

A. GENERALITA'

A.1. - Ambito di applicazione

Le presenti Norme si applicano a tutti gli sbarramenti di ritenuta del territorio nazionale. Per gli sbarramenti la cui altezza non supera i 10 m e che determinano un volume di invaso non superiore a 100.000 m³, come definiti al cap. B1, l'Amministrazione competente alla vigilanza sulla sicurezza potrà decidere caso per caso e, in relazione alle caratteristiche dell'impianto di ritenuta, quali delle norme seguenti siano da applicare.

Il progetto e la costruzione delle opere e degli interventi oggetto delle presenti Norme devono conformarsi alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (NTC), nel rispetto delle disposizioni particolari indicate nel seguito.

A.2. - Finalità

Le presenti Norme hanno la finalità di assicurare, anche in caso di eventi estremi, la permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e della funzionalità degli organi necessari alla vuotatura controllata del serbatoio. Per le "dighe di interesse strategico", definite al cap. C.7.7.2, le presenti Norme sono finalizzate anche all'accertamento del requisito di mantenimento in esercizio dell'opera.

A.3. - Criteri di progetto

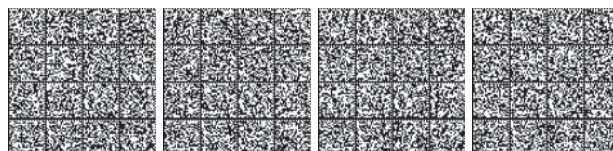
Il progetto deve essere basato su indagini e procedimenti di analisi di diversa complessità in relazione anche al livello di approfondimento richiesto.

Gli studi idrologico, geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismotettonico devono essere svolti fin dalle fasi iniziali della progettazione per accertare la fattibilità dell'opera, con particolare riferimento alla disponibilità idrica, alla pericolosità sismica dell'area, alla tenuta idraulica del serbatoio e alla stabilità delle imposte e dei versanti.

In questa fase deve essere effettuata la scelta del tipo di sbarramento.

Nelle successive fasi della progettazione devono anche essere svolte indagini specificamente riferite alla qualificazione dei materiali, nonché alle verifiche geotecniche e strutturali. Particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni e delle rocce in fondazione e nelle spalle della diga.

Nei casi in cui la complessità della situazione geotecnica non renda possibile, sotto il profilo tecnico-economico, la definizione senza apprezzabile incertezza dei modelli geotecnici e, conseguentemente, di alcune soluzioni, la progettazione può essere basata sul Metodo Osservazionale, nei termini indicati nelle NTC.



B. CLASSIFICAZIONE E DEFINIZIONI

B.1. – Definizioni

Altezza della diga: è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti. Per le traverse prive di coronamento si fa riferimento alla quota del punto più elevato della struttura di ritenuta.

Altezza di massima ritenuta: differenza tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte.

Fetch: massima lunghezza in linea retta dello specchio liquido del serbatoio alla quota del massimo invaso.

Franco: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.

Franco netto: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell'onda da sisma di progetto, calcolate come all'art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: "riflessione" e "risalita" (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1,4 m.

Impianto di ritenuta: l'insieme dello sbarramento, delle opere complementari ed accessorie, dei pendii costituenti le sponde e dell'acqua invasata.

NTC: Norme Tecniche per le costruzioni.

Opere complementari e accessorie: opere direttamente connesse alla sicurezza e alla funzionalità degli impianti di ritenuta, ivi compresi gli interventi di sistemazione, impermeabilizzazione e consolidamento delle sponde del serbatoio, gli impianti e i sistemi di sorveglianza, allarme ed illuminazione, la casa di guardia, la viabilità di servizio, le opere di adduzione di derivazione dal serbatoio.

Opere o organi di scarico o scarichi: insieme delle opere civili e impiantistiche necessarie per lo scarico, libero o volontario, dell'acqua invasata.

Progetto di gestione dell'invaso: progetto di cui all'art 114 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e successive modifiche e integrazioni.

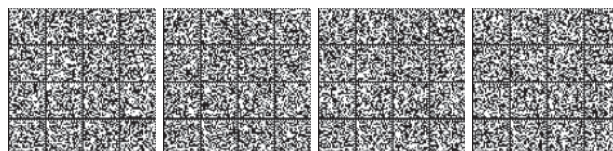
Quota di massimo invaso: quota massima cui può giungere il livello dell'invaso ove si manifesti il più gravoso evento di piena previsto in progetto. Non si considera la sopraelevazione del moto ondoso.

Quota massima di regolazione: quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi.

Sbarramento: struttura di ritenuta dell'acqua, costituita da una diga o da una traversa, e dalle opere di scarico.

Sponde del serbatoio: complesso dei pendii naturali o artificiali costituenti, insieme allo sbarramento, il serbatoio, nonché dei pendii a quota superiore a quella di massimo invaso, le cui condizioni di stabilità possano essere influenzate dall'invaso ovvero possano influenzare la sicurezza o la funzionalità dell'invaso stesso.

Volume di invaso: volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e la quota del punto più depresso del paramento di monte.



Volume di laminazione: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella massima di regolazione; per i serbatoi realizzati per sola laminazione delle piene è la capacità compresa tra la quota di massimo invaso e quella della soglia dei dispositivi di scarico.

Volume morto: volume del serbatoio compreso tra la quota del punto più depresso del paramento di monte e la più bassa tra la quota dell'imbocco dell'opera di presa o dello scarico di fondo.

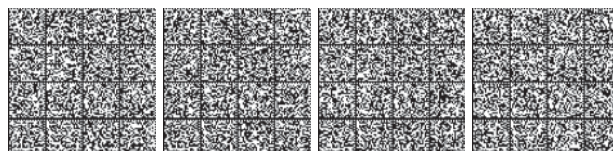
Volume totale di invaso: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte.

Volume utile di regolazione: volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e quella minima alla quale è derivata l'acqua invasata.

B.2. - Classificazione delle dighe

Agli effetti delle norme che seguono, le dighe sono classificate nei tipi seguenti:

- a. Dighe di calcestruzzo:
 - a.1 a gravità
 - a.1.1. ordinarie
 - a.1.2. alleggerite
 - a.2. a volta
 - a.2.1. ad arco
 - a.2.2. ad arco gravità
 - a.2.3 a cupola
- b. Dighe di materiali sciolti:
 - b.1. di terra omogenea
 - b.2. di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna
 - b.3. di terra e/ o pietrame, con struttura di tenuta esterna
- c. Traverse fluviali
- d. Dighe di tipo misto e di tipo vario



C. DISPOSIZIONI COMUNI

C.1. – Portata di progetto e dispositivi di scarico

In fase di costruzione, le opere di deviazione provvisoria del corso d'acqua devono essere dimensionate per una portata di piena corrispondente ad un periodo di ritorno correlato con le esigenze di protezione civile, connesse con la sicurezza idraulica dei territori di valle e dell'area di cantiere, e con il previsto tempo di costruzione.

Gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3000 anni per le dighe di materiali sciolti, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio.

La portata di piena dovrà essere valutata con metodi probabilistici basati sull'informazione pluviometrica e idrometrica completa, desumibile dalle serie storiche e dai loro aggiornamenti, per il bacino idrografico sotteso dalla sezione dello sbarramento.

In assenza o carenza di informazioni, si potrà fare anche riferimento a dati di bacini limitrofi idrologicamente omogenei, utilizzando appropriate e giustificate metodologie di calcolo.

Le verifiche devono comprendere anche la stima della portata di piena con periodo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

Gli scarichi di superficie della diga dovranno essere dimensionati in modo tale che il franco netto non sia inferiore a 1,0 m per le dighe di calcestruzzo e ai seguenti valori per le dighe di materiali sciolti:

<i>altezza della diga: fino a [m]</i>	15	90 o più
<i>franco netto [m]</i>	1,5	3,5

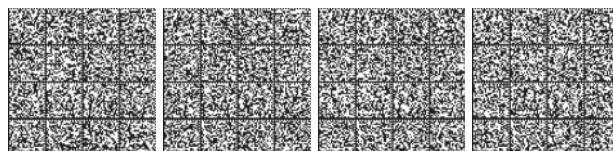
Per i valori intermedi dell'altezza della diga, il franco netto è determinato per interpolazione.

Ai valori sopra indicati sono da aggiungere, per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga.

Per tutti i tipi di dighe dovrà essere valutato il periodo di ritorno dell'evento di piena che annulla il franco netto.

Per le dighe di calcestruzzo, lo scarico di superficie può essere composto da soglie libere o presidiate da paratoie. Per le dighe di materiali sciolti, lo scarico di superficie deve essere composto da soglie libere o in parte presidiate con paratoie; in questo ultimo caso, le soglie libere dovranno essere dimensionate per esitare, alla quota di massimo invaso, almeno il 50% della portata di progetto, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio.

In caso di soglie presidiate con paratoie dovrà essere considerata l'ipotesi del mancato funzionamento di almeno il 50% delle paratoie, nel caso di dighe di materiali sciolti, e di almeno il 20% delle paratoie, nel caso di dighe di calcestruzzo, verificando che in tale condizione il



franco netto si riduca, al peggio, a 1/3 dei valori sopra indicati. Il calcolo può considerare il contributo della portata che effluisce sopra le paratoie chiuse, se queste sono tracimabili.

La conformazione dello scarico di superficie deve essere tale da assicurare il transito di eventuali corpi galleggianti tra la vena liquida e le sovrastrutture (passerelle, paratoie sollevate, ecc).

Nel caso delle dighe di materiali sciolti dotate di scarichi di superficie soggetti ad ingolfamento, come i calici, la quota di ingolfamento dovrà essere superiore di almeno 1 m alla quota di massimo invaso. L'opera va dimensionata per poter esitare il materiale galleggiante che giunga allo scarico. I calici dovranno essere dotati di idonei aerofori in corrispondenza del passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e di ogni altro punto di singolarità della corrente dove possano innescarsi fenomeni di cavitazione.

I serbatoi dovranno essere provvisti di scarico di fondo e di esaurimento. Di norma per sbarramenti alti più di 50 m o che invasino più di 50 milioni di m³, è da prevedersi uno scarico di mezzofondo. Questo deve essere dimensionato per scaricare, con invaso alla quota massima di regolazione, una portata almeno pari alla metà della portata dello scarico di fondo. L'eventuale esclusione dello scarico di mezzofondo o differenti valori del rapporto della portata scaricata rispetto allo scarico di fondo dovranno essere adeguatamente motivati.

Gli scarichi a battente, nel loro insieme con esclusione dello scarico di esaurimento, devono rendere possibile la vuotatura del 75% del volume d'invaso del serbatoio a partire dalla quota massima di regolazione, in un periodo di 3 giorni se la capacità del serbatoio è inferiore o uguale a 50 milioni di m³, ovvero in 8 giorni se la capacità del serbatoio è uguale o superiore a 200 milioni di m³; per i valori intermedi si procederà per interpolazione.

In casi ordinari le portate immesse in alveo durante la vuotatura del serbatoio non debbono mettere in pericolo il territorio di valle.

Gli scarichi in pressione richiedono due organi di intercettazione in serie.

A meno che non sia altrimenti giustificato, il corretto funzionamento dei dispositivi di scarico e dei relativi organi di dissipazione di energia alla restituzione di valle dovrà essere verificato con prove su modello fisico.

La manovra degli organi di intercettazione degli scarichi dovrà essere effettuabile sia direttamente in posto, sia a distanza, e mediante almeno due fonti indipendenti di energia, oltre che a mano.

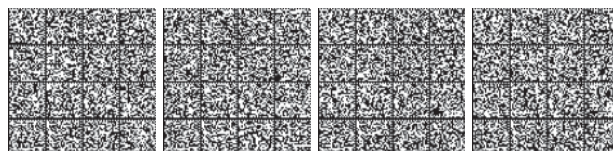
In relazione a prevedibili fenomeni di interrimento del serbatoio, gli scarichi di fondo, in particolare gli imbocchi, devono essere opportunamente progettati per garantire la funzionalità durante tutta la vita utile della diga.

Gli scarichi devono essere verificati nei confronti delle azioni sismiche, secondo quanto specificato al cap. C.6.

I serbatoi di laminazione, il cui volume di invaso è almeno per i 2/3 riservato alla laminazione delle piene, devono essere dotati di opere di scarico di fondo e, quando previsto, di mezzofondo, presidiate da paratoie. La tipologia e la funzionalità delle paratoie saranno fissate secondo i criteri sopra richiamati.

C.2. - Onde da vento e da sisma nel serbatoio

In mancanza di più precise indagini possono essere assunti i valori della massima ampiezza delle onde generate nel serbatoio dal vento di velocità U (km/ora) incrementati dalla risalita contro il paramento dello sbarramento, dati nella tabella seguente.



Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]									
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

Si assume che il franco netto così garantito sia sempre adeguato nei confronti dell'onda generata dal sisma.

C.3. - Studio geologico

Lo studio geologico deve fornire il quadro conoscitivo dell'ambiente fisico che accoglie le opere sotto i profili litologico, strutturale, sismotettonico, geomorfologico, idrogeologico e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

Lo studio geologico è in genere basato su:

- raccolta e studio di documenti esistenti; lo studio di immagini da foto aeree e rilevamenti satellitari;
- rilevamenti sul terreno;
- indagini dirette ed indirette nel sottosuolo (geofisiche, con sondaggi, con scavi accessibili).

Lo studio deve consentire la formulazione di un modello geologico da prendere a riferimento per la progettazione delle opere e degli interventi.

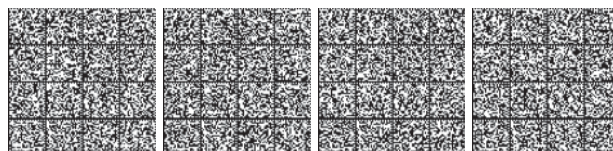
Il modello geologico deve essere corredato di informazioni sulla distribuzione spaziale dei terreni, sugli elementi strutturali, sulla storia geologica del sito, sulla genesi e sulle caratteristiche fisiche significative dei diversi terreni. Esso costituisce per il progettista un riferimento per identificare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

C.4. - Scelta del tipo di diga e criteri di esclusione

La scelta del tipo di diga e la determinazione del volume di invaso devono essere basati su studi geologici, idrologici, idraulici, geotecnici e sull'accertamento della disponibilità dei materiali da costruzione.

È esclusa la fattibilità di nuove dighe di calcestruzzo qualora siano presenti nella stretta di sbarramento strutture sismogenetiche in grado di produrre una accertata fagliazione di superficie.

È esclusa la fattibilità di dighe di materiali sciolti se nel volume significativo sono presenti terreni liquefacibili o solubili, argille di elevata sensibilità, cavità, che non possano essere efficacemente consolidati. La presenza di terreni altamente compressibili richiede la valutazione degli effetti, anche in caso di sisma, sulla struttura.



È esclusa la fattibilità di dighe di qualsiasi tipo se sulle spalle dell'opera di sbarramento, anche a quote superiori al coronamento della diga, esistono condizioni di prevedibile pericolo di frane tali da costituire pregiudizio per la sicurezza del serbatoio. È parimenti esclusa la fattibilità, se le sponde del serbatoio siano interessate da frane non stabilizzate o preventivamente stabilizzabili, i cui effetti possano causare il raggiungimento di uno degli stati limite indicati al cap. C.6.; la stabilizzazione geotecnica e la sistemazione idraulica delle spalle e delle sponde, anche a quota superiore al coronamento della diga, devono essere previste in progetto.

C.5. – Indagini e caratterizzazione geotecnica

Le indagini geotecniche sono definite dal progettista in funzione delle scelte tipologiche dell'opera e degli interventi, tenendo conto dello studio geologico del sito, per pervenire alla valutazione dei parametri fisico-meccanici ed idraulici di progetto da impiegare nelle verifiche di sicurezza e di funzionalità.

Le indagini geotecniche devono comprendere in particolare l'accertamento delle caratteristiche di permeabilità dei terreni e delle rocce compresi nei volumi significativi dei diversi manufatti, in vista di specifici interventi e/o opere di tenuta idraulica. In previsione di interventi per il miglioramento e il rinforzo dei terreni e delle rocce è necessaria una specifica, preventiva, sperimentazione in sito per verificare l'idoneità delle metodologie previste e l'efficacia dei trattamenti effettuati; in particolare, l'impiego di iniezioni permeanti richiede la valutazione sperimentale, in sito, della permeabilità alle previste miscele.

Particolari indagini e controlli devono essere predisposti per verificare la stabilità dei versanti nel bacino d'invaso e, particolarmente, nelle zone d'imposta delle spalle dello sbarramento.

Specifiche indagini ed analisi geotecniche devono essere eseguite, in zona sismica, per valutare eventuali significativi fenomeni di amplificazione locale.

Durante gli scavi che precedono la costruzione della diga verrà eseguito l'accertamento continuo della rispondenza delle caratteristiche dei terreni e delle rocce alle previsioni del progetto esecutivo.

C.6. - Stati limite

In generale, la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

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.

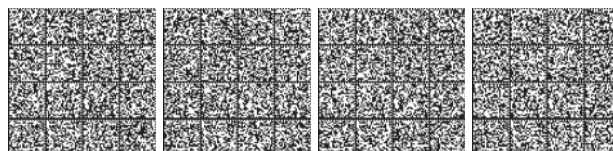
L'uscita o l'entrata nelle varie condizioni caratteristiche definiscono quattro stati limite, due di esercizio (Stato Limite di immediata Operatività, SLO, e Stato Limite di danno, SLD) e due ultimi (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC).

Lo stato limite SLO è definito dall'uscita dalla condizione 1.

Lo stato limite SLD è definito dal passaggio dalla condizione 2 alla condizione 3.

Lo stato limite SLV è definito dal raggiungimento della condizione 4.

Lo stato limite SLC è definito dal raggiungimento della condizione 5.



In assenza di azione sismica è sufficiente prendere in considerazione un solo stato limite di esercizio (SLE), coincidente con SLD e un solo stato limite ultimo (SLU), coincidente con SLV. Per le dighe non strategiche, in presenza di azioni sismiche, può essere omessa la verifica allo stato limite di immediata Operatività (SLO).

Ogni componente del serbatoio, critico ai fini della sicurezza, deve essere preso in considerazione nei riguardi di ciascun stato limite.

Devono essere prese in considerazione almeno le seguenti situazioni, corrispondenti al raggiungimento di stati limite ultimi con perdita non controllata dell'acqua invasata:

1. instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
2. instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
3. rottura per erosione interna; fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
4. deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
5. instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
6. rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
7. condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

Gli stati limite di esercizio saranno precisati in progetto, nelle particolari situazioni, con stretto riferimento alle prestazioni richieste dall'opera e saranno oggetto di specifiche analisi per dimostrare che le soluzioni progettuali sono studiate in modo da contenerne gli effetti entro limiti ammissibili. L'ammissibilità sarà fissata dal progettista, secondo il tipo di opera nelle differenti situazioni progettuali, in termini di sforzi, spostamenti, gradienti piezometrici, portate filtranti, stato di fessurazione nel corpo diga, nei terreni ed in corrispondenza dei principali contatti tra materiali diversi; saranno considerati altresì i possibili effetti reversibili e irreversibili delle temute anomalie sul funzionamento degli scarichi e dei sistemi di misura e controllo, anche in presenza di frane ed interrimento.

I principali stati limite di esercizio da considerare sono:

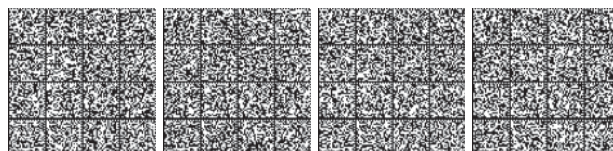
1. eccesso di tensioni o deformazioni del corpo diga e/o nei terreni di fondazione;
2. danneggiamento degli organi di scarico superficiali o profondi;
3. danneggiamento delle opere di derivazione;
4. danneggiamento dei sistemi di misura e controllo.

C.7. - Azioni

In generale le azioni da considerare nelle verifiche sono:

- il peso proprio
- la spinta idrostatica
- le coazioni d'origine termica e da ritiro
- le sottospinte
- la spinta del ghiaccio
- la spinta dovuta all'interrimento
- l'azione sismica

Le azioni dovranno essere valutate come di seguito indicato e tra loro combinate con i criteri esposti al cap.C.8.



C.7.1 Peso proprio

L'azione del peso proprio è data dal peso dello sbarramento e dal peso delle opere accessorie gravanti sulla diga medesima. Se del caso, si terrà conto delle sequenze costruttive e d'iniezione dei giunti sulla distribuzione degli sforzi di peso proprio.

C.7.2. Spinta idrostatica

La spinta idrostatica sul paramento a monte sarà valutata facendo riferimento alle situazioni progettuali indicate per le combinazioni delle azioni.

La spinta idrostatica sul paramento a valle, sarà trascurata o corrisponderà alla condizione più sfavorevole.

C.7.3 Coazioni d'origine termica e da ritiro

Per le dighe murarie dovrà essere valutato lo stato tensionale conseguente ai fenomeni di sviluppo e dissipazione del calore di idratazione del legante, al ritiro ed alle variazioni termiche ambientali.

Nella valutazione del campo termico si dovrà tenere conto delle caratteristiche del calcestruzzo, delle condizioni ambientali, dei metodi di posa in opera e degli eventuali provvedimenti di raffreddamento artificiale. Per l'andamento annuale della temperatura dell'aria e dell'acqua si adotterà una legge sinusoidale; il massimo ed il minimo saranno i valori osservati in un arco di tempo sufficientemente lungo; in assenza di tali dati si farà ricorso ai valori desumibili dalle stazioni meteorologiche prossime al sito. In difetto di valutazioni approfondite e documentate, l'effetto del ritiro e dell'esaurimento del calore di presa sarà equiparato a quello di un abbassamento termico da stimarsi con riferimento alle caratteristiche delle miscele ed al tipo di struttura, delle condizioni climatiche della zona, della successione dei getti, che comunque dovrà risultare almeno compreso fra 5° C e 10° C. Il valore caratteristico della differenza di temperatura da utilizzare nella combinazione delle azioni deve essere valutato sulla base delle condizioni ambientali e di esposizione della diga.

C.7.4 Sottospinte

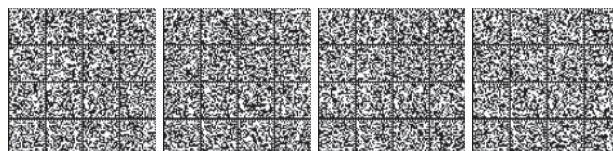
Per le dighe di calcestruzzo le sottospinte dovute alle pressioni interstiziali devono essere valutate, in corrispondenza delle discontinuità (superficie e ammasso di fondazione, riprese di getto) e in particolare di ogni altra superficie tracciata nel corpo diga e/o nel terreno di fondazione, in funzione dei dispositivi di drenaggio. I valori caratteristici delle sottospinte sono quelli indicati al cap. D.2.2.

C.7.5 Spinta del ghiaccio

Per dighe in zone in cui è possibile la formazione sulla superficie del serbatoio di uno strato di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, sarà considerata tra le azioni la relativa spinta orizzontale, il cui valore caratteristico può essere assunto corrispondente alla pressione di 150 kPa, applicata sulla proiezione verticale della superficie di contatto tra ghiaccio e paramento della diga.

C.7.6 Spinta dovuta all'interrimento

Il valore caratteristico della spinta dovuta all'interrimento è quello massimo stabilito in progetto in funzione del fenomeno del trasporto solido, del volume morto del serbatoio e del progetto di gestione dell'invaso e, comunque, nel rispetto della funzionalità degli organi di scarico e di presa.



C.7.7 Azioni sismiche

C.7.7.1 – Criteri generali

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto della sicurezza nei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. In assenza di specifici studi sismotettonici e di pericolosità sismica, si fa riferimento a quanto definito nelle NTC. Le azioni sono definite in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R , come definiti nelle NTC. E’ ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito, nei limiti e con le prescrizioni di cui alle stesse NTC.

Le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Per le dighe ubicate in aree per le quali l’azione sismica di progetto per un $T_R = 475$ anni deve essere riferita ad un valore $a_g \geq 0.15$ g (come definito nelle NTC), è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui fare derivare l’azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all’azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

C.7.7.2 - Periodo di riferimento per l’azione sismica

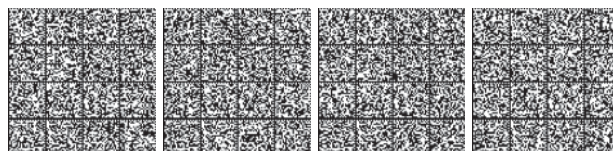
Il periodo di riferimento, V_R , per l’azione sismica è definito in funzione della vita nominale, V_N , e del coefficiente d’uso, C_U , dalla relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dette: “Dighe di dimensioni contenute”: le dighe che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi, “grandi dighe”: le dighe che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi, ai fini della determinazione del periodo di riferimento per l’azione sismica si definiscono:

- A. “Dighe di importanza strategica” o “strategiche”, le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile;
- B. “Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso”: tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali;
- C. “Dighe di importanza normale”: tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie A e B (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute).

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa che contiene i valori della vita nominale e dei coefficienti d’uso da adottare nelle verifiche, come definiti nelle NTC.



Tab.C2

Dighe:	V _N (anni)		C _U	V _R (anni)	
strategiche	≥ 100		2,0	200	
rilevanti	≥ 50 ⁽¹⁾	≥ 100 ⁽²⁾	1,5	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾
Imp. normale	≥ 50		1	50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute⁽²⁾ grandi dighe

Conseguentemente, i periodi di riferimento risultano:

Tab. C3

Dighe:	V _R (anni)	
strategiche	200	
rilevanti	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾
Imp. normale	50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute⁽²⁾ grandi dighe

e, con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} definite nelle vigenti NTC, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite di cui al cap. C.6 sono:

Tab.C4 Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R (anni)

Dighe:	SLO P _{VR} (%)=81		SLD P _{VR} (%)=63		SLV P _{VR} (%)=10		SLC P _{VR} (%)=5	
Strategiche	120		200		1900		2475	
Rilevanti	45 ⁽¹⁾	90 ⁽²⁾	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	710 ⁽¹⁾	1425 ⁽²⁾	1460 ⁽¹⁾	2475 ⁽²⁾
Imp. normale	30		50		475		975	

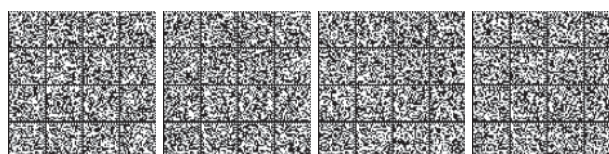
⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute⁽²⁾ grandi dighe

C.7.7.3 - Azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio.

In mancanza di più accurate valutazioni, le azioni di inerzia dell'acqua, da aggiungere a quelli di inerzia della massa muraria, possono essere assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte della diga che, nel caso di corpo diga sufficientemente rigido, vale:

$$p = a \rho c y_0$$

a = accelerazione orizzontale massima al sito;



ρ = massa per unità di volume dell'acqua;

y_0 = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p ;

$c_m = -0,0073 \alpha + 0,7412$ in cui α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali. Per $\alpha \geq 60^\circ$ si assumerà $c_m = 0,3$.

Se il paramento a monte ha inclinazione non costante si introdurrà per c_m il valore medio pesato in base all'estensione dei singoli tratti di diversa inclinazione fra i valori sopra indicati con riferimento alla sezione maestra; per le eventuali zone con inclinazione negativa (a strapiombo) si introdurrà per c_m il valore 0,74.

C.8 – Situazioni progettuali e combinazioni delle azioni

Le azioni devono essere combinate in modo da comprendere tutte le situazioni che possano ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio.

In ogni caso dovranno essere considerate le seguenti situazioni:

1. in fase costruttiva
2. a termine costruzione e a serbatoio vuoto;
3. a serbatoio pieno con il livello alla massima regolazione e, quando sia significativo, anche a livelli intermedi;
4. a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;
5. a seguito di rapida vuotatura del serbatoio dal livello massimo di regolazione al livello di minimo invaso e quando sia significativo, anche a livelli intermedi;
6. in presenza di sisma, con il livello alla quota massima di regolazione e, quando sia significativo, anche a livelli intermedi, nonché a serbatoio vuoto.

La verifica alla rapida vuotatura potrà essere omessa per le dighe di calcestruzzo o quando la tenuta sia affidata ad un manto sul paramento a monte, e sempre che il manto sia associato ad un dreno di sicura e comprovata efficienza.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle vigenti NTC cui le seguenti espressioni fanno riferimento.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

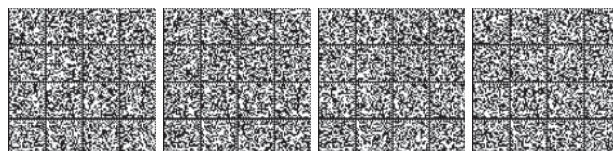
- Combinazioni fondamentali (esercizio normale - fase costruttiva - fine costruzione - rapida vuotatura) (SLU):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU):

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} \dots$$

- Combinazione sismica (SLU e SLE):



$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione frequente (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

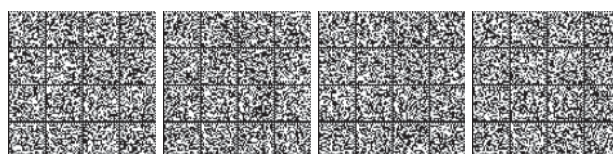
Nelle predette espressioni si definiscono:

- a) *permanenti* (G): le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: peso proprio della diga; spinte dell'acqua; eventuali spinte degli interrimenti (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, ove rilevanti (G_2);
 - ritiro e viscosità;
- b) *variabili* (Q): le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica dovute alle variazioni di temperatura esterna;
 - di breve durata: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica determinate dallo sviluppo del calore di idratazione durante il processo di presa del calcestruzzo, la spinta del ghiaccio;
- c) *eccezionali* (A): le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura ed in particolare l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni di massimo invaso;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti. Per la combinazione tra azioni sismiche nelle direzioni orizzontali (parallela al piano della sezione maestra della diga x e ad essa ortogonale y) e nella direzione verticale z si assumeranno i seguenti coefficienti di concomitanza:

Tab. C5

direzione	x	y	z
coefficienti di concomitanza	1	0.3	0.3
	0.3	1	0.3
	0.3	0.3	1

Si definiscono, in particolare, le seguenti combinazioni di carico:



Tab.C6

<i>combinazione</i> <i>azioni</i>	fondamentale				eccezionale	sismica	
	fase costruttiva	fine costruzione o serbatoio vuoto	rapida vuotatura	esercizio normale	massima piena	SLE	SLU
peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI ⁽¹⁾	SI ⁽¹⁾
sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
coazione da calore di idratazione	SI	SI					
spinta del ghiaccio				se applicabile			
spinta dell'interrimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
azione sismica						SI	SI

⁽¹⁾ quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto

⁽²⁾ quota di massimo invaso

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente le azioni variabili vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ di cui alla seguente tabella.

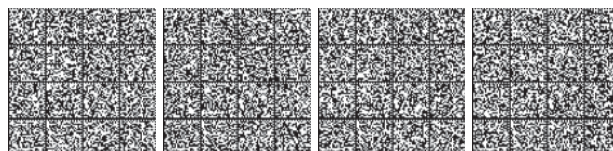
Tab.C7

<i>azioni</i>	coefficienti di combinazione delle azioni variabili		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
coazione da calore di idratazione	0.6	0.6	0.5
coazioni da variazioni termiche esterne	0.6	0.6	0.5
spinta del ghiaccio	0.7	0.5	0.2

C.9. – Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Le verifiche per la sicurezza e le prestazioni devono essere svolte conformemente ai principi contenuti nel cap.2 delle NTC.

Le verifiche hanno lo scopo di garantire che, sotto ogni aspetto (idraulico, strutturale, geotecnico), l'impianto nel suo complesso e i singoli elementi che lo compongono siano



proporzionati con adeguati margini di sicurezza nei confronti di tutti i possibili stati limite (ultimi, di esercizio).

La sicurezza è ottenuta applicando coefficienti parziali alle azioni o all'effetto delle azioni, alle resistenze dei materiali ed alle resistenze globali.

Devono essere adottati i valori dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nelle NTC, salvo quanto diversamente ed esplicitamente indicato nel seguito.

Per ciascuno stato limite, conformemente alle prescrizioni delle NTC, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è la resistenza di progetto del sistema.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO) di cui al § 2.6.1 delle NTC, i valori di E_d e di R_d si valutano adoperando, in alternativa, i due approcci progettuali illustrati nello stesso § 2.6.1 delle NTC, denominati Approccio 1 e Approccio 2.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni, per la resistenza dei materiali e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni, per la resistenza dei materiali e, eventualmente, per la resistenza globale.

I valori dei coefficienti di sicurezza parziali sulle proprietà meccaniche dei terreni stabiliti dalle NTC si riferiscono al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Nel caso in cui si faccia uso di un criterio di resistenza diverso, ai relativi parametri di resistenza dovranno essere applicati coefficienti di sicurezza parziali congruenti con quelli previsti dalle NTC.

C.10. - Stabilità delle sponde

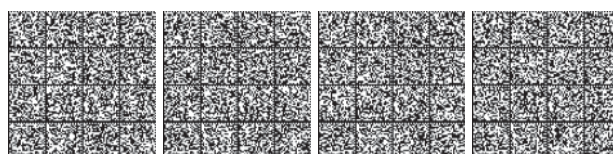
Le condizioni di sicurezza delle sponde lungo i versanti che delimitano l'invaso, devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite, comprendendo, tra questi, in funzione anche dei volumi mobilitabili, la possibilità di ostruzione e/o danneggiamento degli scarichi, la formazione di onde, l'innalzamento del livello di invaso, alle quali possa conseguire la tracimazione della diga. Le verifiche devono riguardare sia le condizioni statiche delle sponde sia le loro condizioni durante e dopo il sisma.

Le indagini per lo studio della stabilità delle sponde devono comprendere l'accertamento delle condizioni geologiche e geomorfologiche dei relativi versanti e la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, con particolare riguardo ai parametri di resistenza e al regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. Particolare attenzione alla stabilità delle sponde deve essere destinata nei serbatoi per la laminazione delle piene, con specifico riferimento alle condizioni di invaso e svasso rapidi.

Le verifiche di sicurezza devono essere svolte secondo le indicazioni delle NTC.

C.11. - Monitoraggio

I progetti devono comprendere un piano generale degli apparecchi e dispositivi di controllo del comportamento, da installare nel corpo diga e nei terreni di fondazione, per il relativo inserimento nel Foglio di condizioni per la costruzione e nel Foglio di condizioni per l'esercizio e la manutenzione, di cui al Regolamento per la disciplina del procedimento di approvazione dei progetti e del controllo sulla costruzione e l'esercizio degli sbarramenti di ritenuta.



L'acquisizione e l'elaborazione delle osservazioni sperimentali dovranno garantire la continua verifica della rispondenza del comportamento reale dell'opera a quello atteso.

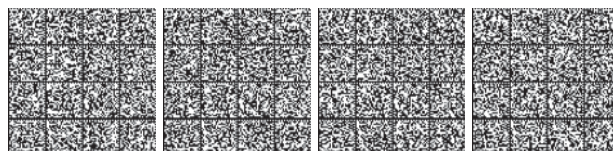
Sono di norma da prevedere osservazioni e misure delle seguenti grandezze: grandezze meteorologiche; livelli nel serbatoio e nelle eventuali falde a valle; portate e volumi scaricati; perdite d'acqua dalla struttura e dal suo contorno; temperature esterne ed interne; sottopressioni e/o pressioni interstiziali al fine di controllare i processi di filtrazione determinati dall'invaso; tensioni totali, deformazioni e spostamenti della struttura, dei terreni di fondazione e delle eventuali aree instabili o potenzialmente instabili sulle sponde; registrazioni in occasione di eventi sismici.

Gli strumenti di misura devono essere idonei alla teletrasmissione in tempo reale dei dati acquisiti secondo il protocollo informatico definito dall'Autorità di controllo. Le misure strumentali devono potersi in ogni caso acquisire anche con lettura diretta dallo strumento e devono essere archiviate anche localmente, nello strumento stesso o presso la casa di guardia.

Nel piano di cui al primo comma, dovranno anche indicarsi i tipi di strumenti e la frequenza delle osservazioni di ciascuna specie durante la costruzione, gli invasi sperimentali e il normale esercizio.

Nel corso della costruzione dell'opera di sbarramento e dell'esercizio sperimentale, dovranno essere progressivamente aggiornati i modelli geologici, i modelli geotecnica, e i modelli idrologici e idraulici, nonché i modelli comportamentali dello sbarramento, da utilizzare per la migliore interpretazione dei dati di monitoraggio, ai fini anche delle attività di collaudo.

Durante gli scavi che precedono la costruzione della diga verrà eseguito l'accertamento continuo della rispondenza delle caratteristiche dei terreni e delle rocce alle previsioni del progetto esecutivo.



D. DIGHE DI CALCESTRUZZO

D.1. - Caratteristiche generali

La tenuta è di norma assicurata dal corpo diga medesimo o, per tipi particolari, da ulteriori dispositivi sul paramento di monte.

Con riferimento alla statica si distinguono strutture:

- a) a gravità, di calcestruzzo ordinario o rullato;
- b) a gravità alleggerite;
- c) a volta, del tipo ad arco, arco gravità o cupola.

D.1.1. -Materiali e controlli

D.1.1.1 Calcestruzzo

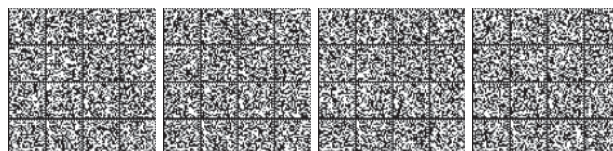
Le caratteristiche dei componenti, la distribuzione granulometrica e la dimensione massima degli aggregati, la dose di cemento, il rapporto acqua-cemento, la specie e la dose di eventuali additivi, il procedimento di confezione, trasporto, posa in opera e compattazione dovranno conferire al calcestruzzo i migliori requisiti di omogeneità, compattezza, tenuta idraulica, resistenza meccanica e durabilità, con particolare riferimento all'azione del gelo, all'azione chimica dell'acqua del serbatoio ed all'azione degli agenti atmosferici.

Per la confezione del calcestruzzo ordinario sarà adoperato cemento della composizione più opportuna sia per la resistenza meccanica a lunga maturazione, sia per lo sviluppo del calore di idratazione, per il ritiro e per la resistenza all'aggressione chimica. In linea generale sono da preferire cementi pozzolanici a basso calore di idratazione, a lenta presa e lento incremento della resistenza.

Nei getti massivi, per ridurre l'incremento di temperatura dovuto alle reazioni di idratazione del cemento, e per migliorare la lavorabilità e la durabilità dei calcestruzzi agli agenti atmosferici, potranno essere adoperate ceneri volanti. Queste dovranno essere sottoposte a prove di accettazione, riguardanti la massa volumica, la finezza, la perdita al fuoco, il contenuto di cloruri, solfati e calce libera, l'attività pozzolanica, ed eventuali altre caratteristiche in relazione al tipo di cenere.

In sede di progettazione definitiva verranno eseguiti, presso un laboratorio ufficiale, prove preliminari sulla composizione del calcestruzzo, con gli aggregati, gli additivi ed il cemento prescelti; la sperimentazione verrà a precisare la composizione del calcestruzzo per ottenere le migliori caratteristiche relative al particolare uso. Dovranno essere documentate pure le caratteristiche del calcestruzzo in assenza di additivi. Prima della costruzione si procederà ad una serie di prove di qualifica, presso un laboratorio autorizzato, da prendere a riferimento per i controlli in fase di costruzione.

In linea generale per la composizione prescelta dovranno essere determinati le caratteristiche chimico fisiche dei componenti la miscela e per il calcestruzzo fresco: la massa volumica, la lavorabilità, i tempi di inizio e fine presa alle diverse temperature ambiente prevedibili durante la costruzione; per il calcestruzzo indurito a 7, 28, 90 giorni, la massa volumica, le resistenze a compressione e a trazione, il modulo elastico, lo scorrimento viscoso, il ritiro, il coefficiente di dilatazione lineare, la determinazione, con il metodo adiabatico, del calore di idratazione, con particolare riferimento alle velocità di sviluppo della temperatura del calcestruzzo, la permeabilità, la resistenza al gelo.



In fase di getto particolare cura dovrà essere posta nello spandimento in strati uniformi e nella compattazione con mezzi meccanici di vibrazione, alla quale sarà commisurato lo spessore massimo degli strati.

La sequenza e le condizioni di getto saranno programmate tenendo conto delle condizioni climatiche in relazione allo sviluppo del calore di idratazione in condizioni adiabatiche, del tipo di struttura, della distanza tra i giunti, della lunghezza degli strati da monte a valle, della sequenza dei getti e del tipo dei casseri, e del tempo trascorso tra il momento del getto e l'inizio della presa del calcestruzzo dello strato sottostante.

In funzione del tempo massimo, oltre il quale il piano di ripresa è da considerarsi “giunto freddo”, intendendosi con “giunto freddo” quello in cui l'avvenuta presa del calcestruzzo sottostante impedisce l'adesione fra gli strati dovranno essere progettualmente indicati gli interventi sulle superfici di ripresa dei getti. Nelle riprese dopo sospensioni a lungo termine sono da adottare provvedimenti integrativi per la tenuta e/o il drenaggio in prossimità del paramento a monte.

Durante la costruzione verranno sistematicamente controllate le caratteristiche del calcestruzzo prelevando campioni dai getti e sottoponendoli a prove nel laboratorio di cantiere. Ulteriori verifiche dovranno essere eseguite presso laboratori ufficiali. I risultati saranno elaborati e riassunti con criteri statistici. Nel primo periodo dei getti la frequenza dei prelievi per le prove di compressione e trazione sarà di almeno un prelievo per ogni 500 m³ di impasto e, comunque, non inferiore ad un prelievo per ogni giorno di lavoro fino a trenta prelievi. Successivamente, la frequenza potrà essere ridotta, ma non al di sotto di un prelievo ogni 3000 m³ di impasto oppure di un prelievo ogni tre giorni di getto.

Con i risultati delle prove effettuate verranno determinate le resistenze caratteristiche, secondo le disposizioni di cui alle NTC relative alle opere di calcestruzzo.

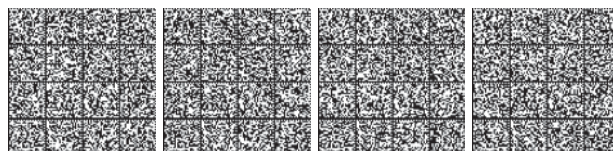
D.1.1.2 Calcestruzzo rullato

Il calcestruzzo rullato (RCC) è un conglomerato composto da aggregati, acqua e leganti, posto in opera per strati continui di spessore generalmente previsto di 30 cm, come nei rilevati e compattato con rulli vibranti. Il legante è generalmente costituito da cemento Portland o pozzolanico e ceneri volanti o materiali pozzolanici. La dose minima di legante per il corpo diga non può essere inferiore a 150 kg/m³ e il diametro massimo degli aggregati è generalmente inferiore a 100 mm.

Per cemento, aggregati, ceneri, additivi e conglomerato valgono le disposizioni di cui al cap. D.1.1.1, estendendo il periodo di stagionatura fino ad almeno 180 giorni.

Negli studi e nelle prove preliminari è necessario determinare il contenuto di acqua della miscela, sia in rapporto alle quantità di cemento e cenere, sia nei riguardi della consistenza del calcestruzzo fresco, che deve essere lavorabile per compattazione mediante rullatura. Dovranno inoltre essere eseguite prove (in sito o in laboratorio) per la determinazione della resistenza a compressione, a trazione e allo scorrimento sulle superfici di sovrapposizione degli strati e di permeabilità al contatto tra questi.

La stesa degli strati (spessore e tempo di ricopertura) e i metodi di rullatura devono essere definiti in progetto. Questi ultimi sono finalizzati al conseguimento di una densità non inferiore al 95% della massa volumica ottenuta in laboratorio nelle prove effettuate in fase di progetto. Il progetto dovrà definire anche i diversi trattamenti da attuare sulle superfici di ripresa per i casi in cui il ricoprimento avvenga entro od oltre il tempo limite di formazione del giunto “freddo”. Successivamente ai getti verranno eseguiti, mediante taglio con attrezzatura adeguata, i giunti verticali di contrazione, protetti a monte da dispositivi di tenuta. La distanza tra i giunti deve



essere stabilita a seguito di uno studio delle tensioni di origine termica, con particolare riferimento a quelle connesse con lo sviluppo del calore di idratazione.

Al fine di verificare tempi, sequenze, modalità, lavorazioni e trattamenti, dovrà essere eseguita fuori dall'impronta diga una "stesa sperimentale" di idonee dimensioni costituita da più strati sovrapposti, effettuata con l'impasto, la tecnica ed il macchinario prescelti.

La permeabilità del calcestruzzo in opera, non dovrà superare i $10^{-8} \div 10^{-10}$ m/s, a meno che la tenuta sia demandata a dispositivo indipendente dal corpo diga, ubicato in corrispondenza del paramento di monte (rivestimento in calcestruzzo armato convenzionale, con geomembrane, ecc.).

D.1.2. - Stati limite e situazioni progettuali

Per i diversi stati limite dovranno essere considerate le situazioni progettuali riportate al cap. C.6.

In particolare le verifiche allo stato limite ultimo per scorrimento saranno condotte secondo quanto indicato al cap. D.2.2.1.

D.1.3. – Analisi sismiche

Le analisi sismiche delle dighe di calcestruzzo potranno essere eseguite con riferimento ai metodi di seguito specificati.

Analisi pseudostatiche

Nel caso dell'analisi pseudostatica si applicano alla diga, in aggiunta agli altri carichi già presenti, le forze d'inerzia prodotte dal sisma, rappresentate da carichi statici equivalenti, e la sovrappressione dinamica come indicato nel cap. C.7.7.3.

La risultante delle forze di inerzia orizzontali è calcolata come prodotto del coefficiente sismico per la massa della struttura. Il valore del coefficiente sismico dipende dal periodo fondamentale di vibrazione della struttura e si ricava dallo spettro elastico definito al cap. C.7.7.1.

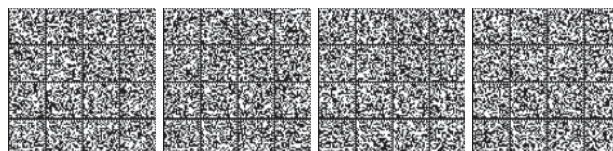
Nella valutazione del periodo proprio della struttura si terrà conto delle caratteristiche del corpo diga, del livello di invaso e dell'interazione con i terreni di fondazione.

Lo spettro elastico potrà essere ridotto per tener conto dello smorzamento complessivo. Questo può assumersi pari al 5% per il corpo diga, eventuali incrementi per tener conto del livello dell'acqua di invaso e dell'interazione con i terreni di imposta devono essere adeguatamente motivati.

Al fine della valutazione della risposta, è possibile scalare lo spettro elastico per tener conto di eventuali deformazioni residue nell'ammasso di fondazione e nel corpo diga, se compatibili con la condizione di verifica dello stato limite della diga stessa, mediante metodi di comprovata validità.

Si terrà conto di un adeguato criterio della gerarchia delle resistenze, incrementando in modo opportuno le azioni di verifica del corpo diga rispetto a quelle di verifica della fondazione, come conseguenza di possibili sopresistenze della fondazione rispetto ai valori dei parametri assunti per la verifica.

Nella verifica, se il corpo diga può considerarsi rigido per l'azione sismica verticale e qualora possa ritenersi che l'interazione con il terreno non modifichi la risposta all'azione verticale, l'azione verticale stessa può assumersi pari alla accelerazione verticale di picco del terreno, come definita nella NTC al punto 3.2.3.2.2. Quando l'interazione con il terreno dia



luogo ad un periodo proprio del moto verticale maggiore di 0.03 s, si valuterà la forza d'inerzia verticale con le stesse metodologie utilizzate per valutare la forza d'inerzia orizzontale.

La combinazione delle due componenti può stimarsi come indicato al punto 7.3.5 della NTC.

Per le dighe a gravità ordinarie, ove adeguatamente giustificato, è consentito l'uso di modelli piani riferiti ai singoli conci. Particolare attenzione dovrà essere rivolta ai casi per i quali il comportamento tridimensionale può essere significativo, quali conci adiacenti tra loro interconnessi (ad esempio quando i giunti non sono estesi a tutta l'altezza della diga), curvatura significativa della diga in pianta, valle profonda e stretta. Nelle analisi si considera l'azione sismica agente nelle direzioni orizzontali e verticali con i criteri esposti nel cap. C.8.

Gli effetti delle discontinuità nelle strutture - quali ad esempio la presenza del giunto tra la struttura e il pulvino, bruschi cambiamenti di sezione, di rigidità o di allineamento - richiedono particolari valutazioni.

Qualora si adotti l'analisi statica non lineare e si ipotizzi che la struttura e le sue fondazioni possano subire anche significative escursioni in campo non lineare il comportamento dei materiali e delle interfacce deve essere modellato motivando adeguatamente i parametri di resistenza adottati nonché il criterio per individuare il sistema equivalente ad un grado di libertà per valutare lo spostamento massimo dato lo spettro di risposta dell'azione. Dovranno essere effettuate adeguate valutazioni parametriche per tener conto, in modo cautelativo, della incertezza nella determinazione dei parametri del modello.

Analisi dinamiche

Con l'analisi dinamica si calcola la risposta sismica della diga utilizzando modelli numerici lineari o non lineari della struttura e dell'ammasso roccioso di fondazione.

Il moto sismico può essere definito mediante accelerogrammi o, nelle analisi lineari, come spettro di risposta; se specifiche analisi prevedono che differenti zone della fondazione possano essere soggette a differente scuotimento, si può ricorrere all'analisi con eccitazione multipla, utilizzando procedimenti adeguati alla complessità del problema. Comunque si dovrà valutare la risposta nel caso di azione sincrona.

Nelle analisi si considera l'azione sismica agente nelle direzioni orizzontali e verticale con i criteri esposti nel cap. C.8.

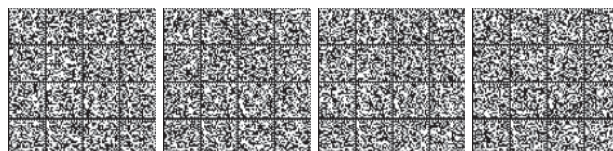
D.1.4. - Particolari costruttivi

Coronamento

La larghezza del coronamento dovrà essere tale da consentire il transito con mezzi adeguati per la sorveglianza e la manutenzione. Detta larghezza deve comunque consentire la percorribilità in sicurezza del coronamento e non dovrà essere inferiore a 4 m; alle estremità saranno previste apposite piazzole di manovra.

Scarico di superficie in corpo diga

Il profilo della sommità e del paramento di valle delle dighe tracimabili deve essere conformato in modo che la vena sfiorante aderisca, con contenute depressioni, su tutta l'altezza, ovvero che se ne distacchi subito dopo la soglia sommitale; in questo caso si deve provvedere, con dispositivi adeguati, all'aerazione della vena. Con l'ausilio di modelli fisici, saranno studiati provvedimenti protettivi dalle erosioni alla base della struttura.



Per le dighe di calcestruzzo rullato, al getto con calcestruzzo convenzionale della soglia di sommità, si abbinano, per lo scivolo lungo il paramento di valle, soluzioni sia in calcestruzzo tradizionale, sia in calcestruzzo rullato con gradonatura di alzata pari all'altezza di uno strato o suo multiplo, su cui la corrente, saltando dissipa parte della propria energia. Per questa seconda soluzione saranno da studiare per lo scivolo sia gli aspetti idraulici (lama d'acqua emulsionata), sia gli aspetti meccanici connessi alle sollecitazioni dinamiche di compressione e trazione che si verificano sulle superfici orizzontali e verticali della gradonatura.

Cunicoli di ispezione, drenaggi e condotti in corpo diga

Entro la struttura, in prossimità del piede del paramento di monte e lungo l'intero sviluppo di esso, è da disporre, quando e dove lo spessore, anche agli effetti statici, lo consente, un cunicolo praticabile, al quale faranno capo le estremità superiori delle perforazioni drenanti in fondazione e le estremità inferiori delle canne drenanti nella struttura.

Il sistema di raccolta delle portate di permeazione sarà realizzato in modo da consentire l'individuazione dell'origine dei flussi idrici; per il deflusso delle acque a valle sarà sempre privilegiata la soluzione a gravità.

Il cunicolo dovrà avere dimensioni che consentano l'agevole esecuzione di successive perforazioni ed iniezioni.

Per le dighe di calcestruzzo rullato eventuali condotti di scarico, qualora non sia possibile ubicarli esternamente, al fine di evitare interferenze con il sistema costruttivo a getto continuo, saranno incorporati nella diga in getti di calcestruzzo tradizionale.

Fondazione

Gli scavi saranno condotti con gli accorgimenti affinché la superficie finale risulti fresca e non sconnessa.

Prima di iniziare il getto del calcestruzzo si dovrà controllare, zona per zona, che la superficie di fondazione non abbia subito alterazioni. Essa verrà ripulita con getti di acqua ed aria in pressione ed i detriti saranno accuratamente asportati.

Nella fondazione sarà realizzato uno schermo di tenuta con iniezioni di cemento o di altre idonee sostanze. Iniezioni cementizie sono da eseguire anche lungo il piede del paramento a monte ai fini della tenuta fra roccia e struttura muraria.

Giunti di dilatazione

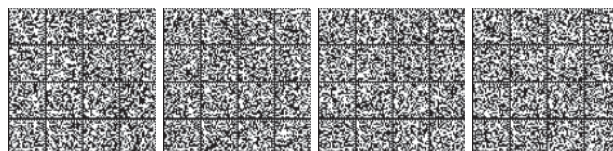
Per le dighe a gravità di calcestruzzo rullato i giunti potranno essere realizzati con taglio dello strato, eseguito immediatamente dopo la compattazione o successivamente sul calcestruzzo indurito, con metodi atti ad assicurare continuità e planarità, nonché verticalità della traccia del taglio sui paramenti. In corrispondenza del paramento di monte dovranno essere introdotti dispositivi di tenuta.

Idonee soluzioni dovranno essere studiate e giustificate quando nel calcolo si ammetta la collaborazione tra conci adiacenti.

D.2. - Dighe a gravità

D.2.1. - Caratteristiche generali

Si definiscono a gravità ordinarie le strutture di calcestruzzo, poste in opera secondo quanto stabilito al cap. D.1.1., ad asse planimetrico rettilineo o a debole curvatura, con profilo trasversale fondamentale triangolare a sezioni orizzontali piene, divise in conci da giunti



permanenti, secondo piani normali al loro asse, posti a distanze sufficienti a prevenire fessurazioni da cause termiche o da ritiro.

Si definiscono a gravità alleggerite le strutture, a speroni e a vani interni, costituite da una successione di elementi indipendenti (speroni) con profilo fondamentale triangolare, a reciproco contatto lungo il paramento di monte ed, eventualmente, anche in tutto o in parte lungo quello di valle e con superfici laterali distanziate nel tratto intermedio; gli elementi possono essere pieni o cavi nel tratto mediano delle sezioni orizzontali.

D.2.2. - Verifiche agli stati limite

Le verifiche di sicurezza delle dighe a gravità devono essere condotte per i diversi stati limite e per le diverse situazioni progettuali di cui ai capp. C.6, C.8 e D.1.2, ove applicabili, e con riferimento ai criteri di cui al cap. C.9.

In particolare, le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di scorrimento (SLU), all'interno del corpo diga e in fondazione, dovranno essere condotte secondo i criteri di seguito esposti.

D.2.2.1 - Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Per le dighe di calcestruzzo a gravità, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono eseguite in corrispondenza di piani a varie quote nella struttura, in corrispondenza del piano di posa della fondazione e in corrispondenza di superfici interne ai terreni o alle rocce di fondazione.

In quest'ultimo caso, è necessario individuare le principali famiglie di discontinuità nell'ammasso roccioso di fondazione, caratterizzarne le proprietà meccaniche e studiare i possibili cinatismi di scorrimento

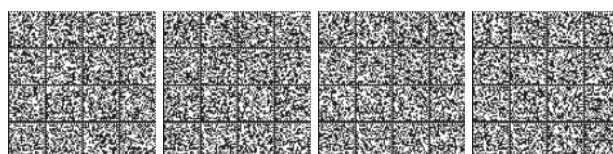
Ai fini delle verifiche possono essere portati in conto i contributi di resistenza aggiuntivi offerti da eventuali interventi di rinforzo dei terreni o dell'ammasso roccioso di fondazione.

Per le fasi di costruzione, dovrà essere esaminata anche la stabilità allo scorrimento dei conci di sponda in direzione longitudinale, tenendo conto delle situazioni transitorie di progetto.

Le verifiche relative a stati limite ultimi che comportino il raggiungimento della resistenza in fondazione possono essere eseguite con uno dei due approcci di progetto descritti al § 2.6.1 delle NTC. Per le verifiche rispetto al raggiungimento del carico limite in fondazione si adoperano i coefficienti γ_R specificati nelle NTC al § 6.4.2.1. Per le verifiche allo scorrimento e per entrambi gli approcci di progetto di cui al § 2.6.1 delle NTC si deve adottare $\gamma_R = 1.0$ in fase costruttiva e $\gamma_R = 1.15$ nelle condizioni di serbatoio pieno.

Nelle verifiche allo scorrimento sul piano di posa della fondazione, ai fini del calcolo non è ammessa una pendenza favorevole maggiore di 0,05. Analoghe prescrizione si applica alle riprese di getto.

In mancanza di più accurate valutazioni, quando la diga è munita di canne o fori drenanti, nel corpo ed entro la fondazione, a distanza tra loro non superiore a m 2,50 e di diametro non inferiore a 200 mm in fondazione e 120 mm nel corpo, i valori caratteristici delle sottopressioni determinanti la spinta dell'acqua verranno assunte linearmente decrescenti in direzione monte-valle, da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del parametro di monte, alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi tenuto conto della quota di libero efflusso di essi, indi al valore della massima pressione idrostatica che può verificarsi in corrispondenza del paramento di valle. Le massime pressioni



idrostatiche a monte e a valle della diga dovranno essere determinate in funzione dei livelli di invaso corrispondenti alle specifiche situazioni di progetto.

In ogni caso, la pressione lungo la linea dei drenaggi è da assumere mai inferiore alla pressione idrostatica di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle.

Quando i drenaggi non soddisfano alle condizioni sopra indicate le sottopressioni verranno assunte variabili linearmente su tutto lo spessore della struttura fra i valori estremi sopraindicati.

In situazioni geometriche non regolari la distribuzione delle sottopressioni dovrà essere valutata mediante apposite analisi di filtrazione.

D.2.2.2 - Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Ai fini delle verifiche nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni dovrà risultare:

combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:

- compressione: $\sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$
- trazione: $\sigma'_c \geq 0$ (stato limite di decompressione)

combinazione caratteristica rara:

- compressione: $\square \sigma_c \leq 0.25 f_{ck}$
- trazione: $\sigma'_c \geq 0.21 f_{ctm}$

D.2.3. – Disposizioni particolari per le dighe a gravità alleggerita

Se il valore del rapporto fra l'interasse di due elementi affiancati e lo spessore minimo di essi o la somma degli spessori minimi, se trattasi di elementi cavi, è compresa fra due e quattro per almeno 2/3 dell'altezza dell'elemento, le verifiche di sicurezza sono da condurre secondo le indicazioni relative alle dighe a gravità ordinaria, salvo che le sottopressioni si riterranno agenti soltanto sotto la testa di monte dell'elemento, con riduzione a zero sul contorno di valle di essa.

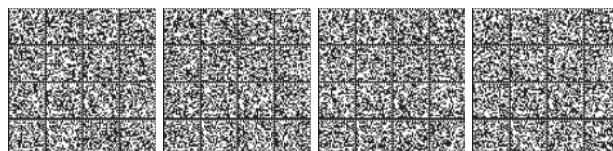
Se il rapporto predetto è minore di due, valgono integralmente le norme per le dighe a gravità ordinaria; se è superiore a quattro la struttura è da considerarsi tra quelle di tipo diverso, di cui al cap. G.

Le parti di diverso spessore di uno stesso elemento saranno raccordate con adeguata gradualità.

Nei casi di notevole disuniformità delle caratteristiche meccaniche della roccia di fondazione ed, in particolare, di notevole differenza delle caratteristiche stesse sull'area di base di singoli elementi, ciascuno di questi dovrà poggiare su di uno zoccolo ampiamente armato, all'elemento stesso raccordato, di larghezza alla base, in direzione trasversale, convenientemente maggiore di quelle del gambo (o dei gambi) dell'elemento.

Gli zocchi a contatto fra di loro agli estremi di monte e di valle, saranno ivi divisi l'un l'altro da giunti permanenti; centralmente essi saranno ampiamente distaccati, lasciando libero un ampio vano atto a consentire la dissipazione di sottopressioni, fermo restando che esse dovranno essere valutate con la regola precisata E. 1. Analogo vano dello zoccolo è necessario in corrispondenza del vano interno degli elementi cavi.

Ove non siano realizzate queste condizioni, valgono per la determinazione della sottospinta le norme indicate per le dighe a gravità ordinarie.



È opportuno che zoccolo ed elemento siano divisi l'uno dall'altro da un giunto permanente, conformato secondo una superficie con generatrici orizzontali in direzione trasversale, con direttrice lievemente risalente da monte a valle.

La superficie di fondazione, o diretta dei singoli elementi, ovvero degli zoccoli, dovrà avere risalienza, ancorché modesta, da monte a valle. La fondazione diretta dei gambi dovrà essere pressoché orizzontale nella direzione trasversale, su tutta la larghezza del gambo.

Sono da evitare gli elementi cavi aventi notevole dislivello fra le superfici di appoggio dei due gambi. Sono in ogni caso da adottare disposizioni strutturali atte a prevenire il pericolo di fessurazione da tensioni secondarie, conseguenti al dislivello predetto.

D.3. - Dighe a volta

D.3.1. - Caratteristiche generali

Si intendono per dighe a volta le strutture monolitiche, o a giunti bloccati fra conci, con sezioni orizzontali decisamente arcuate e impostate contro roccia, direttamente o attraverso una struttura intermedia di ripartizione (pulvino).

I giunti fra i conci, in cui per ragioni costruttive le strutture potranno essere divise, sono da bloccare solo dopo trascorso un tempo sufficiente a consentire liberamente la maggior parte delle deformazioni derivanti dal raffreddamento del calcestruzzo e dal ritiro.

Si distinguono convenzionalmente, ai fini dell'analisi strutturale, in:

- a) dighe ad arco, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la resistenza alla spinta dell'acqua, ed eventualmente del ghiaccio, ed alle azioni sismiche è sopportata in grande prevalenza per effetto della curvatura longitudinale (arco);
- b) dighe ad arco-gravità, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che alla resistenza predetta concorrono in misura singolarmente non modesta, sia l'effetto della curvatura longitudinale, sia quello trasversale di mensola;
- c) dighe a cupola, quando la forma ed i rapporti di dimensione sono tali che la reattività elastica è assimilabile a quella di lastra a doppia curvatura.

L'attribuzione delle singole opere ad uno dei tipi sopra elencati, da cui conseguono i diversi criteri adottati nell'analisi statica, dovrà essere ampiamente giustificata.

D.3.2. - Verifiche agli stati limite

Le verifiche saranno condotte, nel rispetto dei principi sopra indicati, utilizzando, generalmente, modelli adeguati al tipo di sbarramento ed alle caratteristiche fisiche, meccaniche e strutturali dell'ammasso roccioso di fondazione.

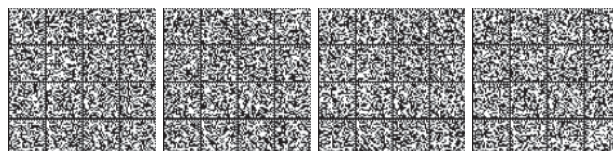
Ai fini delle verifiche nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni dovrà risultare:

combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:

- compressione: $\sigma_c \leq 0.4 f_{ck}$
- trazione: $\sigma_c \geq 0$ (stato limite di decompressione)

combinazione caratteristica rara o per le verifiche a serbatoio vuoto:

- compressione: $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$
- trazione: $\sigma_c \geq f_{ctm} / 1.2$ (stato limite di formazione delle fessure) con $f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$ ove non dedotta da specifiche prove.



E. DIGHE DI MATERIALI SCIOLTI

E.1. - Caratteristiche generali

Queste dighe sono formate con materiali ricavati da depositi naturali o per abbattimento di formazioni rocciose, posti in opera con modalità controllate per raggiungere le caratteristiche del manufatto previste in progetto.

La scelta di una diga di materiali sciolti è determinata dalla geologia del sito e dalla morfologia delle imposte, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce di fondazione e d'imposta delle spalle, dalla sismicità del sito, oltre che da motivi d'ordine generale, economico e costruttivo.

La scelta di questo tipo di diga è peraltro vincolata dalla disponibilità di depositi naturali o di idonei banchi rocciosi coltivabili, a distanza conveniente secondo il profilo tecnico-economico.

Le dighe di materiali sciolti sono classificabili in funzione della collocazione del dispositivo di tenuta:

- all'interno del corpo del rilevato;
- sul paramento di monte del rilevato.

Per opere di limitata importanza, la tenuta può essere affidata al corpo del rilevato, a permeabilità uniforme.

E.2 – Materiali e controlli

L'idoneità dei materiali per la costituzione del corpo del rilevato, le modalità per la loro costituzione e le proprietà fisiche e meccaniche dopo la loro messa in opera, sono determinate in fase di progettazione mediante prove in sito e in laboratorio nonché, eventualmente, su modelli fisici rappresentativi. È necessario che le caratteristiche di progetto dei materiali per la costituzione del corpo del rilevato e la loro messa in opera, con particolare riguardo alle caratteristiche meccaniche e alla permeabilità, siano verificate con rilevati sperimentali realizzati impiegando i previsti mezzi di cantiere, per controllare anche eventuali trattamenti di miscelazione.

Non è ammesso l'uso di materiali alterabili al contatto con l'acqua e l'aria o contenenti, in apprezzabile misura, residui organici o sostanze solubili.

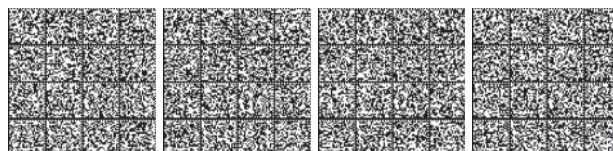
I materiali saranno posti in opera per strati suborizzontali e compattati in modo da ottenere le caratteristiche fissate in progetto. L'altezza degli strati sarà commisurata alle caratteristiche dei materiali e ai mezzi meccanici di compattamento; il collegamento fra i singoli strati dovrà essere garantito, anche dopo periodi di sospensione.

Le caratteristiche dei materiali devono essere sistematicamente controllate su campioni da sottoporre a prove nel laboratorio di cantiere. Riscontri devono essere eseguiti presso laboratori autorizzati.

E.3. – Stati Limite e situazioni progettuali

Oltre alle situazioni generali riportate nel cap. C.6, corrispondenti al raggiungimento di stati limite ultimi, sono da considerare le seguenti:

1. instabilità dei paramenti;
2. rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione;
3. rottura per erosione interna o sifonamento;
4. lacerazione dell'eventuale manto o rottura del diaframma di tenuta.



E.4. – Combinazioni delle azioni

Le azioni devono essere combinate secondo quanto indicato al cap. C.8 e, comunque, in modo da comprendere tutte le condizioni che possano essere ragionevolmente previste durante la costruzione e l'esercizio del serbatoio.

La verifica alla rapida vuotatura potrà essere omessa quando la tenuta sia affidata ad un manto sul paramento di monte, per il quale sia stata verificata l'efficienza del dreno.

E.5 – Verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza, relative agli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere svolte nel rispetto dei principi generali indicati al cap. C.9.

E.5.1. - Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

L'analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all'instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC; nelle verifiche, si deve porre $\gamma_R = 1.1$ nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svaso rapido, e $\gamma_R = 1.2$ nelle condizioni di serbatoio pieno.

Le verifiche nei confronti del sifonamento si eseguono conformemente a quanto previsto al § 6.2.3.2 delle NTC, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni, γ_F , riportati nella tabella 6.2.IV delle NTC.

Possono comunque essere assunti valori dei coefficienti parziali più cautelativi di quelli previsti dalle NTC, da giustificare tenendo conto della pericolosità del fenomeno in relazione ai possibili effetti della condizione di instabilità.

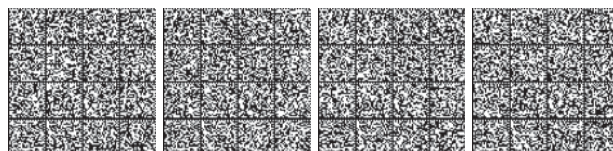
E.5.2. - Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere devono essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione $E_d \leq C_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

In generale, nei modelli e nei calcoli si deve tener conto del comportamento non lineare e dei fenomeni di interazione tra le fasi dei terreni e dei materiali da costruzione, nonché della sequenza delle operazioni di costruzione ed invaso. Particolare attenzione deve essere rivolta alla previsione del decorso dei cedimenti nel tempo, comprendendo sia i fenomeni idrodinamici, sia i fenomeni dovuti alla viscosità strutturale dello scheletro solido dei terreni, e alla valutazione dei cedimenti differenziali, per valutarne l'ammissibilità nel corso dell'esercizio dell'opera di sbarramento.

In funzione del calcolo dei cedimenti dovrà essere definita la monta da assegnare al rilevato, anche ai fini del mantenimento del franco idraulico.



E.6 - Analisi sismiche

In presenza di azioni sismiche, le verifiche agli stati limite ultimi possono essere eseguite mediante analisi semplificate e mediante analisi dinamiche.

Nelle analisi è necessario portare in conto la risposta sismica dei terreni di fondazione e di quelli costituenti il corpo diga.

Effettuando analisi con il metodo degli spostamenti (Newmark), o analisi più complete con metodi dinamici, l'azione sismica deve essere rappresentata da accelerogrammi registrati, rappresentativi della sismicità del sito, o, in subordine, da accelerogrammi sintetici che tengano conto dei possibili meccanismi di sorgente e dei fenomeni di propagazione, giustificando le scelte effettuate, purché siano giustificate le scelte sulle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e sul mezzo di propagazione. In queste analisi, devono essere impiegati almeno cinque accelerogrammi che soddisfino i requisiti indicati.

Nella scelta dei valori dei parametri geotecnici che caratterizzano il corpo diga e i terreni di fondazione, si deve tener conto dei comportamenti di tipo fragile, con riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Nella scelta dei modelli di analisi e/o dei valori dei parametri geotecnici, si deve inoltre tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti nei terreni saturi in condizioni sismiche e dei loro effetti meccanici.

Le analisi devono comprendere la valutazione degli spostamenti, in particolare dei cedimenti, anche al fine di verificare l'idoneità dei franchi idraulici.

E.7 – Particolari costruttivi

La larghezza del coronamento deve essere sufficiente per porre in opera i materiali fino in sommità a regola d'arte, con i metodi costruttivi stabiliti. Detta larghezza deve comunque consentire la percorribilità in sicurezza del coronamento e non dovrà essere inferiore a 4 m; alle estremità saranno previste apposite piazzole di manovra.

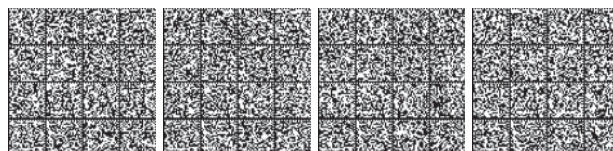
Le superfici di contatto tra materiali di granulometria diversa dovranno essere opportunamente protette da filtri o materiali di transizione [manti o strati di protezione], ove necessario per garantirne la compatibilità; l'efficacia di tali dispositivi dovrà essere dimostrata nel progetto nei confronti dei possibili stati limite.

Il gradiente piezometrico associato al moto di filtrazione, e, più in generale, la pressione interstiziale nel rilevato e nei terreni di fondazione, in costruzione e in esercizio, saranno regolati con opportuni dreni anche al fine di individuare la provenienza delle perdite e di valutare la loro entità.

Condotte di qualunque specie (di scarico, di derivazione ed altro, ad esclusione dei dreni) non dovranno attraversare il corpo del rilevato, ma potranno essere ammesse in fondazione a condizione che siano incassate in trincee in roccia lapidea in posto ed abbiano ricoprimento di calcestruzzo di conveniente spessore.

Dispositivi di scarico nel corpo diga sono ammessi solo per gli sbarramenti con struttura di tenuta interna e solo se inseriti in appositi conci di calcestruzzo provvisti di ogni accorgimento per garantire l'idoneità del contatto con il rilevato.

L'insieme dei dispositivi di tenuta idraulica nel rilevato (diaframma, nucleo, o parte del rilevato in caso di diga omogenea) dovranno essere estesi fino in prossimità del piano di coronamento ed ammorsati nella formazione di base, considerata tecnicamente impermeabile. Se questa è assente o si trova a notevole profondità, la continuità del dispositivo di tenuta in fondazione dovrà essere assicurata con taglioni, paratie, schermi in grado di ridurre i gradienti idraulici in misura tale che siano sicuramente evitate erosioni interne del terreno.



E' di norma da prevedere la realizzazione in fondazione di un cunicolo longitudinale ispezionabile, anche per il controllo delle perdite.

F. TRAVERSE FLUVIALI

E' definita traversa fluviale ogni sbarramento avente la funzione primaria di stabilizzare a un valore assegnato la quota idrica a monte; pertanto può essere secondaria la funzione di regolazione delle portate.

Si distinguono in traverse a soglia fissa e traverse mobili o presidiate da paratoie.

Per i corsi d'acqua arginati, si applicano tutte le disposizioni delle presenti norme agli argini del tronco fluviale compreso tra la traversa e la sezione di incrocio del profilo di rigurgito che si diparte dalla traversa alla quota massima di regolazione con il profilo che si realizzava nelle condizioni naturali del corso d'acqua con la portata mediamente superata 270 giorni all'anno, antecedentemente alla costruzione della traversa.

Qualora il rigurgito che si diparte dalla traversa interessi argini già esistenti, deve essere dimostrata la loro idoneità alla permanente trattenuta dell'acqua in condizioni di sicurezza. In particolare le verifiche di sicurezza degli argini devono considerare la permanenza in alveo di un livello di pelo libero pari alla quota massima di invaso. Il limite dei tronchi arginali interessati dal volume di rigurgito deve essere materializzato sul terreno.

In ogni caso, le portate di progetto per il dimensionamento della traversa e degli eventuali argini dell'impianto devono coincidere.

Il profilo di piena corrispondente alla portata di dimensionamento definita al cap. C.1 è determinato considerando che:

1. per le traverse a soglia fissa, siano chiusi tutti gli scarichi ausiliari (prese, luci sghiaiatrici, ecc.) e la portata passi interamente sulla soglia fissa. Il calcolo deve considerare la occlusione di almeno il 20% della luce libera causata da accumulo di materiale galleggiante a monte delle pile della passerella sormontante lo sfioratore; la riduzione della luce libera sale al 50% se la luce tra le pile è non superiore a 12 m.
2. per le traversa mobili, sia chiuso, per blocco delle paratoie, almeno il 30% delle luci principali se queste hanno larghezza non inferiore a 12 m; in caso contrario, il calcolo deve considerare la occlusione di almeno il 50% della residua luce libera per eventuale accumulo di materiale galleggiante.

Nella progettazione della traversa devono essere studiate le condizioni di trasporto solido nel fiume da sbarrare, per valutare l'entità dell'erosione a valle e dell'interrimento a monte dell'opera, da considerare ai fini della verifica delle condizioni di sicurezza dello sbarramento. Ogni studio su modello idraulico riguardante la interazione tra la struttura e il letto fluviale deve considerare il fondo mobile in condizioni di letto vivo, a meno che non sia altrimenti giustificato.

G – DIGHE DI TIPO MISTO E DI TIPO DIVERSO

Per le dighe di tipo misto, costituite in parte da strutture di calcestruzzo ed in parte da strutture di materiali sciolti, valgono per le singole parti le rispettive norme. Il contatto fra le strutture differenti dovrà essere adeguatamente preso in esame nella definizione degli stati limite.

Si intendono di tipo diverso tutte le dighe che non rientrano nelle tipologie definite in precedenza.

I progetti di tali strutture ed i criteri di esecuzione devono essere in armonia con quanto indicato nelle presenti norme per i tipi strutturali assimilabili.

