaard. Nel testo di Wilson e Aslam si afferma infatti che la formulazione di Westergaard sia ottenuta per periodo della forzante di circa 1 sec. La conclusione che si può trarre dai risultati e che conferma quanto osservato dallo stesso Chopra è che per frequenze basse (periodi lunghi) si ottengano risultati molto simili a quelli riguardanti la pressione impulsiva (massa apparente).

Molto spesso si utilizza la massa aggiunta per tener conto dell'interazione fluidostruttura. Anche in S.I.M.DAM si è scelta questa strada. Le analisi appena effettuate hanno mostrato che esistono delle leggere differenze tra le masse aggiuntive calcolate con approcci diversi. Si riporta di seguito una tabella in cui sono presenti le risultanti delle pressioni calcolate in precedenza e due ulteriori risultati ottenuti facendo riferimento alla formula contenuta nelle Norme Tecniche delle Dighe (2) e nell'articolo di Chopra e Zhang (38). In tutti questi casi si fa riferimento al moto rigido del paramento di monte della diga e ad una accelerazione al suolo di 2.54 m/sec<sup>2</sup>. Come si può vedere la formula di Normativa, dedotta proprio dagli studi di Westergaard e modificata nel tempo porta ad un valore della risultante della pressione coerente con i risultati ottenuti in precedenza. Anche la pressione impulsiva calcolata con la formula proposta da Chopra e Zhang è coerente. Nella tabella sono riportate anche le masse impulsive associate a ciascun metodo.

	Risultante della	Massa
Metodo di calcolo	pressione	Aggiunta
	[kN]	[ton]
Westergaard	10460	4118
COMSOL	10022	3946
SAP2000	10334	4069
Zangar (Normativa)	10029	3964
Chopra e Zhang	9920	3905

Tabella 7.22 Confronto tra le risultati delle pressioni generate da un moto rigido del paramento e associabili al concetto di massa aggiunta

Da queste si può avere un'idea di quale possa essere l'errore commesso nel calcolo della massa aggiunta che arriva ad un massimo del 5%.

7.1.12. FORZA STATICA EQUIVALENTE DI FENVES E CHOPRA

Come ampiamente descritto nel paragrafo § 3.2.3 è possibile mettere in conto l'interazione fluido-struttura e struttura-fondazione grazie alla forza statica equivalente data dai due autori. La prima cosa che faremo sarà la stima della risposta della diga soggetta ad una forza statica equivalente all'azione sismica.

Dal momento che nel modello agli elementi finiti non modelliamo la flessibilità della roccia di fondazione, dobbiamo modificare il modulo di elasticità della roccia inserito nella formula di Fenves e Chopra. Se lo poniamo 5 volte maggiore di quello del calcestruzzo riproduciamo una condizione di fondazione rigida.

Se utilizziamo questo approccio non è necessario modellare il fluido. In questo caso si aggiungono gli effetti dell'interazione tra la diga ed il serbatoio applicando semplicemente la forza statica equivalente nel modello agli elementi finiti in SAP2000.

Nella tabella successiva vengono riportati i confronti tra le grandezze di riferimento utilizzate per le verifiche. I valori ottenuti dalle analisi FEM vengono confrontati con quelli ottenuti da S.I.M.DAM (analisi statiche). Ad eccezione delle tensioni sulla base del paramento di monte, i risultati sono molto simili tra loro. Questa differenza è dovuta sia agli effetti della modellazione sia agli effetti di bordo prodotti dai vincoli.

Tabella 7.23 Confronto tra analisi semplificate e analisi FEM-SAP2000 nel caso di interazione fluido struttura

Programma	Grandezza	Simbolo	Valore	Unità
SAP2000 S.I.M.DAM*	Tensione sul paramento di monte alla base	σ <sub>m</sub> (z=0)	6.195 3.089	[Mpa]
SAP2000 S.I.M.DAM*	Tensione a metà del paramento di monte	σ <sub>m</sub> (z=39)	2.034 2.924	[Mpa]
SAP2000 S.I.M.DAM*	Spostamento relativo in sommità	U	37 31	[mm]
SAP2000 S.I.M.DAM*	Taglio alla base	Vb	78854 79600	[kN]
*le analisi sono effettuate con forze statiche utilizzando una discretizzazione dei conci di 1.00 m.				

# 7.1.13. RISPOSTA SPETTRALE CON APPROCCIO LAGRANGIANO

Procediamo adesso con le analisi dinamiche che coinvolgono l'interazione fluido struttura. Come già anticipato le analisi verranno condotte utilizzando differenti tipi di analisi dinamica. La prima considerazione da fare riguarda i modi di vibrare della diga e del serbatoio, o meglio del sistema diga – serbatoio. Modellandoli insieme infatti non possiamo più parlare dei modi della diga e dei modi del serbatoio. Anche per la massa partecipante vale lo stesso, non possiamo più distinguere massa

partecipante dell'acqua e massa partecipante della diga. Alla luce di questo e del fatto che nel metodo semplificato di Fenves e Chopra viene messa in conto la sola interazione del serbatoio con il modo fondamentale della diga occorre definire quale sono i periodi per i quali calcolare i modi di vibrare, che, in un sistema come questo, sono infiniti.

Per limitare la ricerca dei modi viene sfruttata una caratteristica dell'analisi modale di SAP2000, quella di filtrare i modi di vibrare contenuti in un certo range di frequenze. Per fare questo dobbiamo sfruttare quanto sappiamo dalle analisi semplificate. Il periodo equivalente al sistema diga – serbatoio valutato con il metodo proposto da Fenves e Chopra è pari a 0,289 sec. Quello che ci si aspetta è che il periodo che dovremo stimare con il programma agli elementi finiti sia in quell'intorno. Quindi imporremo che:

Define> Load Cases> Modal> Other Parameters> ;Frequency Shift (Center) = 3,46 Hz (T=0,28sec); Cutoff Frequency (Radius) = 6,66 Hz (T=0,15 sec)

Un altro aspetto riguarda il modo in cui vengono combinate le risposte per i vari modi di vibrare. Dal momento che abbiamo definito un range di frequenze si assume, per il momento, di utilizzare la somma dei valori assoluti delle risposte. La massa partecipante considerata nell'analisi è pari al 13 %. Di seguito si riportano i contributi dei primi 5 modi.

Modo	Period	M. Part. Dir X
1	0,289	12,87%
2	0,297	0,00%
3	0,300	0,00%
4	0,303	0,00%
5	0,304	0,00%
100	0,361	0,00%

Tabella 7.24 Modi di vibrare e massa partecipante associata ad i modi del sistema fluido struttura

Come detto precedentemente non è possibile valutare la massa partecipante della sola diga. Questo spiega il fatto che abbiamo ottenuto una massa partecipante molto bassa. Si tenga presente che il peso dell'acqua è 37083 ton contro 6567 ton della diga. Questo vuol dire che la massa della diga è solo il 15% della massa totale.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi "Response Spectrum" in SAP e delle analisi semplificate condotte con S.I.M.DAM ottenuti facendo riferimento al caso di carico  $P_p + P_w + E$ , in cui con E si indica la risposta sismica associata allo stato limite di collasso. È evidente che questo tipo di analisi può portare ad errori di valutazione significativi, oltre tutto è molto sensibile alle scelte dei range di frequenza considerati.

#### Pag. 298/350

Tabella 7.25 Confronto tra l'analisi FEM su modello accoppiato fluido-struttura ed il modello semplificato di S.I.M.DAM.

Programma	Grandezza	Simbolo	Valore	Unità	
SAP2000 S.I.M.DAM*	Periodo del sistema fluido - struttura	T <sub>1</sub>	0.289 0.289	[sec]	
SAP2000 S.I.M.DAM*	Tensione sul paramento di monte alla base	σ <sub>m</sub> (z=39)	9.201 3.089	[Mpa]	
SAP2000 S.I.M.DAM*	Spostamento relativo in sommità	U	48 31	[m]	
SAP2000 S.I.M.DAM*	Taglio alla base	Vb	70910 79600	[kN]	
* analisi statiche equivalenti riportate nella Tabella 7.23					

Come si può vedere, nonostante alcune differenze, il periodo ottenuto è molto prossimo a quello calcolato con il metodo di Fenves e Chopra. Le differenze in termini di spostamenti e tensioni sono invece più consistenti.

## Step 8) INTERAZIONE FLUIDO STRUTTURA NEL DOMINIO DEL TEMPO

Nelle analisi precedenti è stato utilizzato il programma agli elementi finiti SAP2000. Per analisi più approfondite e per poter utilizzare elementi finiti acustici nei casi mostrati di seguito si è scelto di utilizzare il programma ABAQUS.

Nelle analisi precedenti sono stati valutati gli effetti di interazione fluido-struttura in maniera semplificata o utilizzando analisi di risposta spettrale. Si passa adesso allo studio della risposta del sistema utilizzando analisi di integrazione al passo. Verranno confrontati differenti modi di modellare l'interazione. Nel seguito faremo riferimento ai seguenti metodi:

- A. Pressione Idrodinamica definita dalla Normativa applicata sul paramento di monte;
- B. Masse puntuali applicate sui nodi del paramento di monte e calcolate utilizzando la formulazione descritta dalla Normativa o proposta da Fenves e Chopra (associata al primo modo);
- C. Modellazione della pressione idrodinamica secondo un approccio lagrangiano modellando quindi una parte del serbatoio;
- D. Modellazione euleriana con elementi finiti fluidi;
- E. Modellazione del fluido con elementi acustici.

In questi ultimi tre casi è importante andare a riprodurre le corrette condizioni al contorno. Per fare questo esistono differenti metodologie in funzione del programma agli elementi finiti scelto. Per maggiori informazioni si rimanda al manuale di ABAQUS (63).

#### 7.1.14. PRESSIONE IDRODINAMICA DI WESTERGAARD

Data la difficoltà di introdurre gli effetti di interazione dinamica tra il fluido e la struttura e data la necessità di disporre di un software di calcolo ad hoc, a volte si ricorre ad analisi che sotto il punto di vista teorico non sono del tutto coerenti con il problema.

Al Paragrafo 3.1 è stata introdotta la formulazione di Westergaard. Nonostante questa sia stata definita con l'ipotesi di diga rigida, viene utilizzata anche nel caso in cui la struttura è deformabile.

Nell'esempio che segue mostreremo quali sono le differenze che si ottengono introducendo la spinta idrodinamica data da Westergaard come un carico applicato alla diga. L'equazione dinamica che il programma dovrà risolvere sarà la seguente:

 $M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = M a_g(t) + F_{Westergaard}$ 

dove la forza Fwestergaard sarà pari a:

$$F_{Westergaard} = a_g(t) \rho_{acqua} L \left[ \frac{c_m}{2} * \frac{Y}{L} * \left( \left( 2 - \frac{Y}{L} \right) + \sqrt{\frac{Y}{L} * \left( 2 - \frac{Y}{L} \right)} \right) \right]$$

La pressione idrodinamica viene modellata come una forza variabile nel tempo in funzione della accelerazione del terreno. L'unico effetto di interazione che si introduce è quello prodotto dalla massa aggiunta dell'acqua considerata attaccata alla diga che si muove rigidamente con accelerazione pari a quella del terreno. Vengono quindi meno tutti gli effetti di interazione dinamica tra i modi di vibrare del serbatoio e della diga.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti utilizzando la formula della pressione idrodinamica riportata nelle NTD. L'incremento dovuto alla pressione idrodinamica è di 15 mm.



Figura 7.55 Spostamento relativo ottenuto modellando la pressione idrodinamica come previsto dalle NTD

Come si può osservare, l'introduzione della pressione idrodinamica è come se scalasse la curva che rappresenta lo spostamento relativo in sommità. L'introduzione di una pressione applicata alla diga non modifica infatti le caratteristiche dinamiche del sistema.

Lo spostamento massimo ottenuto in questo caso è pari a 39,00 mm ed avviene al tempo 5,76 sec. Facendo riferimento al caso in cui si trascurasse l'interazione fluido struttura, questo approccio porta ad un incremento dello spostamento pari al 56%. La tensione massima calcolata alla base del paramento di monte è invece pari a 5.14 MPa.

A tal proposito si vuole riportare la mappa delle tensioni riferite sia al momento in cui si raggiunge la massima tensione sia quella ottenuta dall'inviluppo delle massime tensioni. Per confrontare meglio i risultati delle analisi vengono riportate sia le tensioni verticali che quelle massime principali.



Figura 7.56 Tensioni massime verticali (sinistra) e principali (destra) ottenute nell'istante di massimo spostamento modellando la pressione idrodinamica come previsto dalle NTD

La figura appena riportata mostra la grande similitudine tra le tensioni principali massime e quelle verticali. Nelle analisi effettuate con S.I.M.DAM si riescono a valutare solo le tensioni verticali. Da quanto visto, almeno per il paramento di monte, questo non sembra influire in maniera considerevole sul valore rispetto al quale si fanno le valutazioni della sicurezza.



Figura 7.57 Inviluppo massimo delle tensioni verticali (sinistra) e principali massime (destra) ottenute modellando la pressione idrodinamica come previsto dalle NTD

Nella Figura 7.57 si riporta l'inviluppo delle massime trazioni. Da questa si vede che non ci sono altre zone in cui si raggiungono dei valori di trazione alti come quelli raggiunti alla base del paramento di monte. In questo senso la tensione alla base del paramento di monte può essere presa come tensione di riferimento per valutare la risposta della diga.

## 7.1.15. MASSA AGGIUNTA

L'acqua del serbatoio viene introdotta nel modello utilizzando delle masse concentrate applicate sui nodi del paramento di monte della diga. Di seguito viene riportata una tabella con il calcolo di queste masse sia per la distribuzione data da Westergaard, che fa riferimento alla massa impulsiva, sia a quella data da Fenves e Chopra che si riferisce invece al contributo idrodinamico relativo al primo modo di vibrare della diga.

La somma di queste masse aggiunte è pari a 3964 ton nel primo caso e 395 ton nel secondo. Ricordando che il peso di una sezione di diga larga 1 m è pari a 6394 ton, l'aumento di massa è pari al 61% e al 6%. Questo produce una modifica sostanziale delle caratteristiche dinamiche del sistema.

Westerg	gaard		Fenves	e Chopra
[m]	[tons]		[m]	[tons]
у	M_y		у	M_y
0	18		0	3
5	74		5	13
11	122		11	20
16	145		16	22
21	172		21	24
26	195		26	25
31	216		31	25
36	234		36	26
41	250		41	26
46	237		46	23
50	248		50	23
55	286		55	25
60	295		60	25
65	302		65	25
70	308		70	24
75	312		75	24
80	315		80	24
85	237		85	18
TOT	3964	_	TOT	395

Si riporta di seguito la storia dello spostamento relativo in sommità della diga ottenuto con le masse aggiunte calcolate a partire da Fenves e Chopra.



Figura 7.58 Spostamento relativo in sommità ottenuto applicando una massa aggiunta definita come indicato da Fenves e Chopra.

Lo spostamento massimo ottenuto a 4,95 sec è pari a 34,3 mm, in tal modo risulta maggiore del caso in cui l'interazione viene trascurata del 37%. La massima tensione di trazione è pari a 4.64 MPa.

Utilizzando le masse calcolate secondo la distribuzione di Westergaard, si ottiene uno spostamento massimo pari a 37,9 mm al tempo 6,96 con un rispettivo aumento del 51%. La massima tensione raggiunta è di 6.14 MPa.



Figura 7.59 Spostamento relativo in sommità ottenuto applicando una massa aggiunta definita come indicato nelle NTD.

Come era prevedibile la risposta ottenuta applicando la massa aggiunta associata alla pressione impulsiva porta ad effetti più importati. Questo avvalora la scelta fatta per S.I.M.DAM. I risultati ottenuti evidenziano anche una certa variabilità della risposta in funzione delle masse aggiunte applicate.

Si fa notare che la massa aggiunta produce un aumento della risposta senza alterare lo smorzamento del sistema. Dal metodo di Fenves e Chopra questo smorzamento risulta molto ridotto facendo passare lo smorzamento equivalente dal 5.00% al 5.02 % . Non si ritiene quindi di dover modificare lo smorzamento della struttura per tener conto di questo effetto.

# 7.1.16. Approccio Lagrangiano

L'approccio lagrangiano che sfrutta la similitudine tra gli elementi fluidi e quelli solidi permette di valutare l'interazione fluido struttura utilizzando lo stesso tipo di elemento finito sia per il solido che per il fluido. Nel nostro caso si è scelto di utilizzare per il fluido un elemento finito "CPE4I" che permette di tener conto anche dei modi incompatibili associati all'elemento finito. Per riprodurre il comportamento dell'acqua è stato definito un materiale con le seguenti caratteristiche:

 $\gamma_w = 1000 \frac{kg}{m^3}$ ,  $E_w(modulo\ elastico) = 6\ 10^6 \frac{N}{m^2}$ ,  $\nu_w(coefficiente\ di\ Poisson) = 0,4995$ Utilizzando questo approccio si è ottenuta la storia degli spostamenti riportata nella figura seguente.



Figura 7.60 Storia degli spostamenti ottenuti con l'approccio lagrangiano

Lo spostamento massimo di 40,4 mm si ottiene al tempo 7,21 sec. L'aumento dello spostamento è quindi pari al 61,6%. Di seguito si riportano le tensioni verticali registrate nel corpo diga nell'istante di massimo spostamento. Queste raggiungono un valore di 5.37 MPa.



Figura 7.61 Tensioni della struttura nel momento di massimo spostamento ottenute con l'approccio lagrangiano

#### 7.1.17. ELEMENTI FINITI FLUIDI (APPROCCIO EULERIANO)

Il modo migliore per modellare il comportamento del fluido è senza dubbio quello che sfrutta gli elementi finiti fluidi. Questi non pongono nessun limite alla simulazione dei problemi di fluido dinamica. Per poterli utilizzare è però necessario possedere un programma agli elementi finiti multi fisica. Ci sono differenti modi di risolvere numericamente questo problema, quello implementato in ABAQUS è definibile "partitioned approach". Per effettuare queste analisi occorre però passare dallo spazio 2D a quello 3D (gli elementi finiti fluidi disponibili nei programmi FEM sono tridimensionali). Di seguito si riportano i risultati ottenuti modellando un concio con la stessa sezione precedente ma con una larghezza pari a 10,00 m. Per poter effettuare analisi di questo tipo ABAQUS lavora con un processo di co-simulazione utilizzando due solutori, uno per la parte fluida, l'altro per la parte solida.

Nel corso della tesi sono state riscontrate molte difficoltà nell'utilizzo di questo metodo e per questo si è voluto semplificare il più possibile il suo utilizzo. Per questa ragione l'interazione è stata valutata senza considerare la fase pre-sismica.



Figura 7.62 Storia degli spostamenti ottenuti con gli elementi finiti fluidi

La risposta massima si ottiene a 1,92 sec (se facciamo riferimento alle analisi precedenti pari a 4,94 sec per via della fase presismica) e vale 10,8 mm. Considerando che la fase presismica porta ad uno spostamento di 7,65 mm aggiungendo questa alla risposta appena ottenuta raggiungiamo 17,8 mm. Questo valore è addirittura inferiore a quello ottenuto nel caso di diga in cui si trascura l'interazione fluido struttura (spostamento massimo pari a 25 mm).

Dai risultati ottenuti precedentemente è possibile dire che questa procedura di analisi ha portato a risultati poco verosimili. Questo può essere dovuto ad un uso sbagliato del programma o a bug del codice di calcolo. Si è voluto di proposito riportare il risultato di questa analisi per sottolineare l'importanza del confronto tra i vari metodi di calcolo. I risultati di questa analisi non sono stati utilizzati ai fini dei confronti presenti nel Capitolo 6 di questa tesi.

# 7.1.18. ELEMENTI ACUSTICI (APPROCCIO EULERIANO)

Come ultimo caso si riporta l'approccio maggiormente utilizzato durante l'ultimo Benchmark sulle analisi numeriche organizzato dall'ICOLD (5): la modellazione del fluido attraverso gli elementi acustici. Si ipotizza quindi che il fluido sia non viscoso e che abbia una comprimibilità pari a 2000 MPa. Sui contorni degli elementi possono essere imposte sia la non riflessione sia lo smorzamento generato dai depositi sul fondo del bacino. Si riportano i risultati ottenuti introducendo la sola non riflessione delle onde sul contorno all'infinito.



Figura 7.63 Spostamento relativo ottenuto con elementi finiti acustici

Come si può vedere i risultati sono molto simili a quelli visti in precedenza. Lo spostamento relativo massimo ottenuto al tempo 6.92 è pari a 32 mm. La massima tensione verticale è risultata pari a 3.94 Mpa. Nella figura che segue vengono affiancate le mappe delle pressioni nel fluido (POR) e delle tensioni verticali nel corpo diga (S22) per il tempo associato allo spostamento massimo.



Figura 7.64 Pressioni nel fluido (sopra) e tensioni verticali nel corpo diga (sotto) per l'istante di massimo spostamento ottenute modellando il fluido con elementi acustici.

La pressione registrata alla base della diga è risultata pari a 167 kPa. Questo risultato è coerente con i valori della pressione valutati nelle precedenti analisi con le formule proposte chiuse e con le analisi numeriche. Si vuole sottolineare l'importanza di avere dei valori di riferimento senza i quali non sarebbe possibile validare i risultati ottenuti.

#### Step 9) INTERAZIONE FONDAZIONE STRUTTURA

Come descritto al Paragrafo 5.3 esistono due principali metodi per tener conto dell'interazione dinamica con la fondazione: il primo è quello di modellare parte della fondazione mentre il secondo è quello di assegnare alla base della struttura speciali condizioni al contorno. Nel primo caso uno degli aspetti più importanti è il modo in cui tenere conto della dissipazione generata dall'irraggiamento delle onde riflesse verso l'infinito. Di seguito si riportano le analisi effettuate con ABAQUS utilizzando elementi infiniti in grado di tenere conto di tale dissipazione. Verrà poi modellata una maggiore porzione di essa aggiungendo ai suoi bordi delle condizioni al contorno tali da eliminare le onde riflesse.

#### 7.1.19. MODELLO DELLA FONDAZIONE CON "ELEMENTI INFINITI"



Figura 7.65 Modellazione della fondazione con gli elementi "infiniti"

La porzione di fondazione considerata è costituita in parte da elementi finiti plane strain classici ed in parte da elementi infiniti (elementi contornati in rosso). Questi ultimi permettono di ridurre al minimo le dimensioni della fondazione alleviando il carico computazionale. Per semplificare il problema questa è stata considerata priva di massa. Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi dinamica ed il confronto con la risposta sismica di una diga su fondazione rigida. L'interazione con il fluido è considerata utilizzando la pressione idrodinamica di Westergaard vista nel capitolo precedente.



Figura 7.66 Storia degli spostamenti relativi in sommità ottenuti con gli elementi infiniti

La modellazione di parte della fondazione ha prodotto una modifica del periodo di oscillazione delle struttura per via dell'aumento della deformabilità del sistema. Questo si riflette sulla risposta attraverso una traslazione dei picchi di risposta. La

risposta massima si ottiene a 4,94 sec ed è pari a 40,25 mm circa il 6,2% in più rispetto al caso in cui si trascurasse questa l'interazione con la fondazione. Nella figura che segue vengono riportate le mappe delle tensioni verticali ottenute nell'istante di massimo spostamento e facendo un inviluppo delle massime tensioni nel tempo.



Figura 7.67 Tensioni verticali al tempo di massimo spostamento (sinistra) e loro inviluppo (destra)ottenute modellando la fondazione con elementi infiniti.

La massima tensione ottenuta è pari a 5.00 MPa ed è sempre ottenuta alla base del paramento di monte. Questo sta ad indicare che anche mettendo in conto la deformazione della fondazione si mantiene lo stesso tipo di crisi dovuta al concentrarsi delle tensioni sul tacco della diga. Questo è in parte dovuto alla grande rigidezza della roccia considerata. Un modulo della roccia inferiore avrebbe portato ad una ridistribuzione maggiore delle tensioni alla base.

Esistono dei criteri di valutazione dei risultati che tengono conto sia dell'estensione spaziale delle zone in cui viene superata la resistenza a trazione sia della loro estensione temporale (13). Nella figura precedente si è visto che le tensioni massime sono concentrate in zone limitate del paramento di monte. Si riporta di seguito l'andamento delle tensioni principali massime alla base del paramento di monte.



Figura 7.68 Andamento della tensione massima principale nel tempo e confronto con la resistenza a trazione (linea rossa tratteggiata) ottenuto modellando la fondazione con elementi infiniti.

Nell'analisi appena riportata si è superata la resistenza a trazione di quasi quattro volte. L'USACE in questi casi prevede che una analisi lineare con un rapporto tra tensione massima e resistenza a trazione maggiore di 2 volte richieda un approfondimento ulteriore delle analisi in campo non lineare.

7.1.20. MODELLAZIONE CON ELEMENTI FINITI E SMORZATORI AL CONTORNO

Di seguito si propone una modellazione diversa in cui vengono utilizzati elementi finiti classici ai bordi dei quali vengono inseriti degli smorzatori. Il valore dei coefficienti assegnati agli smorzatori, calcolati secondo la teoria di Voigt, sono pari a: 5.325E+008 (N sec/m).



Figura 7.69 Modello agli elementi finiti in cui è stata modellata la fondazione

Di seguito si riporta lo spostamento relativo in sommità confrontato con la risposta della diga che si otterrebbe trascurando la deformabilità della fondazione.



Figura 7.70 Storia degli spostamenti relativi in sommità ottenuti con gli elementi finiti classici e degli smorzatori sui contorni

Come si può osservare l'introduzione di smorzatori alle estremità porta ad una risposta modificata nella distribuzione dei picchi e nella loro intensità. Lo spostamento massimo è risultato essere di 33,00 mm al tempo 4,97 sec. La massima tensione di trazione registrata alla base del paramento di monte è risultata pari a 4.51 MPa.

È evidente come la modellazione della fondazione con un numero maggiore di elementi finiti aggrava l'onere computazionale. Come visto nel Paragrafo 5.3.3 una modellazione di questo tipo può essere utile nel caso in cui si tenga conto della massa della fondazione.

# Step 10) SCORRIMENTO ALLA BASE

## 7.1.21. INFLUENZA DEL METODO NUMERICO

Dal punto di vista numerico il legame attritivo tra la base della diga e la superficie della fondazione corrisponde ad un problema di ottimizzazione vincolata. Nel caso che stiamo analizzando quello che si vuole ottenere è che le superfici non scorrano per forze di taglio inferiori alle resistenze attritive.

Esistono due metodi numerici per imporre questa condizione: il "Penalty Method" (PM) e l' "Augmented Lagrangian Method" (ALM). In tutti e due i casi il vantaggio del loro utilizzo sta nel trasformare il problema vincolato in un problema non vincolato. Senza entrare nel dettaglio si vuole stimare la differenza che si ottiene utilizzando questi due approcci diversi.

Riprendendo lo studio della diga di riferimento trattata nei capitoli precedenti, nelle analisi che seguono si valuta la possibilità che la diga possa scorrere alla base. Si passa in questo caso da un comportamento lineare ad un comportamento non lineare, dove la non linearità è concentrata alla base.

Lo scorrimento alla base è permesso introducendo nel modello un'interazione tra la base della diga e la porzione della superficie della fondazione a contatto con essa. Nel nostro caso si è ipotizzato che le superfici a contatto non siano in grado di resistere a trazione e che si comportino a taglio seguendo un legame attritivo alla coulomb (senza coesione). Il valore dell'angolo di attrito considerato è stato preso pari a 45°.

#### PENALTY METHOD

Il primo metodo scelto per imporre questo il legame tra le superfici è stato il "penalty method". Con questo approccio viene risolta sia la fase di scorrimento sia quella di apertura delle superfici.

Dall'utilizzo fatto del programma ABAQUS si è osservato che per l'utilizzo di questo metodo è di fondamentale importanza la corretta gestione del parametro  $\gamma$  che regola la fase di "sticking" ovvero la rigidezza iniziale elastica tra le superfici. Nelle analisi riportate di seguito si è assunto un valore di  $\gamma = 0.0005$ .

Di seguito si riporta lo spostamento relativo calcolato sulla sommità della diga ed il grafico dello scorrimento residuo alla base della stessa.



*Figura 7.71 Storia degli spostamenti ottenuti considerando lo scorrimento alla base della diga (penalty method)* 



Figura 7.72 Evoluzione dello scorrimento alla base della diga (penalty method)

Il massimo spostamento relativo ottenuto al tempo 4.94 sec è risultato pari 35,4 mm. Lo scorrimento finale alla base è risultato pari a circa 19,8 mm. Si riporta di seguito un'istantanea delle tensioni nell'istante di massimo spostamento. Viene inoltre riportata la mappa di inviluppo delle tensioni.



Figura 7.73 Andamento delle tensioni nel momento di massimo spostamento (sinistra) e loro inviluppo (destra) (penalty method)

Rispetto ai risultati ottenuti precedentemente con le analisi lineari si osserva che la tensione massima non si ottiene alla base del paramento di monte ma sul paramento di valle in corrispondenza della base del coronamento dove raggiunge un valore di 2.9 MPa. Nell'istantanea associata al massimo spostamento relativo verso valle si nota come il tacco della diga si sollevi. È proprio questo fenomeno che impedisce la formazione di trazioni alla base del paramento di monte.

Nelle analisi di scorrimento alla base svolte con i metodi semplificati il legame attritivo veniva scambiato tra due punti. In quel caso la resistenza allo scorrimento era semplicemente il prodotto tra la risultante dello sforzo normale e il coefficiente di attrito. Con una modellazione agli elementi finiti bidimensionale il legame attritivo viene stabilito tra più punti delle superfici a contatto. A tal proposito sembra utile mostrare la distribuzione delle pressioni e delle tensioni tangenziali che si scambiano le superfici a contatto in vari istanti dell'analisi.



Figura 7.74 Distribuzione delle pressioni (CPRESS) e delle tensioni tangenziali (CSHEAR) sulle superfici di contatto prima dell'applicazione del sisma (sinistra) e negli istanti iniziale, di massimo spostamento verso valle e finale del transitorio (destra)

Dalla Figura 7.74 si vede che quando viene applicato il peso proprio la pressione maggiore si trova sul tacco della diga (x=0). Applicando la pressione idrostatica questa tende a spostarsi sull'unghia del concio (x=62.15).

Nel momento di massimo spostamento (grafico di destra, linea continua nera) si osserva invece una riduzione della compressione sul tacco ed un suo forte aumento all'estremità di valle.

Per completare la descrizione del comportamento delle superfici a contatto vengono riportate le aperture e gli scorrimenti ottenuti.



Figura 7.75 Apertura tra le superfici (sinistra) e loro scorrimento (destra) per gli istanti iniziale, di massimo spostamento relativo e finale.

Si riporta di seguito il risultato di una analisi condotta con un angolo di attrito pari a 55° per cui lo scorrimento è risultato pari a 9 mm.



Figura 7.76 Risultati di una analisi di scorrimento con angolo di attrito pari a 55° (penalty method)

Le analisi confermano la grande influenza dell'angolo di attrito sullo scorrimento alla base. Questo parametro influenza in maniera indiretta anche lo stato tensionale. Come detto più volte lo scorrimento alla base della struttura porta ad una riduzione delle azioni sulla diga. Nel caso di un angolo di attrito di 55° la tensione principale massima registrata sempre sull'estremità di valle della base del coronamento arriva a 4.37 MPa, il 50% in più del caso con angolo di attrito pari a 45°.

#### AUGMENTED LAGRANGIAN METHOD

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con l'altro metodo disponibile per la risoluzione del problema. Per apprezzare meglio le differenze si riportano nello stesso grafico i risultati ottenuti con il precedente approccio.



Figura 7.77 Storia degli spostamenti ottenuti considerando lo scorrimento alla base della diga (augmented lagrangian method)



Figura 7.78 Evoluzione dello scorrimento alla base della diga (augmented lagrangian method)

Come si può vedere lo spostamento relativo massimo raggiunge il valore di 34 mm al tempo 4.93 sec. Lo scorrimento massimo ottenuto, leggermente inferiore al precedente è pari a 18.5 mm.

Si riportano di seguito le tensioni verticali calcolate nell'istante di massimo spostamento e il loro inviluppo. Queste figure vanno confrontate con quelle ottenute con l'



Figura 7.79 Andamento delle tensioni nel momento di massimo spostamento (sinistra) e loro inviluppo (destra) (augmented lagrangian method)

Nella Figura 7.80 si vede che con questo metodo viene riprodotto meglio il sollevamento del tacco della diga. Nella zona in cui c'è il sollevamento si nota come vengano di fatto perse le resistenze attritive. Le analisi semplificate svolte sul modello dell'oscillatore semplice equivalente permettevano di valutare la resistenza allo scorrimento a partire dalle risultati delle forze alla base. Le analisi agli elementi finiti hanno permesso di valutare come queste risultanti siano distribuite nella sezione. Si vuole far notare la differenza della distribuzione tra stato iniziale (ini) e finale (Fin).



Figura 7.80 Distribuzione delle pressioni (CPRESS) e delle tensioni tangenziali (CSHEAR) sulle superfici di contatto negli istanti iniziale, di massimo spostamento verso valle e finale del transitorio (destra)

#### Pag. 314/350

#### 7.1.22. SCORRIMENTI PER I 7 SEGNALI SPETTRO COMPATIBILI (SITO A)

Come nei casi precedenti per valutare l'influenza del segnale sulla risposta della diga vengono applicati i 7 accelerogrammi spettro compatibili definiti nel Capitolo 2.2.2. Per ridurre i tempi di calcolo si sceglie di utilizzare il "Penalty Method". Si fa presente che il segnale utilizzato nell'analisi vista in precedenza fa parte dei 7 accelerogrammi analizzati di seguito (Segnale D). Si riportano nella figura che segue gli scorrimenti ottenuti.



Figura 7.81 Scorrimenti alla base ottenuti per 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro allo Stato Limite di Collasso

Le analisi non lineari mostrano la grande differenza in termini di scorrimento alla base che è possibile ottenere utilizzando accelerogrammi diversi. Nella Tabella 7.26 vengono riportati i valori degli scorrimenti ottenuti.

Tabella 7.26 Valori degli scorrimenti ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro compatibili

	Segnale	Spostamento	Scorrimento
		relativo	alla base
		massimo	massimo
		[mm]	[mm]
Α	IT0075ya	27	16
В	IT0078ya	43	69
С	IT0104xa	48	74
D	IT0104ya	35	22
Е	IT0408xa	29	8
F	IT0416xa	36	10
G	IT0430ya	32	26

Anche in questo caso si conferma la forte influenza del segnale sulla risposta della diga. Nella figura successiva viene riportato il confronto con le analisi svolte con S.I.M.DAM nel capitolo precedente. Queste sono state svolte ipotizzando un comportamento della diga a conci indipendenti. I risultati fanno riferimento allo scorrimento del concio più alto, lo stesso analizzato nelle analisi FEM.



Figura 7.82 Confronto tra gli scorrimenti ottenuti con SIMDAM e con ABAQUS per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili.

Gli scorrimenti ottenuti con questi due approcci sono maggiori o minori in funzione del segnale. Nonostante questo i valori ottenuti non differiscono in maniera significativa. Questo valida le capacità del programma proposto in questa tesi.

Step 11) VALUTAZIONE DELLE FESSURE

## 7.1.23. EFFETTI PRODOTTI DALLA NON LINEARITÀ DEL CALCESTRUZZO

Di seguito si riportano i risultati delle analisi bidimensionali effettuate per il caso studio di riferimento. Il modello numerico è lo stesso utilizzato precedentemente a meno dell'introduzione del modello non lineare di Lee e Fenves. In questa prima analisi non si considera lo scorrimento alla base.



Figura 7.83 Storia degli spostamenti relativi ottenuti con l'introduzione del modello non lineare

Lo spostamento massimo ottenuto risulta essere pari a 41,9 mm al tempo 5.77 sec. Si osserva come al termine dell'analisi rimanga uno spostamento residuo pari a 16,00 mm. Questo spostamento è generato dalla maggiore deformabilità della struttura a seguito del suo danneggiamento.

Considerando uno spostamento iniziale di 9 mm questo equivale ad aver una rigidezza flessionale della diga pari al 56% di quella iniziale.

A tal proposito si riportano di seguito delle istantanee della diga in 4 istanti specifici: tempo associato al primo picco dello spostamento verso valle (t=4.71 sec), tempo associato al secondo picco (t=5.03), tempo di massimo spostamento verso valle (t=5.77 sec), istante finale.

La figura sta a rappresentare il danneggiamento del concio durante il terremoto. Si vede chiaramente come a seguito degli spostamenti verso valle il concio subisce dei danneggiamenti sul paramento di monte dapprima alla base e poi al centro del paramento di monte. Questo è coerente con quanto visto precedentemente nelle analisi lineari. I danneggiamenti avvengono laddove viene superata la resistenza a trazione del materiale.



Figura 7.84 Evoluzione del danneggiamento durante il transitorio

Nella Figura 7.85 vengono riportate le tensioni principali massime nell'istante di massimo spostamento ed il loro inviluppo. Da questa figura si vede come le tensioni principali massime non superano mai la resistenza a trazione del materiale.



Figura 7.85 Tensioni principali massime nell'istante di massimo spostamento verso valle (sinistra) e loro inviluppo (destra).

Di seguito si riportano le tensioni nel corpo diga prima e dopo il terremoto. Da questa figura si riesce a valutare la ridistribuzione delle forze conseguenti al danneggiamento di alcune zone della diga.



Figura 7.86 Cambiamento della distribuzione delle tensioni: tensioni principali massime pre-sisma (sinistra) e post-sisma (destra) sovrapposte alle isostatiche di compressione.

Come si può vedere c'è una modifica della distribuzione delle tensioni e delle compressioni che portano ad una nuova condizione di equilibrio della diga.

L'ultima delle variabili che possono essere stimate grazie al modello non lineare è la deformazione plastica. Attraverso questa grandezza è possibile valutare l'entità delle fessure. Si riportano di seguito le mappe delle deformazioni plastiche ottenute al termine del transitorio.





Figura 7.87 Deformazione plastica della diga (sinistra) e stima dell'apertura delle fessure (destra)

Moltiplicando la deformazione plastica per la massima dimensione della mesh (in questo caso 5 m) si può risalire alle dimensioni delle fessure. La massima apertura delle fessure è risultata pari a 13 mm, questa è concentrata alla base del paramento di monte.

# 7.1.24. INFLUENZA DELLA PRESENZA DEI CUNICOLI NELLE ANALISI NON LINEARI

La distribuzione delle fessure all'interno del corpo diga possono essere influenzate dalla presenza dei cunicoli. Si riportano di seguito le analisi effettuate introducendo la loro presenza all'interno del modello. Questo ha richiesto l'infittimento della mesh di 10 volte. Per ridurre i tempi di analisi si è scelto di non modellare la fondazione della struttura considerata quindi incastrata alla base. Si riporta nella figura seguente lo spostamento relativo tra la sommità e la base della diga. Lo spostamento massimo ottenuto al tempo 1.91 sec è pari a 34 mm. Al termine del terremoto rimane uno spostamento residuo di 26 mm. E' come se il modulo del calcestruzzo si sia ridotto al 34% di quello iniziale.



Figura 7.88 Storia degli spostamenti relativi ottenuti con l'introduzione del modello non lineare e modellando i cunicoli presenti nella diga.

Vengono riportate di seguito le mappe del danneggiamento e delle deformazioni plastiche ottenute al termine del transitorio. Dalla seconda è possibile stimare il valore massimo dell'apertura concentrata alla base del cunicolo più basso e pari a 29 mm.



Figura 7.89 Danneggiamento (sopra) e deformazione plastica (sotto) ottenuta modellando i cunicoli

La distribuzione del danneggiamento è molto simile a quella ottenuta precedentemente. Questo dimostra che la risposta non risente in maniera significativa della dimensione della mesh. Questa permette però di valutare meglio i punti in cui si formano le fessure e soprattutto la loro estensione nello spessore della diga. Quest'ultima grandezza è fondamentale per la valutazione della possibile formazione di fessure passanti.

# 7.1.25. EFFETTI COMBINATI DELLO SCORRIMENTO ALLA BASE E DELLA FESSURAZIONE DEL CORPO DIGA

Alla luce dei risultati finora mostrati, l'ultimo Step da effettuare riguarda l'analisi della risposta sismica della diga considerando la contemporaneità dello scorrimento e dell'apertura delle fessure. Di seguito si riportano i risultati in termini di spostamento relativo in sommità e di scorrimento alla base.



Figura 7.90 Storia dello spostamento relativo ottenuto dal modello bidimensionale non lineare (scorrimento e aperture delle fessure).



Figura 7.91 Evoluzione dello scorrimento alla base della diga ottenuto considerando la non linearità del calcestruzzo.

Come si può osservare lo spostamento massimo relativo della diga raggiunge 69 mm al tempo 6.326 sec. Lo scorrimento è invece circa12 mm. Nelle figure che seguono si riportano quelle grandezze che permettono di rappresentare il comportamento non lineare del calcestruzzo: il danneggiamento e la deformazione plastica.



Figura 7.92 Danneggiamento e deformazioni plastiche al termine del terremoto

L'apertura massima delle fessure risulta pari a 13 mm. A differenza del caso precedente la massima fessura non viene registrata alla base, dove è presente il legame tra le superfici che impedisce la formazione di trazione, bensì ad un terzo circa del paramento di monte e nelle zone più interne.

Si nota inoltre che alla base del coronamento, laddove c'è un cambiamento di pendenza del paramento di monte si ottiene un danneggiamento sia sul paramento di monte che di valle.

7.1.26. EFFETTI DELLA COMPONENTE VERTICALE SULLA RISPOSTA NON LINEARE

Di seguito viene riportata una analisi nella quale viene tenuto in conto della presenza della componente verticale del sisma, posta pari a 2/3 di quella orizzontale. Il massimo spostamento in questo caso arriva a 110 mm con un residuo di 70 mm (uno spostamento maggiore del 60%).

Come si può vedere la componente verticale sismica porta ad uno scorrimento alla base di 29 mm, più del doppio di quella calcolata precedentemente. La massima apertura delle fessure raggiunge 21 mm alla base del coronamento sul lato di monte. Questo mostra l'importanza di considerare anche le altre componenti dell'azione sismica.



Figura 7.93 Effetti della componente verticale del terremoto sullo scorrimento.

Si riporta di seguito la mappa dei danneggiamenti ottenuti al termine del terremoto. Come si può vedere la presenza della componente verticale non stravolge la distribuzione dei danneggiamenti.



Figura 7.94 Danneggiamenti ottenuti considerando anche la componente verticale dell'azione sismica

#### Pag. 322/350

## 7.1.27. INFLUENZA DEL SEGNALE SULLA RISPOSTA

La risposta non lineare è fortemente influenzata dal segnale sismico utilizzato. Per questa ragione, occorre, come previsto dalla normativa, valutare la risposta per più segnali sismici. Nella presente tesi ci si è concentrati sugli effetti prodotti dalla sola componente monte-valle.

Nel caso in esame verranno considerati i 7 accelerogrammi riportati al Paragrafo §2.2.2 che in media sono spettro-compatibili con lo spettro allo Stato Limite di Collasso del Sito A. Per ognuno di questi verranno riportate le grandezze principali rispetto alle quali viene valutata la sua risposta sismica quindi: le deformazioni plastiche alla base e le aperture delle fessure nel corpo diga. Si riporta di seguito il grafico con gli spostamenti relativi ottenuti.



Figura 7.95 Storie degli spostamenti relativi ottenuti per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili ottenute utilizzando un modello piano non lineare (scorrimento e apertura delle fessure).

La Figura 7.95 mostra la formazione di uno spostamento residuo. Si vuole precisare che questo è indipendente dallo scorrimento alla base in quanto lo spostamento relativo è calcolato come differenza tra spostamento in sommità e spostamento alla base del concio. Questo spostamento residuo che nei casi peggiori arriva a 71 mm è prodotto dal danneggiamento della diga provocato dal superamento della resistenza a trazione. Nella Figura 7.96 vengono riportate le mappe di danneggiamento ottenute per i 7 segnali considerati (la deformata è amplificata 100 volte).

Come si può vedere il segnale influenza notevolmente la distribuzione dei danneggiamenti. Una caratteristica comune è il fatto che siano disposte al di sopra della base. In alcune sezioni della diga sono presenti danneggiamenti sia sul paramento di monte che di valle. Questo sta ad indicare che il blocco sopra quella sezione può comportarsi come un monolite. Per questa ragione la fase successiva di verifica sarebbe quella di valutare la stabilità del blocco isolato.



Figura 7.96 Danneggiamenti della sezione della diga ottenuti per 7 differenti accelerogrammi spettro-compatibili.

Oltre al danneggiamento esiste un'altra grandezza attraverso la quale è possibile valutare il comportamento non lineare del calcestruzzo: la deformazione plastica. Si riportano di seguito le mappe delle deformazioni plastiche minori e maggiori ottenute rispettivamente per il sisma "E" e "C". Da queste si riesce a stimare una apertura delle fessure che varia da 8 mm a 27 mm.



Figura 7.97 Deformazione plastica ottenuta per il sisma che ha prodotto l'apertura della fessura più bassa (sinistra) e più alta (destra)

Si nota come la deformazione plastica e quindi la fessura sia più grande sul paramento di monte e che non sia passante. Questo è ovviamente dovuto alla nuova condizione di equilibrio raggiunta al termine del transitorio nella quale alcune zone del paramento di monte precedentemente in trazione sono fessurate. Questo porta, per l'equilibrio, ad un aumento delle tensioni di compressione nelle zone di valle con eventuale chiusura delle fessure che possono essersi formate durante il transitorio.

Nelle zone fessurate è pensabile che ci sia un aumento della permeabilità della diga con conseguente aumento delle pressioni interstiziali. Una successiva analisi dovrebbe approfondire l'argomento. Allo stesso modo andrebbe valutata la sicurezza della diga per eventuali aftershock.

Nelle figure successive vengono riportati gli scorrimenti alla base che hanno raggiunto nel caso del sisma "B" un valore di 17 mm. La maggior parte delle analisi ha portato a scorrimenti dell'ordine dei 5 mm. Questo allineamento degli scorrimenti può essere dovuto all'effetto di smorzamento prodotto dall'apertura delle fessure. Nel caso delle analisi in cui viene modellata contemporaneamente la non linearità alla base e di comportamento del calcestruzzo esiste infatti un reciproco effetto di smorzamento. È per questo motivo che gli scorrimenti ottenuti in queste analisi sono inferiori degli scorrimenti registrati nel caso di calcestruzzo considerato in campo lineare. A tal proposito sarebbe molto interessante valutare gli effetti reciproci al variare dei parametri caratteristici del comportamento non lineare del calcestruzzo e dello scorrimento alla base.


Figura 7.98 Scorrimenti alla base della diga valutati per i 7 accelerogrammi spettro-compatibili ottenuti utilizzando un modello piano non lineare (scorrimento e apertura delle fessure).

Nella tabella riportata di seguito vengono riportati tutti i risultati ottenuti per i 7 accelerogrammi considerati. Oltre alle grandezze analizzate fino a questo punto viene riportato anche lo spostamento residuo, differenza tra lo spostamento relativo finale e quello iniziale.

Tabella 7.27 Risultati delle analisi dinamiche non lineari piane per i 7 accelerogrammi spettro compatibili

	Segnale	Spostamento	Scorrimento	Apertura	Spostamento
	-	relativo	alla base	delle	relativo
		massimo	massimo	fessure	residuo
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Α	IT0075ya	87	7	17	50
В	IT0078ya	116	20	26	71
С	IT0104xa	110	10	27	71
D	IT0104ya	69	14	11	28
Е	IT0408xa	43	5	8	15
F	IT0416xa	45	6	13	25
G	IT0430ya	64	6	18	36
	Min	43	6	8	15
	Max	116	20	27	71
	Max/min	2.7	3.3	3.4	4.7
	MEDIA	76	10		42

Dai risultati ottenuti è difficile valutare se la struttura sia ancora sicura nei confronti dello stato limite di collasso. Il superamento di questo stato limite è infatti associato al rilascio incontrollato dell'acqua o al collasso di parti della struttura. La domanda che sorge è la seguente: una fessura che al massimo può raggiungere il valore di 71

mm può portare ad un rilascio incontrollato dell'acqua? Il criterio di valutazione della risposta non lineare è forse il campo più fertile per le future ricerche sul tema della sicurezza sismica delle dighe. Se da un lato esistono metodi molto approfonditi per simulare i fenomeni anche complessi mancano dall'altro lato dei criteri di valutazione dei risultati che forniscono i modelli numerici.

Lo scopo della presente tesi è di valutare le differenze ottenute utilizzando differenti metodi di calcolo o differenti azioni sismiche; per questo ci si concentra più sul risultato che sulle conseguenze effettive sulla sicurezza della struttura. A tal proposito si vuole far notare che i rapporti tra i risultati massimi ed i minimi riferiti ai parametri selezionati per valutare la risposta della diga possono variare da 2.7 a 4.7. Questo conferma ancora una volta la grande influenza del segnale sismico.

Per valutare gli effetti di aver considerato la non linearità del materiale si rimanda alla Tabella 7.26 dove si tiene conto della sola non linearità associata allo scorrimento alla base della diga.

# Step 12) MODELLO COMPLETO 3D

Di seguito si riportano i risultati delle analisi condotte con modelli tridimensionali agli elementi finiti. Questi modelli, a fronte di un maggior onere di modellazione e computazionale, permettono di descrivere il comportamento d'insieme della diga e di ciò che si trova al contorno: il serbatoio e la fondazione in roccia.

Come fatto in precedenza per le analisi piane, verranno effettuate delle analisi con livelli di dettaglio crescenti. A differenza di prima verrà introdotta la coazione termica che può influenzare lo stato di apertura e chiusura dei giunti. Per prima cosa verrà descritto il comportamento della diga nella condizione a pieno, modellando gli effetti della pressione idrodinamica con la formulazione proposta della NTD e trascurando la deformabilità della fondazione. Viene poi modellato il serbatoio con elementi finiti acustici per tenere conto delle tridimensionalità del bacino stesso. Si passa poi allo studio della interazione con la fondazione modellata anch'essa agli elementi finiti. Questo permetterà di tener conto del possibile scorrimento alla base dei conci. Le analisi più dettagliate verranno condotte introducendo anche il comportamento non lineare del materiale.

Le analisi di interazione dinamica tra i conci verticali della diga sono state condotte considerando nella fase pre-sismica una variazione di temperatura di 10° in grado di far espandere e quindi porre a contatto le facce opposte dei conci. In queste condizioni si generano le mutue forze tra essi (modellate in ABAQUS attraverso un legame attritivo alla Coulomb). Maggiori approfondimenti dovranno essere dedicati all'influenza della temperatura e della sua distribuzione sulle forze che possono generarsi tra i conci.

Per completare lo studio delle possibili risposte della diga verrà fatta anche l'ipotesi di assenza di connessione tra i conci. Questa condizione, tipicamente associata alla stagione invernale, corrisponde alla risposta della diga a conci indipendenti.

## 7.1.28. STEP 12.1: INTERAZIONE DINAMICA DEI CONCI ADIACENTI

In questa prima analisi si trascura l'interazione con la fondazione, i conci sono incastrati alla base e si considera l'interazione con il serbatoio senza inserirlo nella modellazione; viene utilizzata la formula della Normativa con la quale viene riprodotta la pressione idrodinamica applicata al paramento di monte.

Per mostrare l'effetto delle mutue forze tra i conci sono state effettuate due differenti analisi. Nella prima si considerano le interazione tra i blocchi pensati appena a contatto (Caso A). Nella seconda viene invece applicata prima dell'azione sismica una variazione termica positiva in grado di generare una compressione tra le facce opposte e quindi una maggiore resistenza allo scorrimento (Caso B). Nella Figura 7.99 vengono riportati gli spostamenti relativi tra la sommità del concio più alto e la sua base per i due casi.



Figura 7.99 (STEP 12.1) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga

Nell'analisi in cui non si considera la termica, lo spostamento raggiunge al tempo 3.67 sec un valore di 35 mm. Nel caso contrario si ottiene al tempo 3.8 sec uno spostamento di 38 mm. Si riporta di seguito l'inviluppo delle tensioni principali massime per entrambi i casi.



Figura 7.100 (STEP 12.1) Inviluppo delle tensioni principali massime per il Caso A (in assenza di compressione tra i conci)



Figura 7.101 (STEP 12.1) Inviluppo delle tensioni principali massime per il Caso B (presenza di compressione tra i conci prodotta da una dilatazione termica)

La distribuzione delle tensioni principali massime è nettamente diversa. Nel primo caso le tensioni si concentrano alla base del concio più alto raggiungendo un valore di 7 MPa, nel secondo caso c'è una ridistribuzione delle tensioni tra i conci centrali. Anche in quest'ultimo caso sono raggiunte delle tensioni di 7 MPa ma alla base di altri conci. Per avere un'idea dell'interazione tra i conci vengono riportate le risultati delle forze normali e tangenziali che il concio 9 scambia con i conci adiacenti.



Figura 7.102 (STEP 12.1) Caso A: Forze di interazione scambiate tra il concio più alto e quelli adiacenti in direzione normale alle facce (CFNM) e tangenziale (SFSM)



Figura 7.103 (STEP 12.1) Caso B: Forze di interazione scambiate tra il concio più alto e quelli adiacenti in direzione normale alle facce (CFNM) e tangenziale (SFSM)

La compressione e le forze di taglio tra i conci ottenute nel caso A e B differiscono di un fattore 10. Si riporta di seguito la sola risultante di taglio riferita alla direzione monte valle e calcolata per il Caso B sulle facce opposte dei conci 8-9 e 9-10.



Figura 7.104 (STEP 12.1) Mutue forze orizzontali tra i conci 8-9 e 9-10 calcolati per il caso B.

Come si può vedere su entrambe le facce laterali del concio 9 si generano delle mutue forze capaci di trattenerlo. L'interazione maggiore si ottiene tra i conci 10 e 9 quelli che hanno le differenze maggiori in altezza. Per valutare gli effetti delle interazioni dinamiche sulla deformata vengono riportati nella Figura 7.105 i confronti tra gli spostamenti relativi calcolati sulla sommità dei conci più alti (C7, C8, C9, C10) ottenuti nei due casi esaminati.



Figura 7.105 (STEP 12.1) Spostamenti relativi (sommità-base) dei tre conci più alti della diga per il caso A e B

Le mutue forze possono influenzare in maniera considerevole la risposta sismica delle dighe. Gli effetti tridimensionali possono anche modificare il periodo della struttura.

Nelle analisi che seguiranno si segue l'impostazione del Caso B quindi viene considerata una variazione termica positiva in grado di comprimere le facce opposte dei conci.

7.1.29. Step 12.2: MODELLAZIONE DEL SERBATOIO

Si riportano i risultati ottenuti modellando il serbatoio con elementi acustici. In queste analisi si riesce a tener conto della geometria del serbatoio. Vengono riprodotti inoltre gli effetti dell'assenza di riflessione delle onde sul contorno all'infinito e il parziale assorbimento delle onde sul fondo del serbatoio associato alla deformabilità dei depositi. Si riporta prima la storia degli spostamenti relativi.



Figura 7.106 (STEP 12.2) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga

Lo spostamento massimo è ottenuto al tempo 2.75 sec ed è pari a 27 mm. Si riporta di seguito l'inviluppo delle tensioni principali massime.



Figura 7.107 (STEP 12.2) Inviluppo delle tensioni principali massime

Le trazioni maggiori si ottengono alla base dei conci bassi adiacenti a quelli più alti e raggiungono il valore di 5.73 MPa. Questo è un chiaro effetto dell'aver inserito un legame tra le facce: il concio più alto scarica su quello più basso parte delle forze applicate. Questa concentrazione delle tensioni è però falsata dall'assenza di una fondazione deformabile. La tensione massima ottenuta alla base del concio più alto è invece di 0.42 MPa.

Nella figura che segue viene riportata la sovra pressione dell'acqua calcolata nel momento di massimo spostamento della diga.



Figura 7.108 (STEP 12.2) Andamento della pressione calcolata attraverso gli elementi acustici nell'istante di massimo spostamento del concio più alto

La figura mostra la diversa distribuzione della pressione calcolata modellando il fluido con elementi finiti acustici e considerando gli effetti tridimensionali. Questa si differenzia dalla pressione calcolata con la formula proposta dalla Normativa che ha un andamento parabolico.

# 7.1.30. Step 12.3: Modellazione della fondazione

L'introduzione della deformabilità della roccia influenza la risposta della diga portando a spostamenti maggiori e ad una ridistribuzione delle tensioni alla base. Modellando la fondazione agli elementi finiti è possibile valutare la risposta dinamica tridimensionale in campo lineare tenendo conto di tutte le interazioni, sia quelle tra i conci che quelle con il serbatoio e la fondazione.

Per isolare il contributo della deformabilità della fondazione, il fluido viene prima modellato con la pressione idrodinamica equivalente riportata nelle NTD. In questo caso infatti non ci sono cambiamenti di periodo ma solo una azione orizzontale aggiuntiva. Si riporta lo spostamento relativo del concio più alto della diga. Questo raggiunge un valore massimo di 44 mm al tempo 2.95 sec.



Figura 7.109 (STEP 12.3) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga.

Si riporta di seguito la deformata della diga nel momento di massimo spostamento verso valle del concio più alto. Da questa istantanea si riesce ad apprezzare il comportamento quasi monolitico della diga, con delle aperture dei giunti solo nella parte superiore dei conci centrali.



Figura 7.110 (STEP 12.3) Deformata della diga nell'istante di massimo spostamento verso valle del concio più alto.

Viene riportato di seguito l'inviluppo della tensione principale massima.



Figura 7.111 (STEP 12.3) Inviluppo delle tensioni principali massime

La modellazione della fondazione ha portato ad uno spostamento del punto di massima trazione. Il punto più sollecitato si trova alla base del concio 10. Qui si raggiunge un valore massimo di 6.32 MPa. Questo conferma ancora una volta che i conci più bassi prendono parte delle azioni dei conci adiacenti più alti peggiorando il loro stato tensionale. Il concentrarsi delle tensioni alla base, è dovuto in parte anche alla scelta di vincolare i nodi alla base dei conci con quelli della fondazione.

Per ottenere una più corretta rappresentazione delle tensioni occorre modellare il comportamento non lineare alla base dei conci capace di tener conto del loro sollevamento. Si riporta lo spostamento relativo ottenuto sul concio più alto con una analisi equivalente alla precedente in cui viene introdotto il comportamento puramente attritivo all'interfaccia diga roccia.



Figura 7.112 (STEP 12.3) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga

Lo spostamento massimo è registrato al tempo 4.19 e raggiunge 39 mm. Lo scorrimento alla base ha portato ad un cambiamento delle oscillazioni della diga con degli spostamenti più bassi di quelli ottenuti considerando la sua perfetta connessione alla base. Si riporta nella figura che segue l'inviluppo delle tensioni principali massime ottenute sotto questa nuova ipotesi.



Figura 7.113 (STEP 12.3) Inviluppo delle tensioni principali massime

Così come era accaduto per le analisi 2D, introducendo lo scorrimento le tensioni massime si spostano dalla base alla parte superiore dei conci. Nel caso in esame la tensione massima avviene sul paramento di monte e raggiunge un valore di 2.57 MPa. Le tensioni alla base sono invece più basse della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Nel caso esaminato è possibile valutare lo scorrimento alla base del concio 9 che risulta pari a 12 mm. Si riporta di seguito la distribuzione delle deformazioni plastiche dei giunti, quelli alla base e quelli tra i conci. Il programma caratterizza gli scorrimenti rispetto a due direzioni (Slip 1e Slip 2) e le aperture tra le facce (Open).

Nelle figure successive vengono riportate le deformazioni residue valutate al termine del terremoto. Gli scorrimenti massimi raggiungono il loro valore massimo di 4 cm alla base del concio 13 e all'estremità superiore del concio 6. L'apertura massima dei giunti è invece molto modesta, 1.6 mm, e si ottiene sul concio di estremità.

Queste deformazioni sono rese più chiare dal confronto tra le deformate calcolate negli istanti iniziale e finale (amplificate di un fattore 200). Dalla Figura 7.115 viene confermato lo spostamento residuo del concio numero 13 di raccordo tra i tratti lineari della diga. Nei casi successivi continueremo a mostrare gli effetti del comportamento non lineare attraverso il confronto tra stato finale ed iniziale.



Figura 7.114 (STEP 12.3) Scorrimenti residui (SLIP1) registrati sui giunti diga-roccia e su quelli tra i conci



Figura 7.115 (STEP 12.3) Scorrimenti residui (SLIP2) registrati sui giunti diga-roccia e su quelli tra i conci



Figura 7.116 (STEP 12.3) Aperture residue (OPEN) registrate sui giunti diga-roccia e su quelli tra i conci



Figura 7.117 (STEP 12.3) Deformata della diga prima (sinistra) e dopo il terremoto (destra)

Come visto in questo paragrafo, la non linearità alla base ha ridotto le massime tensioni da 6.32 Mpa a 2.57 MPa con uno scorrimento massimo di appena 4 cm. Questo dimostra l'importanza della modellazione del comportamento non lineare dei giunti e del contatto diga-fondazione.

## 7.1.31. Step 12.4: Comportamento monolitico

La modellazione del comportamento non lineare dei giunti può rappresentare un limite per alcuni programmi agli elementi finiti e per tutti quegli ingegneri che non hanno ancora familiarizzato con questo tipo di modellazione. Si vogliono per questo mostrare le differenze che si ottengono trascurando la presenza dei giunti ed assumendo la diga come se fosse monolitica. In questa analisi la fondazione ed il serbatoio continuano ad essere modellati agli elementi finiti. La differenza rispetto al caso precedente è la connessione perfetta (assenza di scorrimenti ed aperture) tra le superfici in contatto.

Si riporta di seguito la storia dello spostamento relativo registrato tra la sommità e la base del concio più alto della diga. Questo è risultato pari a 33 mm ed è stato registrato al tempo 2.58 sec. Da questa figura si può intuire un accorciamento del periodo della diga prodotto proprio dal suo comportamento monolitico.



Figura 7.118 (STEP 12.4) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga



Figura 7.119 (STEP 12.4) Inviluppo delle tensioni principali massime

Come si vede dalla mappa delle tensioni, le trazioni massime tendono a concentrarsi sul concio 10. Queste arrivano ad un valore di 4.65 MPa. La tensione registrata tra i conci 9 e 10 non è coerente con la presenza dei giunti che in quel caso verrebbero ad aprirsi rilasciando le tensioni.

## 7.1.32. STEP 12.5: RISPOSTA NON LINEARITÀ TRIDIMENSIONALE

Nell'ultimo Step delle analisi si considera il comportamento non lineare del calcestruzzo. Le proprietà sono le stesse descritte per il caso bidimensionale.

Viene prima di tutto riportato lo spostamento relativo del concio più alto. Il suo valore massimo è pari a 30 mm ed è ottenuto al tempo 4.33 sec. C'è quindi un effetto di smorzamento della risposta prodotto dalla contemporanea presenza dello scorrimento alla base e del danneggiamento del calcestruzzo.

Questo danneggiamento porta alla formazione di uno spostamento relativo residuo associato all'aumento della deformabilità del calcestruzzo. A tal proposito si nota uno spostamento residuo del concio verso valle di soli 2 mm.



Figura 7.120 (STEP 12.5) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga

Per identificare le zone di massima concentrazione delle tensioni di trazione vengono riportate le mappe delle variabili di danneggiamento (il colore rosso identifica le zone in cui il calcestruzzo non è più in grado di resistere a trazione). Le zone maggiormente danneggiate si trovano nella parte superiore dei conci centrali. Questi danneggiamenti sono presenti sia sul lato di monte che di valle. Si osserva come ci sia una continuità tra le zone danneggiate nei diversi conci verticali, questo indica l'effetto della loro connessione. Il tipo di danneggiamento è tra l'altro coerente con i danneggiamenti osservati nei casi delle dighe che hanno subito danni a seguito dei terremoti del passato.



Figura 7.121 (STEP 12.5) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di valle



Figura 7.122 (STEP 12.5) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di monte

Si riporta di seguito la deformata iniziale e finale della diga amplificata 200 volte. Da questa si nota lo spostamento residuo del concio dello sfioratore e lo scorrimento dei conci 13, 14 e 15 in avanti.



Figura 7.123 (STEP 12.5) Deformata della diga prima (sinistra) e dopo il terremoto (destra)

Queste deformazioni residue sono rese ancora più chiare facendo la differenza tra gli spostamenti finali ed iniziali pervenendo quindi a quella che può essere definita la mappa degli spostamenti residui.



Figura 7.124 (STEP 12.5) Mappa degli spostamenti residui calcolati come differenza tra l'istante finale ed iniziale del transitorio

Il massimo spostamento residuo in direzione monte-valle è pari a 17 mm ed associato al danneggiamento del calcestruzzo della diga (vedi figure precedenti).

La massima deformazione plastica ottenuta è pari a 1.92 E-3. Da questa informazione, considerando una mesh che ha una dimensione massima di 5 m si ottiene una valutazione approssimativa dell'apertura della fessura, risultata di 10 mm e registrata sul concio più alto, il concio 9, in una zona molto limitata del paramento di valle.



Figura 7.125 (STEP 12.5) Deformazione plastica calcolata al termine del terremoto (sinistra)e dettaglio della posizione del punto di massima apertura delle fessure (destra).

Le analisi appena riportate confermano la grande influenza degli effetti tridimensionali prodotti dalle forze che si scambiano i conci. Queste possono infatti stravolgere sia la posizione che l'entità delle fessure. Alla luce dei risultati ottenuti appare essenziale valutare la sicurezza della diga nelle due ipotesi: conci dipendenti e conci indipendenti.

# 7.1.33. Step 12.6: Risposta non lineare a conci indipendenti

Il comportamento sismico della diga è influenzato da molti fenomeni e tra questi vi sono gli effetti tridimensionali prodotti dal contatto tra i conci. Nelle analisi precedenti sono stati mostrati i risultati ottenuti nel caso in cui questi siano tenuti in conto modellando il collegamento tra i blocchi attraverso un legame attritivo. Come detto all'inizio di questo capitolo il contatto tra i conci può avvenire durante l'estate quando la dilatazione dei conci porta ad un loro contatto. Nella condizione invernale la situazione si inverte. In questo caso i giunti saranno aperti e i conci tenderanno a comportarsi in maniera indipendente.

Questa analisi può essere un utile confronto anche tra le analisi 2D e le analisi 3D. In questo caso le differenze devono essere connesse alla tridimensionalità della fondazione e del serbatoio in quanto il concio è a tutti gli effetti sconnesso dagli altri.

Come nei casi precedenti, sono state effettuate differenti analisi ipotizzando il comportamento lineare e non lineare del calcestruzzo e delle interfacce tra le basi dei conci e la fondazione. Di seguito si riporta solo l'analisi in cui si considerano entrambe le non linearità, le altre analisi sono state utilizzate nella fase dei confronti finali riportati al Capitolo 6.

Nella figura seguente si riporta lo spostamento relativo calcolato sulla sommità del concio più alto. Questo raggiunge al tempo 3.35 sec il suo valore massimo pari a 84 mm.



Figura 7.126 (STEP 12.6) Storia degli spostamenti relativi del concio più alto della diga

Anche in questo caso esiste una deformazione residua al termine del transitorio di 43 mm. Si riportano di seguito le mappe che rappresentano le zone in cui il calcestruzzo si è danneggiato per il superamento della sua resistenza a trazione. Da queste figura si osserva una netta differenza rispetto al caso visto in precedenza. I danneggiamenti maggiori avvengono sulle superfici orizzontali alla base ed a metà del coronamento.



Figura 7.127 (STEP 12.6) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di valle



Figura 7.128 (STEP 12.5) Danneggiamenti ottenuti sul paramento di monte

I danneggiamenti avvenuti alla base sono dovuti al vincolo tra i blocchi e la fondazione. Si riporta di seguito la deformata iniziale e finale della diga.

Da questa figura si osserva uno scorrimento massimo dei conci laterali di 28 cm. Lo scorrimento alla base del concio più alto è invece molto modesto, 8 mm. Si osservano inoltre gli spostamenti residui delle parti superiori dei conci più alti.

Lo scorrimento inaspettato dei conci laterali, fenomeno che non era stato osservato precedentemente può essere dovuto alla diversa pressione idrodinamica applicata.



Figura 7.129 (STEP 12.5) Mappa degli spostamenti residui calcolati come differenza tra l'istante finale ed iniziale del transitorio (spostamenti amplificati 50 volte)

La deformazione plastica massima viene registrata sul concio 9 ed è pari a 4.03 E-3. In quest'ultimo viene registrata la massima apertura delle fessure pari a circa 20 mm.

Nella prossima figura si riporta la distribuzione delle deformazioni plastiche al termine del terremoto ed il dettaglio della zona di massima deformazione. Rispetto al caso precedente la deformazione massima avviene su una fascia orizzontale del paramento di monte.

I risultati sono confrontabili anche con quelli ottenuti nelle analisi piane. In quel caso la massima apertura della fessura era stata di 13 mm, posizionata nella parte centrale del concio (vedi Figura 7.92).



Figura 7.130 (STEP 12.5) Deformazione plastica calcolata al termine del terremoto (sinistra) e dettaglio della posizione del punto di massima apertura delle fessure (destra).

Dai risultati ottenuti si può concludere che gli effetti tridimensionali portano sempre ad una riduzione della risposta della diga. Nonostante questo, non si può affermare che il concio più alto sia quello più critico. Per questa ragione vanno comunque effettuate delle analisi per tutti i conci verticali considerati isolati. Il gran numero di analisi effettuato ha messo in luce l'influenza delle ipotesi di calcolo e dei metodi utilizzati. Si vuole sottolineare come la risposta ottenuta ad un determinato Step è sempre risultata coerente con quella ottenuta nello Step precedente a riprova dell'importanza di un approccio alle analisi di tipo "step by step" effettuate dal caso più semplice a quello più complesso.



L'origine del sistema di riferimento è il punto più alto del paramento di monte.L'asse z è rivolto verso il basso, quello x verso valle. [Convenzioni utilizzate: Forze e spostamenti positivi verso valle; Momenti positivi se antiorari]

## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Coefficiente di spinta passiva

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Calcestruzzo			
Peso specifico	γ_c	23.90	KN/m^3
Resistenza a compressione	Rck	34.910	Мра
Madula alastica accento	F	23640000	KN/m^2
Nodulo elastico secante	E E	3.40E+06	psi
Coesione	Cc	1000	KN/m^2
Angolo di attrito	Фс	55	
Resistenza a trazione diretta	fct	1.30	Мра
Coeff. Di Poisson	v	0.20	
Modulo elastico di taglio	Et	9.85E+06	KN/m^2
Roccia di fondazione			
Peso specifico	γ_f	27.30	KN/m^3
Resistenza compressione	Rrk	102.200	Мра
Modulo elastico secante	Ef	41550000	KN/m^2
Coesione	Cf	45	KN/m^2
Angolo di attrito	Φf	45	
Resistenza a trazione diretta	fft	0.00	Мра
Cuneo a valle della diga			
Peso specifico	γ_p	27.30	KN/m^3
Coesione	Ср	0	KN/m^2
Angolo di attrito	Фр	-90	
Coefficiente di spinta passiva	Кр	0.000	

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Pressione idrodinamica [C.7.7.3	NTC]		
Inclinazione par. monte	alfa	1.72	0
Parametro "cm"	cm	0.729	
Massima accelerazione	PGA	2.53	m/sec^2
Distribuzione della pressione	c(z)	Vedi Tab.	
Formula di norma	f_p=	PGA yw/g c	z) Lw
Utilizza la formula di Norma?		no	
Diga considerata rigida			
Forza inerziale	1	f_i= PGA m(z	:)
Utilizza la formula di Norma?	•	no	

NORMATIVE

Pag. 341/350

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Caratteristiche di oscillazione della	struttura		
Periodo fondamentale	Т	0.215	sec
Pulsazione fondamentale	ω	29.25	rad
Smorzamento della struttura	ξ	5.00%	
Massa partecipante	m_g	337	ton
Fattore di partecipazione	l_g	960	ton
Interazione diga serbatoio	Lw/L	0.98	
Coeff. assorbimento depositi	α	0.900	
Fatt. allungamento periodo	Rr	1.3440	*
Fattore smorzamento aggiuntivo	ξr	1.30%	*
Periodo diga-bacino	Tr	0.289	sec
Periodo bacino	Tw	0.236	sec
Rapporto tra i periodi	Rw	0.82	
Coefficiente di spinta idrodinamica	Ар	0.315	
Interazione con la fondazione	Ef/E	1.76	
Coefficiente smorzamento fondaz.	ηf	0.100	
Fatt. allungamento periodo	Rf	1.0990	*
Fattore smorzamento aggiuntivo	ξf	3.50%	*
Periodo diga-fondaz.	Tf	0.236	sec
Pulsazione diga-fondaz.	ωf	26.612	sec

Descrizione
-------------

Oscillatore equivalente			
Periodo equivalente	т_	0.317	sec
Pulsazione equivalente	ω_	19.801	rad/sec
Smorzamento equivalente	ξ_	7.60%	
Massa equivalente	M_	609	ton
Fattore partecipazione equivalente	۲_	2045	ton
Modello Nuti Basili			
Coefficiente di part.	р	2.780	
Massa del sis.equivalente	Mdw	1693	ton
Resistenza allo scorrimento	Ry	57437	KN
Rigidezza della fondazione	Kf	2.06E+07	KN/m^2
Rigidezza del sis equivalente	К	6.64E+05	KN/m^2
Rigidezza equivalente della diga	Kd	6.86E+05	KN/m^2
Accelerazione limite	Al	4.674	m/sec^2
Spostamento di scorrimento	uy	0.0837	m
Rapporto Al/Se	β	0.826	
Fattore di duttilità	μ	1.2108	
Spostamento residuo	ur	0.0177	m
Se max per applicazione metodo	lim se	9.3475	m/sec^2

Simbolo

Valore

Unità

\* Determinati facendo riferimento alle Tabelle

date da Fenves e Chopra

## Contributi resistenti a Ry

Attrito	54631	kN	Cuneo	0	kN
Coesione	2806	kN	3D effect	0	kN



Si riportano di seguito i singoli carichi distribuiti (sinistra) e la loro combinazione(destra). Le linee tratteggiate fanno riferimento agli Funzioni delle distribuzioni di forze orizzontali equivalenti al sismica. Le funzioni interpolanti sotto riportate sono ottenute imponendo come variabile indipendente la quota [z-L]

Pag. 343/350

#### Taglio V Momento M Distribuzione delle tensioni Fattori di sicurezza SSF e OSF \_\_\_\_\_σi\_m \_\_\_\_σi\_v \_\_\_fct ---- Rsi Vi SSFi ----- OSFi 100.00 90.00 т 80.00 70.00 . Т 60.00 Т . 50.00 . т 40.00 Т 30.00 Т . Т 20.00 . Т 10.00 1 . 0.00 -5.E+04 -4.E+06 -2.E+06 0.E+00 -5 0.000 1.000 2.000 -1.E+05 0.E+00 5 0 -10 V(z) [KN] M(z) [KNm] σ(z) [MPa] SSF(Base) 0.706 V b [KN] -81390 Neff b [KN] -54631 M b [KNm] -2408813 Max 2.974 min -4.727 OSF(min) 0.257







Pag. 345/350



Pag. 346/350

\* Per poter osservare le variazioni rispetto alla condizione di conci indipendenti occorre registrare i risultati di quest'ultima analisi nelle ultime colonne della tabella

eomet	ria				, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,							Pressione idrostatica e sottospinta								Resistenza passiva		
			QUOTA			←Scelta del n calcolo	netodo di							1	1	1	1	1	1		α	
Im	1 6	.1	Iml		[m]	[m] [r		ton	[m 6.4]	[m] [	a] [i	~1	[m]	[KN/m]/m	[KN/m]/m	[KN/m]/m	[KN]		[m]	[KN/m]/m	[KN1/m2]/m	[KN]
~ 1	v Z		L-zi ×	(L-zi)/L 👻	g_i v	ti <u> </u>	i r	n_i v	J_i ~	xi_m × x	_g _ x	i_v –	xi_d ⊻	ui_m ×	ui_d v	ui_v	Pw_i ×	U_i v	eU_i 🗸	σρνί -	σphi ×	Rpi
0	0.000	0.00	87.00	1.000	1.000	5.00	$>\!\!<$	0.00	> <	0.00	2.50	5.00	1.39	0.00	C	(	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.0
1	2.000	2.00	85.00	0.977	0.977	5.06	5.03	24.51	10.61	-0.06	2.47	5.00	1.45	0.00			0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.0
2	2.000	4.00	83.00	0.954	0.954	5.21	5.14	25.02	11.29	-0.12	2.49	5.09	1.51	20.24	14		58.86	53	-1.15	0.00	0.00	0.0
4	2.000	8.00	79.00	0.908	0.908	6.07	5.81	28.31	16.35	-0.24	2.80	5.83	1.63	58.86	21		98.10	111	-1.35	0.00	0.00	0.0
5	2.000	10.00	77.00	0.885	0.885	6.81	6.44	31.38	22.26	-0.30	3.10	6.51	1.69	78.48	27		137.34	160	-1.51	0.00	0.00	0.0
6	2.000	12.00	75.00	0.862	0.862	7.76	7.29	35.50	32.22	-0.36	3.52	7.40	1.75	98.10	34		176.58	219	-1.72	0.00	0.00	0.0
7	1.000	13.00	74.00	0.851	0.851	8.34	8.05	19.61	43.48	-0.39	3.78	7.95	1.78	107.91	38	. (	103.01	253	-1.85	0.00	0.00	0.0
8	2.000	15.00	72.00	0.828	0.828	9.80	9.07	44.18	62.13	-0.45	4.45	9.35	1.84	127.53	45		235.44	336	-2.16	0.00	0.00	0.0
9	2.000	17.00	70.00	0.805	0.805	11.26	10.53	51.30	97.23	-0.51	5.12	10.75	1.90	147.15	52	(	274.68	430	-2.46	0.00	0.00	0.0
10	2.000	19.00	68.00	0.782	0.782	12.72	11.99	58.41	143.55	-0.57	5.79	12.15	1.96	166.77	58		313.92	535	-2.76	0.00	0.00	0.0
12	2.000	21.00	64.00	0.759	0.759	14.18	13.45	05.52 72.64	202.65	-0.63	5.46	13.55	2.02	186.39	65	1 2	353.16	551	-3.06	0.00	0.00	0.0
13	2.000	25.00	62.00	0.730	0.730	17.10	14.51	79.75	365.39	-0.75	7.80	16.35	2.08	200.01	72		431.64	917	-3.55	0.00	0.00	0.0
14	2.000	27.00	60.00	0.690	0.690	18.56	17.83	86.87	472.16	-0.81	8.47	17.75	2.20	245.25	86		470.88	1066	-3.92	0.00	0.00	0.0
15	2.000	29.00	58.00	0.667	0.667	20.02	19.29	93.98	597.92	-0.87	9.14	19.15	2.26	264.87	93		510.12	1227	-4.21	0.00	0.00	0.0
16	2.000	31.00	56.00	0.644	0.644	21.48	20.75	101.09	744.24	-0.93	9.81	20.55	2.32	284.49	100	(	549.36	1399	-4.49	0.00	0.00	0.0
17	2.000	33.00	54.00	0.621	0.621	22.94	22.21	108.21	912.67	-0.99	10.48	21.95	2.38	304.11	106		588.60	1583	-4.78	0.00	0.00	0.0
18	2.000	35.00	52.00	0.598	0.598	24.40	23.67	115.32	1104.77	-1.05	11.15	23.35	2.44	323.73	113		627.84	1777	-5.06	0.00	0.00	0.0
19	2.000	37.00	50.00	0.575	0.575	25.86	25.13	122.44	1322.10	-1.11	11.82	24.75	2.50	343.35	120	(	667.08	1983	-5.34	0.00	0.00	0.0
20	2.000	39.00	48.00	0.552	0.552	27.32	26.59	129.55	1566.20	-1.17	12.49	26.15	2.56	362.97	127	(	706.32	2200	-5.62	0.00	0.00	0.0
21	2.000	41.00	46.00	0.529	0.529	28.78	28.05	130.00	1838.65	-1.23	13.16	27.55	2.62	382.59	134		745.56	2428	-5.90	0.00	0.00	0.0
22	2.000	45.00	44.00	0.300	0.300	21 70	29.31	145.70	2140.90	-1.25	13.65	20.93	2.00	402.21	141		924.04	2007	-6.46	0.00	0.00	0.0
23	2.000	45.00	42.00	0.460	0.460	33.16	32.43	158.01	2841.56	-1.41	15.17	31.75	2.80	441.45	140		863.28	3180	-6.74	0.00	0.00	0.0
25	2.000	49.00	38.00	0.437	0.437	34.62	33.89	165.12	3242.91	-1.47	15.84	33.15	2.86	461.07	161		902.52	3453	-7.02	0.00	0.00	0.0
26	2.000	51.00	36.00	0.414	0.414	36.08	35.35	172.23	3680.38	-1.53	16.51	34.55	2.92	480.69	168		941.76	3737	-7.30	0.00	0.00	0.0
27	2.000	53.00	34.00	0.391	0.391	37.54	36.81	179.35	4155.52	-1.59	17.18	35.95	2.98	500.31	175		981.00	4032	-7.58	0.00	0.00	0.0
28	2.000	55.00	32.00	0.368	0.368	39.00	38.27	186.46	4669.89	-1.65	17.85	37.35	3.04	519.93	182		1020.24	4339	-7.85	0.00	0.00	0.0
29	2.000	57.00	30.00	0.345	0.345	40.46	39.73	193.58	5225.05	-1.71	18.52	38.75	3.10	539.55	189	(	1059.48	4656	-8.13	0.00	0.00	0.0
30	2.000	59.00	28.00	0.322	0.322	41.92	41.19	200.69	5822.55	-1.77	19.19	40.15	3.16	559.17	196	(	1098.72	4985	-8.41	0.00	0.00	0.0
31	2.000	62.00	26.00	0.299	0.299	43.38	42.65	207.80	5453.95	-1.83	19.86	41.55	3.22	578.79	203	-	1137.96	5325	-8.69	0.00	0.00	0.0
32	2.000	65.00	24.00	0.2/6	0.276	44.84	44.11	214.92	7884 65	-1.89	20.53	42.95	3.28	598.41 618.02	209		1216 //	6030	-8.96	0.00	0.00	0.0
34	2.000	67.00	20,00	0.230	0.233	47.76	47.03	229,14	8667.08	-2.01	21.20	45.75	3.40	637,65	210		1210.44	6413	-9.52	0.00	0.00	0.0
35	2.000	69.00	18.00	0.207	0.207	49.22	48.49	236.26	9499.63	-2.07	22.54	47.15	3.46	657.27	230		1294.92	6798	-9.79	0.00	0.00	0.0
36	2.000	71.00	16.00	0.184	0.184	50.68	49.95	243.37	10383.85	-2.13	23.21	48.55	3.52	676.89	237		1334.16	7194	-10.07	0.00	0.00	0.0
37	2.000	73.00	14.00	0.161	0.161	52.14	51.41	250.49	11321.31	-2.19	23.88	49.95	3.58	696.51	244		1373.40	7602	-10.35	0.00	0.00	0.0
38	2.000	75.00	12.00	0.138	0.138	53.60	52.87	257.60	12313.56	-2.25	24.55	51.35	3.64	716.13	251		1412.64	8020	-10.62	0.00	0.00	0.0
39	2.000	77.00	10.00	0.115	0.115	55.06	54.33	264.71	13362.15	-2.31	25.22	52.75	3.70	735.75	258		1451.88	8450	-10.90	0.00	0.00	0.0
40	2.000	79.00	8.00	0.092	0.092	56.52	55.79	271.83	14468.65	-2.37	25.89	54.15	3.76	755.37	264	(	1491.12	8891	-11.18	0.00	0.00	0.0
41	2.000	81.00	6.00	0.069	0.069	57.98	57.25	278.94	15634.61	-2.43	26.56	55.55	3.82	774.99	271		1530.36	9343	-11.45	0.00	0.00	0.0
42	2.000	83.00	4.00	0.046	0.046	59.44	58.71	286.06	16861.58	-2.49	27.23	56.95	3.88	794.61	278	. (	1569.60	9807	-11.73	0.00	0.00	0.0
43	2.000	85.00	2.00	0.023	0.023	60.90	60.17	293.17	18151.12	-2.55	27.90	58.35	3.94	814.23	285	(	1608.84	10281	-12.00	0.00	0.00	0.0
44	2.000	87.00	0.00	0.000	0.000	62.36	61.63	300.28	19504.78	-2.61	28.57	59.75	4.00	833.85	292		1648.08	10767	-12.28	0.00	0.00	0.0
44	87					62.36	30.70	6563	4904		14.09						35439	10767				

Pag. 347/350

Pag.	
348	
8/35	
0	

Modo f	ondan	iental	e		Forze s	static	ne equi	ivalent	i al sis	ma				Intera	zione	della s	ezione	corre	nte con	quell	e adia	centi		
←Scelta del	metodo di c	alcolo→	0			Lw_cal	85		1.000	1.000	1.000	1.000	←0N/0FF	8.000	9.000	10.000	←CONCI VE	RTICALI	δ_	yg	0.045	m	0	←0N/0FF
[t	ton/m] [t	ton/m]	[ton] [	ton]	[	KN/m]		[KN/m]	[KN/m]	KN/m]	[KN/m] [	KN/m]	[KN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m^2] [KI	V/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]
Ψ_I • I	12 22	12 26		n_gi •	0.000	0.00	AP_I •	0.000	0 00	222 14	rsc_p ♥ 1	-57 11	261 /2	0.0259	0.0278	0.0224	0 0020	0.0054	5000 Rg	-10	Rg(+)  -27	Rtot	Qn 261	261
0.934	11.51	10.75	23.73	23.01	0.001	0.56	0.000	0.229	1.08	218.70	-58.89	-51.65	246.02	0.0258	0.0277	0.0224	0.0020	0.0054	5060	-10	-27	0	246	201
0.869	11.03	9.59	22.55	20.34	0.040	32.08	0.001	5.734	62.13	209.62	-42.52	-47.28	286.20	0.0241	0.0260	0.0208	0.0019	0.0052	5211	-10	-27	0	306	306
0.809	10.93	8.84	21.96	18.43	0.072	57.09	0.003	10.526	110.57	207.60	-29.86	-44.45	326.73	0.0225	0.0244	0.0193	0.0018	0.0051	5547	-10	-28	C	366	366
0.752	11.13	8.37	22.06	17.21	0.096	76.76	0.004	14.722	148.65	211.47	-20.31	-42.67	365.59	0.0210	0.0228	0.0178	0.0018	0.0050	6074 🔘	-11	-30	C	424	424
0.700	11.60	8.12	22.73	16.49	0.116	92.09	0.005	18.425	178.34	220.39	-13.38	-41.54	402.49	0.0195	0.0213	0.0164	0.0017	0.0049	6806 🔘	-12	-33	C	481	481
0.651	12.31	8.01	23.91	16.12	0.131	103.93	0.006	21.719	201.28	233.79	-8.70	-40.72	437.87	0.0182	0.0198	0.0151	0.0016	0.0047	7764 🔵	-13	-37	C	536	536
0.627	12.74	7.99	12.52	8.00	0.137	108.78	0.003	23.236	210.67	242.08	-7.12	-40.33	455.23	0.0169	0.0185	0.0139	0.0016	0.0046	8337	-13	-38	C	563	563
0.583	13.92	8.12	26.66	16.11	0.147	116.73	0.007	26.050	226.07	264.47	-6.10	-39.82	492.69	0.0162	0.0178	0.0133	0.0016	0.0045	9797	-15	-45	0	620	620
0.542	14.87	8.06	28.79	16.18	0.154	122.80	0.007	28.615	237.81	282.48	-4.52	-37.65	522.00	0.0151	0.0166	0.0122	0.0015	0.0044	1125/	-1/	-50	L C	669	669
0.504	15.01	7.87	30.48	15.93	0.100	127.43	0.007	30.978	240.78	290.01	-2.39	-34.01	544.00	0.0140	0.0155	0.0112	0.0014	0.0043	14177	-18	-54		711	711
0.408	16.17	7.37	32.75	13.44	0.103	130.98	0.007	35 233	255.00	314 93	3.37	-23.07	574.29	0.0130	0.0144	0.0102	0.0014	0.0041	15637	-20	-59	0	740	740
0.404	16.84	6.81	33.42	14.02	0.100	135.95	0.008	37.176	263.27	319.89	6.94	-15.87	583.24	0.0111	0.0134	0.0085	0.0013	0.0038	17097	-21	-66	0	809	809
0.375	16.97	6.37	33.81	13.18	0.173	137.74	0.008	39.021	266.74	322.49	10.89	-7.87	589.24	0.0103	0.0115	0.0078	0.0012	0.0037	18557	-22	-69	C	834	834
0.349	17.00	5.93	33.98	12.30	0.175	139.24	0.008	40.780	269.65	322.99	15.20	0.93	592.86	0.0095	0.0106	0.0071	0.0012	0.0036	20017	-23	-71	C	858	858
0.324	16.93	5.48	33.93	11.41	0.177	140.52	0.008	42.460	272.14	321.66	19.80	10.42	594.57	0.0087	0.0098	0.0064	0.0011	0.0034	21477 🔘	-24	-73	C	879	879
0.300	16.77	5.04	33.71	10.51	0.178	141.64	0.008	44.066	274.30	318.69	24.67	20.53	594.72	0.0080	0.0090	0.0057	0.0010	0.0033	22937 🔵	-24	-75	C	899	899
0.278	16.54	4.60	33.32	9.64	0.179	142.61	0.008	45.601	276.18	314.28	29.75	31.19	593.60	0.0073	0.0083	0.0052	0.0010	0.0031	24397 🔵	-24	-76	C	917	917
0.258	16.24	4.19	32.78	8.79	0.180	143.44	0.008	47.066	277.78	308.57	35.00	42.33	591.44	0.0066	0.0076	0.0046	0.0009	0.0030	25857 🔵	-25	-77	C	935	935
0.239	15.88	3.79	32.12	7.98	0.181	144.12	0.008	48.460	279.10	301.72	40.39	53.92	588.42	0.0060	0.0069	0.0041	0.0009	0.0028	27317	-25	-78	C	951	951
0.221	15.47	3.41	31.35	7.20	0.182	144.63	0.008	49.783	280.09	293.81	45.88	65.90	584.69	0.0055	0.0063	0.0036	0.0009	0.0027	28777	-25	-78	C	967	967
0.204	15.00	3.05	30.46	6.47	0.182	144.96	0.008	51.032	280.74	284.97	51.44	78.23	580.38	0.0049	0.0057	0.0032	0.0008	0.0026	30237	-24	-77	0	983	983
0.188	14.49	2.72	29.49	5.77	0.182	145.11	0.008	52.208	281.02	2/5.25	57.05	90.90	575.61	0.0044	0.0052	0.0028	0.0008	0.0024	31697	-24	-/6		997	997
0.175	13.34	2.40	20.42	4 51	0.102	145.05	0.008	54 334	280.30	253 50	68.34	117 11	565.17	0.0035	0.0040	0.0024	0.0007	0.0023	34617	-24	-73	0	1012	1012
0.135	12.72	1.84	26.06	3.95	0.181	144.31	0.008	55,286	279.48	241.57	73.99	130.61	559.77	0.0031	0.0037	0.0017	0.0006	0.0021	36077	-23	-72	0	1040	1040
0.132	12.05	1.59	24.77	3.43	0.180	143.66	0.008	56.165	278.22	229.00	79.63	144.35	554.47	0.0027	0.0033	0.0014	0.0006	0.0018	37537	-22	-69	0	1055	1055
0.120	11.36	1.36	23.42	2.95	0.179	142.85	0.008	56.975	276.64	215.86	85.25	158.31	549.44	0.0023	0.0029	0.0012	0.0005	0.0017	38997	-21	-67	C	1069	1069
0.108	10.64	1.15	22.00	2.51	0.178	141.91	0.008	57.719	274.83	202.19	90.84	172.48	544.87	0.0020	0.0025	0.0009	0.0005	0.0016	40457	-20	-64	C	1084	1084
0.097	9.90	0.96	20.54	2.11	0.177	140.89	0.008	58.401	272.84	188.04	96.41	186.82	540.96	0.0017	0.0022	0.0007	0.0005	0.0014	41917 🔵	-19	-60	C	1100	1100
0.086	9.13	0.79	19.03	1.75	0.176	139.83	0.008	59.027	270.79	173.48	101.95	201.32	537.91	0.0014	0.0019	0.0006	0.0004	0.0013	43377 🔵	-18	-56	C	1117	1117
0.076	8.35	0.64	17.48	1.43	0.174	138.78	0.008	59.601	268.76	158.59	107.45	215.94	535.93	0.0012	0.0016	0.0004	0.0004	0.0012	44837 🔘	-17	-52	C	1134	1134
0.067	7.55	0.51	15.90	1.14	0.173	137.80	0.008	60.129	266.87	143.46	112.90	230.65	535.16	0.0010	0.0013	0.0003	0.0003	0.0010	46297	-16	-48	C	1153	1153
0.058	6.75	0.39	14.30	0.90	0.172	136.93	0.008	60.616	265.19	128.20	118.28	245.42	535.76	0.0008	0.0011	0.0002	0.0003	0.0009	47757	-15	-43	0	1173	1173
0.050	5.94	0.29	12.69	0.69	0.171	136.22	0.008	61.067	263.81	112.92	123.58	260.19	537.78	0.0006	0.0009	0.0001	0.0003	0.0008	49217	-13	-38	0	1195	1195
0.042	5.15	0.21	11.09	0.51	0.170	135.69	0.008	61.484	262.79	97.78	128.75	274.91	541.25	0.0004	0.0007	0.0000	0.0002	0.0006	50677	-12	-32	0	1218	1218
0.034	4.37	0.15	9.51	0.30	0.170	135.35	0.008	62 210	202.13	68.64	133.75	209.51	552 21	0.0003	0.0005	0.0000	0.0002	0.0005	53597	11- ۵,	-27	- U	1243	1243
0.028	2 90	0.10	6.51	0.23	0.170	135.10	0.008	62 530	261.68	55.06	143.01	318.04	559 37	0.0002	0.0004	0.0000	0.0002	0.0004	55057	-3	-14	0	1200	1206
0.016	2.30	0.00	5.13	0.10	0.170	135.09	0.008	62.793	261.62	42.49	147.09	331.79	567.28	0.0001	0.0002	0.0000	0.0001	0.0002	56517	-6	-14	0	1323	1323
0.012	1.64	0.02	3.88	0.06	0.170	134.94	0.008	62.995	261.32	31.24	150.66	345.03	575.59	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0001	57977	-4	-5	C	1351	1351
0.008	1.14	0.01	2.78	0.03	0.169	134.45	0.008	63.114	260.39	21.63	153.57	357.66	583.86	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	59437	-2		n	1378	1378
0.005	0.74	0.00	1.88	0.01	0.168	133.37	0.008	63.126	258.29	14.06	155.66	369.51	591.59	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	60897	-1	-1	0	1406	1406
0.003	0.47	0.00	1.21	0.01	0.165	131.33	0.008	62.994	254.34	8.95	156.72	380.43	598.21	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	62357 🥥	0	0	C	1432	1432
			960	337			0.31										0.0395	0.1163				C		1432
			Somma S	Somma			Somma										Somma	Somma				Rtot	ſ	Max

Carich	arichi applicati Sollecitazioni								Tensi	Гensioni										
					1	←0N/0FF			Punto interi	medio di cal	icolo delle te	ensioni (da va	ille):	Y/t_i =	0	m				
KN/m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN]	[KNm]	[KN]	[KN]	[KN]	[KNm]	[Mpa]	-1 -1	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa] [	Mpa]		[Mpa]			
21 261	<u>u</u> _	שמרו א	P_1 *	Ma_i 👻	N_I •	Neff_I •	V_i •	My_i •		σι_d ·	σι_ν •	τι_m •	τι_α •	τι_ν ο	shi_m -	σhi_d ▼		0.000	σpi_d 👻	σρι_ν
201	261	-15	0	0	-240	-240	-507	-516	0.000	-0.171	-0.171	-0.001	0.000	0.000	-0.010	0.000	0.000	0.000	-0.171	-0.17
306	201	-15	507	516	-485	-240	-1059	-310	0.397	-0.171	-0.171	-0.001	0.005	0.005	0.010	0.004	0.012	0.397	-0.171	-0.17
366	306	60	1059	2097	-743	-674	-1731	-4852	0.916	-1.159	-1.159	-0.029	0.035	0.035	0.022	0.024	0.024	0.917	-1.160	-1.16
424	366	58	1731	4852	-1023	-912	-2521	-8978	1.518	-1.818	-1.818	-0.048	0.055	0.055	0.041	0.038	0.038	1.519	-1.820	-1.82
481	424	57	2521	8978	-1333	-1174	-3427	-14654	2.068	-2.413	-2.413	-0.065	0.072	0.072	0.060	0.051	0.051	2.070	-2.415	-2.41
536	481	55	3427	14654	-1686	-1467	-4444	-22029	2.465	-2.843	-2.843	-0.077	0.085	0.085	0.077	0.060	0.060	2.468	-2.846	-2.84
563	536	27	4444	22029	-1881	-1627	-4993	-26391	2.335	-2.725	-2.725	-0.073	0.082	0.082	0.092	0.057	0.057	2.337	-2.728	-2.72
620	563	57	4993	26391	-2320	-1984	-6177	-36425	2.670	-3.075	-3.075	-0.083	0.092	0.092	0.096	0.065	0.065	2.672	-3.077	-3.07
669	620	49	6177	36425	-2830	-2401	-7466	-48704	2.606	-3.033	-3.033	-0.081	0.091	0.091	0.114	0.064	0.064	2.609	-3.036	-3.03
711	669	42	7466	48704	-3412	-2877	-8847	-63388	2.582	-3.034	-3.034	-0.080	0.091	0.091	0.132	0.064	0.064 🥥	2.584	-3.037	-3.03
748	711	37	8847	63388	-4064	-3413	-10306	-80608	2.579	-3.060	-3.060	-0.079	0.092	0.092	0.150	0.064	0.064	2.582	-3.063	-3.06
780	748	32	10306	80608	-4787	-4009	-11835	-100477	2.589	-3.102	-3.102	-0.079	0.093	0.093	0.169	0.065	0.065 🥥	2.592	-3.105	-3.10
809	780	29	11835	100477	-5581	-4665	-13424	-123086	2.607	-3.153	-3.153	-0.080	0.095	0.095	0.188	0.066	0.066	2.609	-3.155	-3.15
834	809	26	13424	123086	-6446	-5380	-15067	-148514	2.629	-3.208	-3.208	-0.080	0.096	0.096	0.206	0.067	0.067	2.631	-3.211	-3.21
858	834	23	15067	148514	-7382	-6155	-16759	-176827	2.652	-3.267	-3.267	-0.080	0.098	0.098	0.225	0.069	0.069 🥥	2.655	-3.270	-3.27
879	858	21	16759	176827	-8389	-6990	-18496	-208082	2.677	-3.328	-3.328	-0.081	0.100	0.100	0.245	0.070	0.070	2.680	-3.331	-3.33
899	879	20	18496	208082	-9467	-7885	-20274	-242327	2.701	-3.389	-3.389	-0.081	0.102	0.102	0.264	0.071	0.071	2.704	-3.392	-3.39
917	899	19	20274	242327	-10616	-8839	-22090	-279604	2.725	-3.450	-3.450	-0.081	0.103	0.103	0.283	0.072	0.072	2.728	-3.453	-3.45
935	917	17	22090	279604	-11836	-9853	-23942	-319952	2.748	-3.510	-3.510	-0.082	0.105	0.105	0.302	0.074	0.074	2.750	-3.513	-3.51
951	935	17	23942	319952	-13127	-10927	-25828	-363403	2.769	-3.569	-3.569	-0.082	0.107	0.107	0.322	0.075	0.075	2.772	-3.572	-3.57
967	951	16	25828	363403	-14489	-12061	-27747	-409987	2.789	-3.628	-3.628	-0.082	0.109	0.109	0.341	0.076	0.076	2.792	-3.631	-3.63
983	967	15	27747	409987	-15922	-13255	-29697	-459731	2.808	-3.685	-3.685	-0.082	0.111	0.111	0.360	0.077	0.077	2.811	-3.688	-3.68
997	983	15	29697	459731	-17426	-14508	-31677	-512660	2.825	-3.741	-3.741	-0.082	0.112	0.112	0.380	0.079	0.079	2.828	-3.744	-3.74
1012	997	15	31677	512660	-19000	-15821	-33686	-568796	2.841	-3.796	-3.796	-0.082	0.114	0.114	0.399	0.080	0.080	2.844	-3.799	-3.79
1026	1012	14	33686	568796	-20646	-1/194	-35/25	-628161	2.856	-3.849	-3.849	-0.082	0.115	0.115	0.419	0.081	0.081	2.859	-3.853	-3.85
1040	1020	14	35/25	600775	-22303	-18020	-37791	-090775	2.809	-3.902	-3.902	-0.082	0.117	0.117	0.458	0.082	0.082	2.8/2	-3.905	-3.90
1055	1040	14	30805	756650	-24150	-20118	- 33680	-/30059	2.082	-3.353	-3.353	-0.082	0.119	0.119	0.457	0.083	0.084	2.004	-3.357	-3.95
1084	1055	15	42011	825822	-20009	-210/0	-42011	-808318	2.092	-4.004	-4.004	-0.082	0.120	0.120	0.477	0.084	0.085	2.035	-4.007	-4.00
1100	1084	15	44164	898318	-27 535	-23282	-46349	-050518	2.502	-4.102	-4.102	-0.082	0.122	0.122	0.490	0.086	0.003	2.505	-4.037	-4.10
1117	1100	17	46349	974139	-32011	-26685	-48566	-1053322	2.919	-4.149	-4.149	-0.081	0.123	0.124	0.535	0.087	0.087	2.927	-4.153	-4,15
1134	1110	18	48566	1053322	-34153	-28476	-50817	-1135896	2.926	-4.196	-4.196	-0.081	0.124	0.124	0.554	0,088	0.088	2,929	-4,200	-4,20
1153	1134	19	50817	1135896	-36367	-30327	-53104	-1221895	2.932	-4.242	-4.242	-0.081	0.127	0.127	0.573	0.089	0.089	2.935	-4.246	-4.24
1173	1153	20	53104	1221895	-38651	-32238	-55431	-1311359	2.938	-4.288	-4.288	-0.081	0.129	0.129	0.593	0.090	0.090	2.941	-4.292	-4.29
1195	1173	22	55431	1311359	-41006	-34208	-57799	-1404330	2.943	-4.333	-4.333	-0.080	0.130	0.130	0.612	0.091	0.091	2.946	-4.337	-4.33
1218	1195	23	57799	1404330	-43433	-36238	-60213	-1500860	2.947	-4.377	-4.377	-0.080	0.131	0.131	0.631	0.092	0.092	2.950	-4.381	-4.38
1243	1218	24	60213	1500860	-45930	-38328	-62673	-1601003	2.951	-4.422	-4.422	-0.080	0.133	0.133	0.650	0.093	0.093	2.954	-4.426	-4.42
1268	1243	26	62673	1601003	-48498	-40478	-65184	-1704822	2.955	-4.466	-4.466	-0.079	0.134	0.134	0.669	0.094	0.094	2.958	-4.469	-4.46
1295	1268	27	65184	1704822	-51138	-42687	-67748	-1812380	2.959	-4.509	-4.509	-0.079	0.135	0.135	0.688	0.095	0.095	2.961	-4.513	-4.51
1323	1295	28	67748	1812380	-53848	-44957	-70365	-1923750	2.962	-4.553	-4.553	-0.078	0.137	0.137	0.707	0.096	0.096	2.965	-4.557	-4.55
1351	1323	28	70365	1923750	-56629	-47286	-73039	-2039004	2.965	-4.596	-4,596	-0.078	0.138	0.138	0.726	0.097	0.097	2,968	-4,600	-4,60
1279	1251	20	72020	2020004	-50/191	-49674	-75769	-2159216	2 968	-4.640	-4 640	-0.079	0.120	0.120	0.744	0.007	0.097	2 971	-1 611	-4.64
1378	1372	28	75769	2059004	-62404	-450/4	-78552	-2136210	2.508	-4.040	-4.040	-0.078	0.139	0.139	0.744	0.097	0.097	2.5/1	-4.044	-4.64
1432	1406	27	78552	2230210	-65309	-54621	-70332	-2408912	2.5/1	-4.727	-4.727	-0.077	0.140	0.140	0.703	0.090	0.030	2.574	-4.007	-4.00
1432	1400	20	70532	2201401	-03350	-54051	91200	2400013	2.574	-14.727	4.727	-0.077	0.142	0.142	0.762	0.095	0.055	2.5/1	-4.731	-4./3

Analisi di	stabilità					Spost	ament		Riduzio elast Deformab	100.00%	
<i>NO</i> ←Scelt	a del metodo di	calcolo				Er	2.36E+07			si	
[m^2]	[KN/m^2]	[KN]		[m]		[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	
Aci ΨC	~ Cc ~	Rsi 👻	SSFi	×ri –	OSFi 🗸	ф_i	αi 👻	d_i ∽	ui 🗸	umaxi 👻	*
5.00		-275	1000.000	0.00	1000		0.00085		0.0278	0.0454	
5.06		-622	1.225	4.62	1.178	1.37E-06	0.00085	1.43E-05	0.02774	0.0454	(Ok,Ok,Ok)
5.21		-933	0.881	7.12	0.563	8.98E-06	0.00084	1.09E-05	0.02605	0.0437	(Ok,S,R)
5.55		-1268	0.732	9.79	0.385	2.20E-05	0.00082	2.50E-05	0.02439	0.0420	(Ok,S,R)
6.07		-1637	0.649	12.64	0.308	3.54E-05	0.00078	3.90E-05	0.02278	0.0404	(F,S,R)
6.81		-2050	0.598	15.59	0.273	4.48E-05	0.00074	4.86E-05	0.02125	0.0389	(F,S,R)
7.76		-2521	0.567	18.54	0.258	4.83E-05	0.00069	5.18E-05	0.01982	0.0375	(F,S,R)
8.34		-2783	0.557	20.00	0.257	2.37E-05	0.00067	1.22E-05	0.01847	0.0361	(F,S,R)
9.80		-3373	0.546	22.81	0.267	4.33E-05	0.00062	4.58E-05	0.01780	0.0355	(F,S,R)
11.26		-4048	0.542	25.41	0.277	3.74E-05	0.00059	3.94E-05	0.01659	0.0342	(F,S,R)
12.72		-4808	0.544	27.82	0.289	3.34E-05	0.00055	3.50E-05	0.01545	0.0331	(F,S,R)
14.18		-5654	0.549	30.08	0.300	3.04E-05	0.00052	3.17E-05	0.01437	0.0320	(F,S,R)
15.64		-6586	0.556	32.19	0.312	2.80E-05	0.00049	2.91E-05	0.01336	0.0310	(F,S,R)
17.10		-7602	0.566	34.19	0.324	2.61E-05	0.00047	2.71E-05	0.01239	0.0300	(F,S,R)
18.56		-8704	0.578	36.07	0.336	2.46E-05	0.00044	2.54E-05	0.01148	0.0291	(F,S,R)
20.02		-9892	0.590	37.87	0.348	2.32E-05	0.00042	2.40E-05	0.01061	0.0283	(F,S,R)
21.48		-11164	0.604	39.58	0.361	2.21E-05	0.00040	2.2/E-05	0.00979	0.0274	(F,S,R)
22.94		-12522	0.618	41.21	0.373	2.11E-05	0.00038	2.1/E-05	0.00902	0.0267	(F,S,K)
24.40		-13900	0.032	42.78	0.380	2.02E-05	0.00036	2.07E-05	0.00828	0.0259	(F,S,K) (F,S,R)
23.80	_	17109	0.647	44.23	0.356	1.950-05	0.00034	1.985-05	0.00739	0.0232	(F, S, K) (F C D)
27.32	_	10000	0.002	43.74	0.411	1.800-03	0.00032	1.912-05	0.00095	0.0240	(F, S, K) (F C D)
20.76		-20502	0.078	47.15	0.425	1.73E-05	0.00030	1.05E-05	0.00031	0.0240	(F S P)
21.70		-20355	0.055	40.01	0.430	1.750-05	0.00028	1.776-05	0.00512	0.0234	(F S P)
33.16		-22403	0.705	51 12	0.445	1.62E-05	0.00027	1.66E-05	0.00317	0.0223	(F S R)
34.62		-26459	0.723	52 37	0.474	1.52E-05	0.00023	1.60E-05	0.00416	0.0218	(F S R)
36.08		-28585	0.756	53.60	0.486	1.53E-05	0.00022	1.56E-05	0.00371	0.0214	(F.S.R)
37.54		-30797	0.772	54.79	0.499	1.48E-05	0.00021	1.51E-05	0.00328	0.0209	(F.S.R)
39.00		-33093	0.788	55.96	0.512	1.44E-05	0.00019	1.47E-05	0.00288	0.0205	(F.S.R)
40.46		-35476	0.803	57.10	0.524	1.41E-05	0.00018	1.43E-05	0.00252	0.0202	(F.S.R)
41.92		-37943	0.819	58.23	0.537	1.37E-05	0.00016	1.39E-05	0.00218	0.0198	(F,S,R)
43.38		-40496	0.834	59.33	0.549	1.34E-05	0.00015	1.36E-05	0.00186	0.0195	(F,S,R)
44.84		-43134	0.849	60.42	0.562	1.30E-05	0.00014	1.32E-05	0.00158	0.0192	(F,S,R)
46.30		-45858	0.864	61.49	0.575	1.27E-05	0.00012	1.29E-05	0.00132	0.0190	(F,S,R)
47.76		-48667	0.878	62.55	0.587	1.25E-05	0.00011	1.26E-05	0.00108	0.0187	(F,S,R)
49.22		-51561	0.892	63.59	0.599	1.22E-05	0.00010	1.23E-05	0.00087	0.0185	(F,S,R)
50.68		-54541	0.906	64.63	0.612	1.19E-05	0.00009	1.21E-05	0.00068	0.0183	(F,S,R)
52.14		-57606	0.919	65.65	0.624	1.17E-05	0.00008	1.18E-05	0.00052	0.0182	(F,S,R)
53.60		-60756	0.932	66.67	0.636	1.14E-05	0.00006	1.16E-05	0.00038	0.0180	(F,S,R)
55.06		-63992	0.945	67.68	0.648	1.12E-05	0.00005	1.14E-05	0.00026	0.0179	(F,S,R)
56.52		-67313	0.957	68.68	0.660	1.10E-05	0.00004	1.11E-05	0.00017	0.0178	(F,S,R)
57.98		-70720	0.968	69.68	0.672	1.08E-05	0.00003	1.09E-05	0.00009	0.0177	(F,S,R)
59.44		-74211	0,979	70,68	0.684	1.06E-05	0.00002	1.07E-05	0.00004	0.0177	(F.S.R)
60.90		-77788	0.990	71.67	0.696	1.04E-05	0.00001	1.05E-05	0.00001	0.0177	(F,S,R)
62.36		-57437	0.706	72.66	0.707	1.02E-05	0.00000	1.04E-05	0.00000	0.0177	(F,S,R)
30.77		57437	0.706	72.66	0.257	8.52E-04		0.0001	0.0278	0.0454	
Andle		Bc(amay)	SSE(20)	Max	Offmin	Somma		Max	u(may)	umay/amay	1