Interreg

Cofinancé par l'Union Européenne
Cofinanziato dall'Unione Europea

France – Italia ALCOTRA

BECCA

Projet BECCA n°20148
Programme ALCOTRA France-Italie 2021/2027

SBARRAMENTI COLLINARI E MONTANI

Linee guida per la progettazione, la realizzazione, il monitoraggio, la manutenzione e il recupero

RETENUES COLLINAIRES ET D'ALTITUDE

Recommandations pour la conception, la réalisation, la surveillance, l'entretien et la réhabilitation



Région Autonome Vallée d'Aoste Regione Autonoma Valle d'Aosta

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
Liberté
Égalité
Fraternité

INRAE

Politecnico di Torino

UNIVERSITÉ SAVOIE MONT BLANC

REGIONE PIEMONTE

REPUBBLICA ITALIANA

Per citare questo rapporto:

Barbero M., Barpi F., Ganora D., Peyras L., Stoltz G., eds. 2026. Sbarramenti collinari e montani. Linee guide per la progettazione, la realizzazione, il monitoraggio, la manutenzione e il recupero. Progetto BECCA, programma Interreg VI-A ALCOTRA Francia-Italia 2021/2027- n°20148. DOI: 10.5281/zenodo.23419296

Sbarramenti collinari e montani

Linee guide per la progettazione, la realizzazione, il monitoraggio, la manutenzione e il recupero

a cura di :
Monica Barbero – Fabrizio Barpi - Daniele Ganora (Politecnico di Torino – Italie)
Laurent Peyras – Guillaume Stoltz (INRAE – Francia)



Photo credit © Rudy Guillot

Progetto BECCA – Bacini ECOLOGICAMENTE SOSTENIBILI E SICURI, CONCEPITI PER L'ADATTAMENTO AI CAMBIAMENTI CLIMATICI
Programma Interreg VI-A ALCOTRA Francia-Italia 2021/2027- n°20148

Livrable WP 3.1

Novembre 2027

Autori

Il coordinamento generale della guida è stato curato da:

- Monica BARBERO, Fabrizio BARPI e Daniele GANORA: Politecnico di Torino (Italia)
- Laurent PEYRAS e Guillaume STOLTZ: INRAE (Francia)

Il team di progetto che ha contribuito alla stesura della guida era composto dai seguenti membri:

- Monica BARBERO, Fabrizio BARPI, Elia BUONO, Pierluigi CLAPS, Valerio DE BIAGI, Daniele GANORA, Alberto GODIO, Maddalena MARCHELLI, Daniele MARTINELLI, Daniele PEILA, Davide POGGI, Carmine TODARO, Gianmarco VALLERO: Politecnico di Torino, Italia
- Laurent PEYRAS, Guillaume STOLTZ, Samuel WESTRELIN, Maëlys REY, Gabriel FRANCOIS, Pierre BERTELOOT, Virginie DIOULOUFET, Hamza TAHIR: INRAE UMR RECOVER, Aix-en-Provence, Francia
- Florent ARTHAUD, Benjamin GERFAND: USMB, Chambéry, Francia
- André EVETTE, Stéphanie GAUCHERAND: INRAE LESSEM, Grenoble, Francia
- Giulia BODRATO, Salvatore LA MONICA, Davide PATROCCO: Regione Piemonte, Torino, Italia
- Paolo ROPELE, Franco COLLE: Regione Autonoma della Valle d'Aosta, Italia
- Dominique LAIGLE: INRAE IGE, Grenoble, Francia

Indice

Autori ... 5

Indice delle tabelle ... 11

Indice delle figure ... 11

Capitolo 1. Introduzione ... 13

Capitolo 2. Analisi dei pericoli che interessano i bacini idrici nelle zone collinari e montane di Francia e Italia ... 17

Pericoli idrologico-idraulici, incluso il pericolo di inondazione torrentizia ... 18

Introduzione-Periodi di riferimento ... 18

Il bacino idrografico ... 19

Metodologie di stima della portata di progetto ... 19

Criteri per l'applicazione dei modelli idrologici ... 20

Indicazioni per la realizzazione di un modello regionale ad hoc ... 22

Indicazioni per l'applicazione della formula razionale ... 23

Pericoli geologici e geotecnici ... 24

Crolli di roccia ... 24

Colate detritiche ... 25

Frane per scivolamento ... 25

Dissesti delle coltri superficiali ... 26

Valanghe di roccia ... 26

Deformazioni gravitative profonde di versante ... 26

Instabilità sotterranee ... 26

Presenza di permafrost ... 27

2.3 Rischio sismico ... 27

Pericoli specifici delle aree montane ... 27

Studio dell'onda di dam-break ... 29

Principi generali ... 29

Valutazione del rischio: probabilità, danno potenziale e vulnerabilità ... 29

Cenni teorici senza trasporto solido intenso ... 30

Modelli numerici: 1D SWE, 2D SWE e modelli avanzati ... 31

Portata attraverso la breccia: idraulica e modelli di evoluzione della breccia ... 32

Fenomeni torrentizi che possono essere generati dall'onda di rottura ... 33

Capitolo 3. Progettazione e realizzazione di nuovi sbarramenti di piccole e medie dimensioni in materiale sciolto 35

Tipologie di piccole e medie opere di sbarramento in materiale sciolto 36

Caratterizzazione geologica e geotecnica 37

Analisi dei dati storici 37

Indagini geologiche 37

Rilievo geomeccanico 38

Indagini geofisiche 39

Indagini geotecniche 39

Prove in situ 41

Prove di laboratorio 41

Relazione geologica e geotecnica – Modelli geologico e geotecnico 43

Progettazione di piccoli e medi sbarramenti in terra 44

Scenari di progetto 44

Calcolo delle azioni 46

Parametri geotecnici 49

Verifiche agli stati limite 50

Progettazione e realizzazione di strutture e opere geotecniche 52

Preparazione del piano di fondazione 52

Progettazione e geometria delle opere geotecniche 53

Sistemi di drenaggio 56

Fasi e contenuti degli studi di progettazione delle strutture geotecniche 58

Progettazione e realizzazione di un sistema di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG) 58

Parametri principali di progettazione e gestione dei DEG 58

Concezione, progettazione e realizzazione di un DEG 62

Installazione e ispezione del DEG 68

Progettazione delle opere accessorie 70

Lo sfioratore di piena 70

Strutture di scarico dell'acqua – Tubazioni sotto gli argini 73

Protezione da crolli, frane e valanghe 77

3.6.4. Dispositivo di monitoraggio 80

Integrazione ambientale dei bacini 82

Principi generali per la scelta del sito 82

Principi generali per un nuovo sbarramento 82

Progettazione dei paramenti, del coronamento e delle sponde 83

Progettazione dei paramenti di monte e delle sponde con l'inserimento di aree di rifugio ecologico 84

Soluzioni ingegneristiche per la progettazione di bacini idrici integrati nel contesto ambientale ... 87
Gestione delle dighe ... 88

Capitolo 4. Interventi di manutenzione su bacini di piccole e medie dimensioni ... 89

Monitoraggio della diga ... 90
Il monitoraggio visivo ... 91
L'ispezione tecnica approfondita ... 92
Monitoraggio ... 93

Manutenzione e cura del sistema di impermeabilizzazione con geomembrana ... 94

Manutenzione e cura delle strutture idrauliche ... 95
Sfioratore di piena ... 95
Opere di scarico e opere di derivazione ... 95

Manutenzione e ispezione del sistema di drenaggio ... 96

Manutenzione della vegetazione ... 96

Capitolo 5. Riqualificazione e potenziamento delle dighe di piccole e medie dimensioni già esistenti ... 99

Analisi della documentazione e dei dati storici ... 100
Documentazione geologica e geotecnica ... 100
Documentazione idrologica ed idraulica ... 100
Documentazione della progettazione strutturale ... 101

Identificazione del danno negli sbarramenti esistenti in terra o in calcestruzzo ... 102
Rischio, pericolosità, danno potenziale e vulnerabilità ... 102
Metodi di classificazione delle dighe per ottimizzare i controlli/monitoraggi ... 105

Fenomeni di degrado/instabilità e riabilitazione degli sbarramenti ... 108
Tipologie principali dei fenomeni di degrado o instabilità che possono determinare un'anomalia ... 109
Esempi di casi reali ... 111

Verifiche strutturali, geotecniche e sismiche degli sbarramenti esistenti ... 117

Bibliografia ... 119

Indice delle tabelle

Tabella 1: Accelerazioni da considerare secondo l'approccio normativo francese. 47

Tabella 2: Vita nominale e coefficiente d'uso dell'opera, in funzione della sua categoria, secondo l'approccio normativo italiano. 48

Tabella 3: Valori indicativi delle pendenze massime dei paramenti di una diga in terra con materiali grossolani su fondazione non comprimibile. 54

Tabella 4: Principali fasi di progettazione nelle due fasi del progetto. 59

Tabella 5: Confronto tra geomembrane esposte e geomembrane coperte. 69

Tabella 7: Principi di monitoraggio delle dighe ad alta quota in base alla loro classe geometrica. 81

Tabella 6: Principi di progettazione standard del dispositivo di auscultazione. 81

Tabella 8: Indicazioni su rivegetazione dell'opera. 84

Tabella 9: Statistiche su differenti tipi di anomalie. 109

Indice delle figure

Figura 1: Esempio di una curva di frequenza delle piene 18

Figura 2: Catena logica standard nelle analisi di dam-break 30

Figura 3: Diga in rilevato 53

Figura 4: Rivestimento in pietrame nella parte superiore del pendio a monte per motivi paesaggistici 54

Figura 5: Sezione in dettaglio dell'altezza del rilevato e del franco 55

Figura 6: Drenaggio con geomembrana ricoperta e riempimento semipermeabile 57

Figura 7: Composizione di un DEG secondo la norma NF P 84 500 63

Figura 8: Sfioratore di piena bloccato da un cumulo di neve (foto scattata a giugno) (credito: © Cemagref) 72

Figura 9: Sezioni trasversali tipiche di sfioratori di piena rustici 74

Figura 10: Collegamento tra tubo e DEG (guide retenues d'altitude 2019) 76
Figura 11: Torrino di presa (guide retenues d'altitude 2019) 76
Figura 12: Pianta generale di un bacino idrico con zona di rifugio. 83
Figura 13: Sezione generale di un rilevato con un'area di rifugio 85
Figura 14: Sezione di una zona di rifugio stretta con confinamento 87
Figura 15: Sezione di un'ampia zona di rifugio con blocco in cemento 87
Figura 16: Immagini tratte dal report tecnico RESCDAM (2000) e relative al lavoro di Clausen e Clark (1990) 104
Figura 17: Numeri di casi studio suddivisi per nazione 105
Figura 18: Tipologia delle dighe prese in esame 106
Figura 19: Classi di attenzione per le dighe più grandi (nazionali) 107
Figura 20: Vista laterale dell'incisione 112
Figura 21: Importante degrado dello sfioratore (sinistra) e del canale di scarico (destra) 112
Figura 22: Panoramica della sponda interna e del bacino impermeabilizzato 113
Figura 23: Apertura di una breccia a seguito di collasso arginale 113
Figura 24: Dissesto sul versante a monte del bacino irriguo 114
Figura 25: Scivolamento rotazionale sul paramento di valle del rilevato 114
Figura 26: Dettaglio dello scivolamento 115
Figura 27: Particolare del materiale di accumulo al piede del paramento di valle 115
Figura 28: Vista verso valle del canale di scarico 116
Figura 29: Filtrazione sul paramento di valle del muro in cls e pietrame e malta (maggio 2012) 116
Figura 30: Materiale sedimentato all'interno della vasca di demodulazione (luglio 2005) 117

CAPITOLO 1

Introduzione



Nel 2022, tutti gli indicatori climatici mostrano condizioni più secche rispetto alla media in gran parte dell'Europa. Gli effetti combinati delle scarse precipitazioni e delle temperature elevate hanno portato a una siccità generalizzata e di lunga durata, che ha colpito numerosi settori economici della società e il nostro ambiente. I maggiori deficit pluviometrici sono stati registrati nell'arco alpino (Fonte: Copernicus), con conseguenze significative sulla popolazione e sull'economia delle zone montane. Le condizioni critiche osservate nel 2022 non fanno che confermare la tendenza al cambiamento climatico degli ultimi decenni, con gravi ripercussioni sui territori alpini: gravi siccità estive che danneggiano l'agricoltura delle zone rurali di montagna, l'approvvigionamento di acqua potabile, aumentano il rischio di incendi e compromettono la produzione di energia idroelettrica; inoltre, con l'aumento delle temperature, la mancanza di neve in inverno danneggia le località sciistiche.

Gli attori del territorio stanno lavorando per individuare soluzioni efficaci e sostenibili di adattamento ai cambiamenti climatici. Una delle soluzioni privilegiate consiste nella creazione di piccoli e medi bacini di ritenzione che consentano di immagazzinare acqua per adattare i territori montani ai cambiamenti climatici, garantendo il proseguimento delle attività economiche e un adeguato livello di sicurezza per le comunità che vi abitano. Tuttavia, le autorità di controllo in Francia e in Italia hanno constatato che questi bacini di piccole e medie dimensioni nella regione transfrontaliera possono comportare rischi per la popolazione in caso di guasti, nonché forti impatti sull'ambiente e sugli ecosistemi naturali.

Il progetto europeo BECCA – Bacini sostenibili per l'ecologia e sicuri, progettati per l'adattamento ai cambiamenti climatici –, finanziato dal programma europeo Interreg ALCOTRA Francia-Italia, mira a fornire gli strumenti per progettare bacini di ritenzione sicuri e/o riabilitare quelli esistenti grazie a tecniche basate sulla natura. Questo progetto si concentra in particolare sulla zona transfrontaliera Francia-Italia corrispondente all'arco alpino, ma i risultati sono ampiamente applicabili anche ad altri territori montani o pedemontani.

Nell'ambito del progetto BECCA, guidato dalla Regione Autonoma della Valle d'Aosta, questa guida costituisce uno dei principali risultati attesi. Si tratta di una guida contenente raccomandazioni tecniche per la progettazione, la costruzione, il risanamento e la gestione di piccoli e medi bacini di ritenuta, semplici e a basso costo, che garantiscano un adeguato livello di sicurezza per le popolazioni a valle, protette dai rischi naturali, e che prestino un'attenzione fondamentale agli aspetti ambientali, tenendo conto dell'ambiente fin dalla fase di progettazione per ridurre gli impatti ecologici. La presente guida propone tecniche operative per la naturalizzazione e la rivitalizzazione dei bacini idrici attraverso soluzioni basate sulla natura.

Dal punto di vista tecnico, la guida BECCA entra nel dettaglio della progettazione tecnica dei bacini d'altitudine e collinari in montagna e nelle zone pedemontane del territorio alpino franco-italiano, anche se la maggior parte dei principi enunciati si applica più ampiamente ad altri massicci montuosi, o addirittura in pianura. La presente guida costituisce un quadro tecnico per la progettazione, la realizzazione e il risanamento di tali bacini di ritenuta, integrando soluzioni basate sulla natura e conciliando al contempo sicurezza, prestazioni idrauliche, protezione dai rischi naturali, sostenibilità e rispetto dell'ambiente, avvalendosi di materiali locali e di un'attenta integrazione paesaggistica.

È stato redatto da un gruppo di progetto transfrontaliero e multidisciplinare composto dai migliori specialisti in Francia e in Italia, provenienti dall'INRAE, dal Politecnico di Torino, dalla Regione Piemonte, dall'Università Savoia Mont-Blanc e dalla Regione Autonoma della Valle d'Aosta.

La guida è disponibile in due versioni distinte, italiana e francese, per facilitarne l'utilizzo da parte degli operatori del settore. Le due versioni sono praticamente identiche dal punto di vista dei contenuti; le differenze sono legate alle specificità normative o alle raccomandazioni tecniche proprie di ciascun Paese. Inoltre, la versione italiana contiene un capitolo 5 relativo al risanamento delle dighe obsolete, non presente nella versione francese poiché si tratta di un argomento meno rilevante in Francia.

CAPITOLO 2

Analisi dei pericoli che interessano i bacini idrici nelle zone collinari e montane di Francia e Italia



Pericoli idrologico-idraulici, incluso il pericolo di inondazione torrentizia

Introduzione-Periodi di riferimento

I pericoli di origine idrologico-idraulica possono essere visti da due punti di vista differenti:

1. i pericoli legati alle piene che insistono sullo sbarramento e che potrebbero causarne il collasso;

2. i pericoli legati alle inondazioni a valle dello sbarramento non generati dalle piene naturali, ma dal collasso dello sbarramento stesso (dam break).

Un ulteriore fenomeno che può interessare alcune tipologie di opere è la variazione improvvisa della portata defluente nell'alveo a valle dello sbarramento dovuta a manovre rapide sugli organi di presa/regolazione degli impianti che derivano dall'invaso (fenomeno dell'hydropeaking).

La valutazione delle piene che entrano nell'invaso è di fondamentale importanza per progettare adeguatamente gli scaricatori di sicurezza, i quali consentono di evacuare la portata in arrivo senza creare innalzamenti del livello di invaso tali da danneggiare o sormontare le opere di sbarramento. Questo problema è particolarmente rilevante per gli sbarramenti in terra che possono essere facilmente erosi quando sormontati, portando al collasso la struttura.

Il valore di riferimento, detto "piena di progetto", da utilizzare per le verifiche idrauliche delle opere è un evento estremo caratterizzato da una certa probabilità di accadimento. Tipicamente, con esso si intende solo il valore massimo di portata (detto colmo o picco di piena) dell'evento di riferimento, mentre non viene considerato il volume della piena

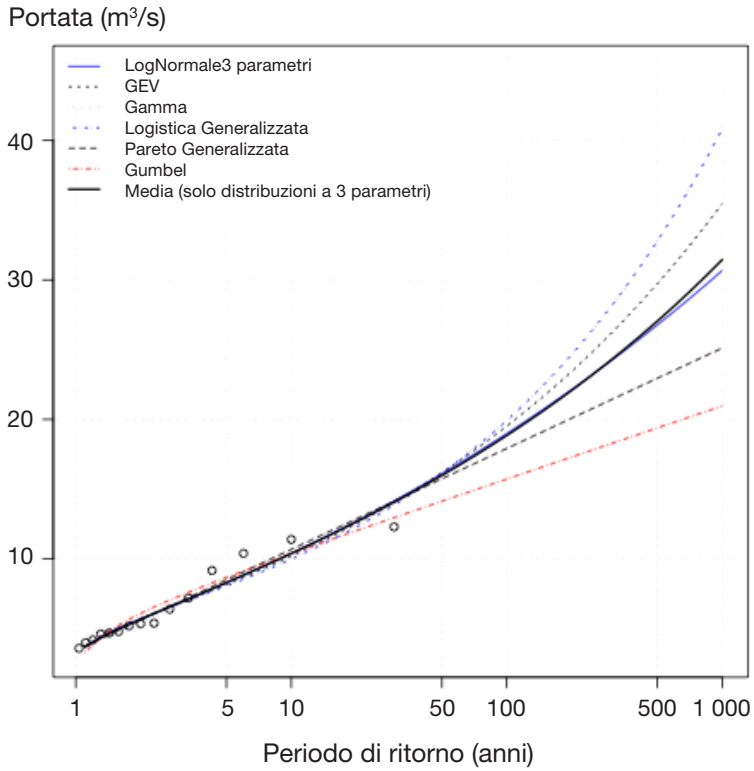


***Figura 1**: Esempio di una curva di frequenza delle piene.*

o la forma dell'intero idrogramma. Quando il bacino idrografico è di piccole dimensioni e il volume d'acqua generato dalla piena è dello stesso ordine di grandezza del volume del bacino di ritenuta, è opportuno tenere conto anche del volume della piena. Nel seguito, ci si riferirà al solo colmo di piena, anche se i metodi e le considerazioni presentati possono essere estesi a valutazioni più complesse.

Tipicamente la rarità dell'evento è espressa in termini di tempo di ritorno, ovvero l'inverso della probabilità annua di superamento oppure il tempo medio che intercorre tra due eventi che superano l'evento di progetto. Per ottenere la portata di progetto è necessario definire la curva di frequenza delle piene, di cui la Figura 1 mostra un esempio.

Le probabilità di riferimento da considerare per definire il rischio idrologico sono stabilite nelle normative nazionali e nelle raccomandazioni professionali.

Il bacino idrografico

La prima operazione di qualunque analisi idrologica è la delineazione del bacino idrografico che confluisce nel punto di interesse (direttamente nell'invaso o su singole opere di presa). È possibile, specialmente in ambiente montano, che ci sia più di un bacino contribuente. Tale operazione consiste nel trovare la porzione di territorio che topograficamente "drena" nel punto di interesse, e può essere eseguita con l'utilizzo di algoritmi GIS sulla base di un modello digitale del terreno (DTM). Per questo tipo di operazione è sufficiente una risoluzione decametrica del DTM anche se oggigiorno sono comunemente disponibili a più alta risoluzione. I DTM sono analizzati mediante algoritmi in ambiente GIS (ne esistono molti, anche free e open source) al fine di delineare i bacini di interesse; questa operazione tipicamente avviene in due passaggi:

- generazione della mappa delle direzioni di drenaggio dal DTM e definizione del reticolo idrografico. Quest'ultimo ha la stessa risoluzione del DTM di partenza e può non corrispondere perfettamente al reticolo di drenaggio reale; è cura dell'utente verificare la corrispondenza topologica del reticolo virtuale con quello reale;
- delimitazione del bacino vero e proprio a partire dalla mappa delle direzioni di drenaggio generata precedentemente e dalle coordinate della sezione di chiusura del bacino identificate sul reticolo idrografico virtuale.

Metodologie di stima della portata di progetto

La letteratura propone innumerevoli approcci metodologici per valutare la portata di piena, da scegliersi in base alla complessità del problema e ai dati disponibili. In generale, tuttavia, le valutazioni idrologiche sono affette da incertezze di stima elevate; è pertanto necessario, in particolare quando occorre riferirsi a tempi di ritorno elevati, che vengano applicati più approcci e che la stima finale provenga da una comparazione e valutazione critica dei risultati ottenuti.

Gli approcci modellistici si possono ricondurre a due grandi categorie di modelli:

- modelli di *tipo diretto*, cioè basati sull'analisi statistica dei valori di portata. Tipicamente non sono disponibili osservazioni esattamente nel sito di interesse e, anche qualora fossero disponibili, devono essere utilizzati ma non sono sufficienti (essendo i tempi di ritorno di progetto di queste opere elevati). Si ricorre quindi ad approcci modellistici di tipo "regionale", nel quale le osservazioni di portata utili alla stima della curva di frequenza delle piene sono state dedotte da stazioni di misura di altri bacini opportunamente adattate. Gli approcci di

tipo regionale permettono di applicare il concetto di "sostituzione del tempo con lo spazio", dove la serie storica di dati (il "tempo"), che risulta mancante, viene sostituita con altre stazioni di misura (lo "spazio");

• modelli di *tipo indiretto*, cioè basati sulla trasformazione delle precipitazioni in deflussi tramite un modello che rappresenta, in maniera più o meno semplificata, le dinamiche di bacino. I modelli indiretti, o "afflussi-deflussi" richiedono la definizione di un evento di precipitazione di progetto che, per ipotesi, ha lo stesso tempo di ritorno dell'evento di piena di interesse.

I modelli regionali possono essere sviluppati ad hoc per il caso studio, ma più frequentemente esistono già modelli disponibili, essendo spesso adottati da molte Autorità di Bacino ed enti territoriali. Essi risultano applicabili a bacini di medie dimensioni (da alcune decine a qualche migliaio di chilometri quadrati, a seconda dell'applicazione) e hanno il vantaggio di consentire una stima che richiede solo informazioni basilari relative al bacino di interesse (posizione geografica, area, quota media, ecc), oppure informazioni ottenibili con semplici operazioni GIS (precipitazione media annua, pendenza media, categorie di uso del suolo, ecc). Inoltre, essi sono basati su grandi quantità di dati, anche se potrebbero non essere aggiornati agli ultimi anni di osservazione. Un esempio di queste applicazioni in Italia sono i modelli Va.Pi. (Valutazione Piene).

Di contro, per bacini idrografici molto piccoli o in assenza di modelli regionali è necessario ricorrere a modelli di tipo indiretto. Come anticipato, questi modelli prevedono la definizione di una forzante pluviometrica e di un modello di trasformazione afflussi-deflussi. In Francia, il metodo Gradex è ampiamente utilizzato nel settore dell'ingegneria. Esistono moltissime tipologie di modelli afflussi-deflussi, con diverso grado di complessità; la scelta della metodologia specifica di modello dipende dalla complessità del caso studio, ma è necessario rispettare sempre alcune indicazioni:

• i dati pluviometrici devono essere il più aggiornati possibile;

• quando possibile il modello deve essere validato su bacini idrografici più simili possibile, di cui si hanno osservazioni, al fine di verificare che la scelta dei parametri sia adeguata (i parametri più rilevanti sono tipicamente la permeabilità dei suoli e i tempi di risposta dei bacini). Per bacini idrografici di piccole dimensioni, spesso non è possibile avere misure idrometriche neanche in altri siti; è tuttavia possibile almeno validare il modello sulla base degli impatti al suolo (es., aree allagate) prodotti da eventi significativi;

• vista la notevole incertezza associata alle stime idrologiche, quando possibile è opportuno utilizzare almeno più modelli e confrontarne i risultati.

Infine, esistono metodi idrologici basati su simulazioni stocastiche delle precipitazioni, associate a un modello pioggia-deflusso. Questi metodi presentano il vantaggio di consentire la simulazione di molteplici scenari idrologici associati alla stessa probabilità.

Criteri per l'applicazione dei modelli idrologici

L'enorme varietà di casistiche, sia in termini di tipologie di casi studio, sia di dati disponibili, non consente di dare indicazioni precise sulle specifiche metodologie da utilizzare, che dovranno essere valutate dal tecnico progettista. È importante però disporre di criteri di utilizzo dei modelli al fine di rendere più robusta la stima finale della piena di progetto. Occorre richiamare il fatto che anche i modelli più semplici hanno parametri che devono essere stimati: talvolta tali parametri sono riconducibili a grandezze interpretabili fisicamente, talvolta sono invece di natura puramente concettuale. Attribuire un adeguato valore ai parametri del modello è un'operazione che può essere fatta sostanzialmente in due modi:

• empiricamente sulla base di dati di letteratura e sulla sensibilità del progettista. Ad esempio, nel caso della formula razionale, il coefficiente di deflusso viene spesso stimato sulla base delle caratteristiche del suolo in base a valori tabulati;

• mediante processo di calibrazione, che consiste nel trovare i valori dei parametri che permettono di ricostruire in maniera sufficientemente accurata uno o più eventi osservati. In questo caso, tali parametri sono usati come parametri di progetto.

L'approccio basato sulla calibrazione sarebbe preferibile, ma richiede osservazioni che non sono, come già ricordato, normalmente disponibili. Qualunque sia l'approccio utilizzato per la stima dei parametri, è comunque necessaria una **validazione** del modello: essa può essere svolta applicando il modello a uno o più bacini simili a quello di interesse e verificando che la modalità di stima dei parametri sia adeguata. La verifica viene svolta confrontando la curva di frequenza stimata dal modello con quella basata sulle osservazioni. Se la verifica è soddisfacente, è possibile applicare lo stesso modello e la stessa tecnica di stima dei parametri anche al caso studio.

Qualora non fosse possibile stimare la curva di frequenza nei bacini strumentati (ad es., perché sono disponibili un numero insufficiente di anni di osservazione), è anche possibile considerare i dati "a scala di evento" come le registrazioni ad alta risoluzione temporale di precipitazioni e portate in corrispondenza di eventi di particolare rilevanza. Queste osservazioni sono tipicamente disponibili a scala oraria o anche sub-oraria e, da alcuni anni a questa parte, sono resi disponibili dai gestori delle reti di monitoraggio. Le osservazioni ad alta risoluzione temporale sono più complesse da utilizzare e sono disponibili per pochi anni, non consentendo quindi un'adeguata caratterizzazione statistica delle osservazioni stesse; tuttavia, possono essere utilizzate per calibrare o validare modelli indiretti su eventi particolarmente estremi avvenuti recentemente. Questo approccio non è a rigore corretto (es. Maidment, 1993, §9.3.2) perché il singolo evento non è in generale rappresentativo dell'intera curva di frequenza, ma può essere utile per verificare la validità del modello quando l'evento usato come riferimento è sufficientemente estremo.

In ogni caso, è fondamentale utilizzare una base dati il più aggiornata possibile. Per quanto questa indicazione possa sembrare banale, l'utilizzo di dati aggiornati consente un'estensione delle serie storiche disponibili (sia idrometrica che pluviometrica) e talvolta anche l'inclusione di nuove stazioni di misura.

Infine, è opportuno applicare più tecniche di stima della portata di progetto e confrontarne i risultati. Laddove ci sia incertezza su quale metodo di stima dei parametri utilizzare, è bene applicarne più di uno (es. diverse formule del tempo di corrivazione). Nel caso non sia possibile effettuare nessuna validazione, come nel caso di bacini estremamente piccoli, è opportuno usare dei criteri di cautela e parametrizzazioni che massimizzino la risposta idrologica.

In definitiva, i contenuti minimi di una relazione idrologica dovrebbero essere:

• descrizione del caso studio e delimitazione del bacino idrografico di interesse;

• identificazione dei dati idrometrici disponibili e delimitazione degli eventuali bacini strumentati presenti nell'area di interesse in cui è ubicato il bacino oggetto di studio;

• identificazione dei dati pluviometrici disponibili nell'area di interesse, siano essi derivati da stazioni o da modelli di regionalizzazione esistenti;

• identificazione di eventuali modelli regionali disponibili per l'area di interesse e verifica della loro applicabilità per il caso specifico;

• applicazione dei modelli al caso studio e discussione critica dei risultati.

Indicazioni per la realizzazione di un modello regionale ad hoc

Come accennato nel paragrafo introduttivo, la regionalizzazione delle portate di piena utilizza più stazioni di misura raggruppate per definire una regione. Secondo gli approcci di regionalizzazione più tradizionali, il raggruppamento avviene tra bacini la cui curva di crescita è statisticamente simile e per cui è quindi possibile definire un'unica curva di crescita regionale. Altri approcci di regionalizzazione consentono alla curva di frequenza di variare all'interno della regione, ma sulla base di relazioni statistiche predefinite.

È tuttavia interessante riportare un concetto che è alla base di molti metodi regionali e che può essere sfruttato anche in altri contesti: descrivere la curva di frequenza delle piene attraverso la rappresentazione nota come "metodo della piena indice". Questo approccio, introdotto originariamente da Dalrymple (1960), considera la curva di frequenza delle piene come il prodotto di una curva di frequenza adimensionale, , nota come curva di crescita, e di un fattore di scala, noto appunto come piena indice, , che tipicamente corrisponde alla media della distribuzione di frequenza:

$$Q_T = Q_{ind} \cdot K_T$$

Equazione 1

L'idea alla base di questo metodo è che la curva di crescita possa essere determinata a scala regionale sulla base di un congruo numero di stazioni di misura, mentre la piena indice possa essere determinata localmente sulla base anche di poche informazioni, ma specifiche per il bacino di interesse. L'utilizzo dell'approccio indice può quindi essere utilizzato per combinare modelli diversi; per esempio, a fronte di un unico modello regionale della curva in diversi modi:

- empiricamente se sono disponibili almeno 5-10 anni di misure (per esempio dove è stato recentemente installato un idrometro);
- con formulazioni regionali basate su regressioni o per similitudine con bacini vicini;
- con la formula razionale (vedere paragrafo "Indicazioni per l'applicazione della formula razionale") applicata alla media della precipitazione di progetto.

Il primo passo nell'analisi regionale con il metodo indice è la delineazione della regione omogenea. Questa procedura si è evoluta nel tempo a partire dalla delineazione di regioni fisse e non sovrapposte, basate sulla ripartizione dello spazio geografico in aree simili dal punto di vista idrografico. La successiva generazione di modelli regionali si è indirizzata all'uso di procedure di delineazione che creassero regioni fisse nello spazio dei descrittori di bacino (cioè di alcune caratteristiche rilevanti per i processi idrologici di interesse, come l'area, la quota media, il tipo di uso del suolo predominante, la geologia, ecc). In questo caso la ripartizione delle regioni può essere effettuata con diverse tecniche statistiche, come ad esempio la cluster analysis. Le regioni così definite raggruppano bacini che condividono alcune caratteristiche climatiche, geomorfologiche, di vegetazione, ecc., ma che non sono necessariamente contigui geograficamente. Infine, un'ulteriore evoluzione si riconduce alla "Region of Influence" (ROI), che raggruppa i bacini più simili a quello di interesse in termini di descrittori. Indicazioni su come costruire una regione omogenea sono riportate in Hosking e Wallis (1997) o in Grimaldi et al. (2011). Le osservazioni appartenenti ai bacini della regione omogenea vengono quindi normalizzate e considerate congiuntamente per ricostruire un'unica curva di frequenza adimensionale (curva di crescita).

Anche la portata indice può essere calcolata a scala regionale effettuando una regressione lineare tra i valori di portata indice osservati nei bacini della regione; spesso le relazioni più efficaci sono nella forma:

$$ln\ ln\ Q_{ind} = \beta_0 + \beta_1 \cdot ln\ ln\ X_1 - \beta_2 \cdot ln\ ln\ X_2$$

Equazione 2

dove X indica il generico descrittore (area del bacino, quota media, ecc) e β il coefficiente da stimare tramite regressione.

Indicazioni per l'applicazione della formula razionale

In condizioni di difficile applicazione di metodi di analisi regionale, la formula razionale, con tutte le approssimazioni del caso, appare certamente appropriata per il caso in esame, dal momento che riesce a caratterizzare bene differenze evidenti tra bacini. La formula razionale, già riportata in precedenza, viene spesso riportata nella forma:

$$Q_T = \frac{1}{3.6} c \cdot i\left(t_c, T\right) \cdot S$$

Equazione 3

In cui la portata fluviale al colmo Q_T è espressa in m^3/s, l'area del bacino idrografico S in km^2, l'intensità di precipitazione i in mm/h, il tempo di corrivazione t_c in ore, e il coefficiente di deflusso c adimensionale. La relazione (3) si basa sulle seguenti assunzioni che ne condizionano la validità:

- il tempo di ritorno della precipitazione di progetto e della portata di progetto coincidono;
- il coefficiente di deflusso è, di norma, assunto costante al variare dell'intensità di pioggia e quindi non dipende dall'umidità antecedente l'evento meteorico;
- l'intensità di pioggia è costante nel tempo per tutta la durata dell'evento;
- la pioggia è distribuita uniformemente nello spazio sul bacino idrografico.

Come detto, l'intensità di pioggia è assunta costante nel tempo e uniforme nello spazio, ed ha una durata pari ad un valore critico per il bacino, ossia pari al tempo di corrivazione del bacino contribuente. La suddetta pioggia può in sostanza considerarsi critica poiché per essa l'intero bacino contribuisce alla formazione della piena. Il tempo di corrivazione t_c è definito come il tempo necessario alla "goccia d'acqua" formatasi nel punto idraulicamente più lontano del bacino per raggiungere la sua sezione di chiusura. Queste relazioni sono state recentemente classificate da Evangelista et al. (2023) al fine di segnalare tipiche condizioni di sovrastima, che corrisponderebbero a valutazioni a svantaggio di sicurezza, in quanto porterebbero ad assumere intensità di precipitazioni decrescenti al crescere della durata. Per l'applicazione della formula razionale, in sé estremamente semplice, occorre quindi procedere al calcolo dell'area, alla stima dei parametri e e, infine, alla stima della intensità di pioggia di progetto relativa alla durata critica. È tuttavia opportuno che si effettuino più valutazioni del tempo di corrivazione con diverse formule, previa verifica che le formule utilizzate siano adatte al bacino di interesse.

Pericoli geologici e geotecnici

I pericoli geologici e geotecnici derivano dal suolo e dal sottosuolo e possono essere di origine naturale oppure innescati o amplificati dalla realizzazione del progetto. Si distinguono i movimenti gravitazionali in senso lato e le instabilità sotterranee. I più rilevanti da considerare per l'ubicazione, la progettazione e la verifica dei bacini montani o collinari riguardano le fondazioni superficiali e profonde dell'opera di sbarramento ed il sito in cui è situato. Alcuni di tali rischi possono essere indotti da fenomeni che si verificano anche lontano dal bacino, come l'instabilità dei versanti.

Questo capitolo presenta brevemente i principali rischi geologici e geotecnici che possono riguardare i bacini montani e/o collinari.

Crolli di roccia

Possono riferirsi a instabilità di uno oppure più blocchi di roccia (crolli di singoli blocchi e crolli diffusi, rispettivamente). Durante il crollo, i blocchi possono raggiungere velocità dell'ordine di 25-35 m/s con energie di impatto che possono variare da poche decine a decine di migliaia di kJ, con conseguenti effetti potenzialmente molto distruttivi.

I blocchi in movimento possono raggiungere posizioni anche molto distanti dall'area di distacco e le loro traiettorie possono essere stimate con metodi di calcolo sia bidimensionali che tridimensionali, basati, dato il carattere aleatorio del fenomeno e l'elevato grado di incertezza epistemica sui parametri coinvolti, sull'approccio stocastico. Mediante le analisi traiettografiche è quindi possibile definire se e con che probabilità la dinamica del fenomeno possa interagire con l'invaso, con l'opera di ritenuta, con le opere accessorie o con le vie di accesso.

L'innesco del crollo dipende dalla struttura e dallo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso interessato dal fenomeno. La magnitudo del fenomeno è definita in termini di energia cinetica del blocco in movimento; pertanto, la stima dei volumi in potenziale caduta è particolarmente importante. Può essere effettuata in base ai risultati di rilievi geomeccanici, dello stato fessurativo della parete e dei detriti al piede, tuttavia la ricorrenza temporale del fenomeno è, allo stato attuale delle conoscenze, molto difficile da stimare in quanto la correlazione tra cause, quali ad esempio gli eventi sismici o meteorici (pioggia, neve, ghiaccio, ecc.), e l'innesco del fenomeno non è facilmente individuabile, data l'usuale ampia estensione delle aree di potenziale distacco e la marcata aleatorietà del fenomeno.

I potenziali effetti nocivi dei crolli sulle strutture sono: danneggiamento dell'opera di ritenuta con effetti sulla sua stabilità globale; danneggiamento locale dell'opera di ritenuta e degli elementi di impermeabilizzazione; danneggiamento o distruzione delle opere accessorie; ostruzione o danneggiamento delle strade di accesso; invasione del bacino di invaso con riduzione della sua capacità volumetrica (effetto secondario data la ridotta volumetria dei blocchi instabili) e possibilità di innesco di un'onda di piena.

Il monitoraggio del fenomeno non è generalmente possibile nel caso di crolli diffusi, a causa della numerosità dei possibili volumi instabili. È possibile invece monitorare gli spostamenti di singoli elementi lapidei, ben definiti in geometria e posizione, ma è complessa la definizione di valori di soglia di attenzione ed allarme. La mitigazione del rischio ricorre usualmente alle opere di protezione, cioè interventi in grado di ridurre la probabilità che i blocchi distaccatisi dalle pareti possano raggiungere l'invaso (reti paramassi, rilevati paramassi, ecc.). In caso di crollo di singoli blocchi, qualora sia possibile definire in dettaglio la loro geometria e le caratteristiche meccaniche, è possibile intervenire con opere di prevenzione in grado di prevenire il distacco (interventi in parete).

Colate detritiche

Questi fenomeni sono generati dalla perdita di stabilità di depositi di materiale granulare ad opera dell'acqua, con conseguente formazione di un flusso in movimento. Le colate detritiche si configurano come un flusso incanalato di materiale detritico saturo non plastico (indice di plasticità PI<5%), da rapido ad estremamente rapido (0.05-20 m/s). I materiali coinvolti variano dall'argilla a massi anche di alcuni metri di diametro, con possibile presenza di materiale organico.

La colata può raggiungere distanze dal punto di innesco anche molto elevate, in relazione alle caratteristiche dell'impluvio e sono disponibili metodi di calcolo per la previsione delle aree di potenziale invasione.

Le colate detritiche sono fenomeni estremamente rapidi e si manifestano spesso con trasporti solidi molto importanti in termini volumetrici. L'innesco dei fenomeni dipende dalla geometria dell'impluvio e nella maggioranza dei casi i fenomeni sono legati ad eventi piovosi di particolare entità.

I potenziali effetti nocivi dell'impatto delle colate sulle strutture sono: danneggiamento dell'opera di ritenuta con effetti sulla stabilità globale, danneggiamento locale dell'opera di ritenuta e delle opere di impermeabilizzazione; danneggiamento o distruzione delle opere accessorie; ostruzione o danneggiamento delle strade di accesso, invasione del bacino di invaso con riduzione del suo volume, possibilità di un innesco di un'onda di piena, intorbidimento dell'acqua con aumento della porzione fine del terreno in sospensione.

Il monitoraggio diretto dell'innesco del fenomeno non è generalmente possibile ma, considerando che esso è spesso legato all'azione della piovosità, è possibile monitorare tale fattore, definire delle condizioni predisponenti l'innesco e, conseguentemente, individuando delle soglie di attenzione. È anche possibile monitorare la colata nel suo movimento lungo l'impluvio con tecniche finalizzate all' allertamento.

La mitigazione del rischio è usualmente effettuata con opere di protezione poste lungo l'impluvio (per esempio briglie) o opere di contenimento alla base del pendio, prima che una potenziale colata possa raggiungere l'invaso.

Frane per scivolamento

Volumi di terra o roccia altamente fratturata possono instabilizzarsi per scivolamento, lungo superfici di debolezza quali, per esempio, faglie o contatti tra strati di diverse caratteristiche meccaniche o idrauliche.

Il movimento può essere lento o veloce a seconda delle caratteristiche meccaniche dei terreni e dalla morfologia del versante. Gli scivolamenti sono spesso innescati da eventi piovosi di particolare entità, eventi sismici o riattivazioni di dissesti in atto o quiescenti.

Questo tipo di dissesto può danneggiare l'opera di ritenuta, qualora interessi le spalle del rilevato innescando un processo di scalzamento, creare danni o distruzione delle opere accessorie, ostruire o danneggiare le strade di accesso, invadere il bacino di invaso con riduzione del suo volume, indurre l'innesco di un'onda di piena e intorbidimento dell'acqua con aumento della porzione fine in sospensione.

Il monitoraggio dell'innesco del fenomeno è generalmente possibile mediante tecniche ben consolidate di monitoraggio degli spostamenti superficiali (per esempio con tecniche

topografiche) o profondi (inclinometri, per esempio) e del livello della falda (piezometri). Data la netta relazione tra cause innescanti e movimento del volume in frana, è solitamente possibile definire valori soglia di spostamento e correlarli con l'intensità delle precipitazioni.

La mitigazione del rischio è usualmente effettuata con interventi di drenaggio e strutturali (muri di contenimento, per esempio).

Dissesti delle coltri superficiali

Si tratta dell'instabilità di strati superficiali di terreno, usualmente di potenza limitata. Talora questo tipo di dissesti evolve o è sorgente di colate detritiche. Il movimento può essere lento o veloce a seconda delle caratteristiche meccaniche dei terreni e dalla geometria del versante.

L'innesco dei fenomeni dipende dalla geometria del pendio e, spesso, da eventi piovosi di particolare entità.

Gli effetti di questo tipo di frana sulle strutture sono simili a quelli delle frane per scivolamento, ma meno impattanti in ragione del minor volume di terreno mobilitato.

Per mitigare tale tipologia di dissesto si ricorre a interventi di stabilizzazione locale, anche mediante tecniche di ingegneria naturalistica.

Valanghe di roccia

Questi fenomeni sono simili per genesi a quelli già descritti nel caso della caduta massi ma interessano complessivamente volumetrie più importanti che interagiscono fra loro durante il moto verso valle.

Le considerazioni complessive sono simili a quelle fatte per i crolli in roccia diffusi, ma l'invasione dell'invaso con riduzione della sua capacità e la possibilità di innesco di un'onda di piena diventano effetti rilevanti.

Deformazioni gravitative profonde di versante

Si tratta di mobilitazioni di grandissime volumetrie che interessano interi versanti, con dimensioni dell'ordine spesso di alcuni Mm^3.

Sono fenomeni complessi con superfici di scivolamento multiple e molto profonde, non facilmente individuabili. Sono fenomeni profondi lenti o molto lenti, che solitamente inducono frane di altro tipo in superficie (crolli, scivolamenti, ecc.).

In aree dove siano presenti queste tipologie di frana, occorre evitare la costruzione di invasi.

Instabilità sotterranee

Si tratta di instabilità generalmente legate alla presenza di formazioni carsiche o di sacche di gesso che, a seguito di rottura o dissoluzione, possono causare instabilità in superficie. Anche il fenomeno di suffusione (erosione interna che interessa un materiale sciolto eterogeneo) può influire su tali instabilità. Le potenziali perdite dal bacino aumentano questo rischio. Nel caso dei fenomeni di suffusione, la presenza di instabilità sotterranee può assumere diverse forme, come imbuti di ablazione o doline, che danno origine, a valle, a emergenze localizzate di acqua. Per individuarle è necessario prestare attenzione agli indizi di cedimenti o ai cedimenti visibili sui terreni di copertura.

Le instabilità sotterranee legate al carsismo possono essere individuate da affioramenti di calcari massivi, forme di doline e dalla presenza di campi solcati (o campi carreggiati o karren). La presenza di gesso può essere identificata dalla presenza di carniole, dall'aspetto vacuolare giallastro che formano rilievi ruiniformi.

Presenza di permafrost

La presenza di permafrost (ad esempio un rockglacier) in un sito preso in considerazione per la costruzione di un bacino di raccolta in quota comporta l'esclusione di tale sito. Infatti, la realizzazione di un bacino sopra uno strato di permafrost causerebbe il riscaldamento del ghiaccio e indurrebbe un sovraccarico significativo, provocando l'accelerazione dello scioglimento e possibili cedimenti e instabilità che possono portare la diga al collasso nel lungo periodo.

La presenza di permafrost deve essere ricercata con attenzione nei siti ad alta quota (>2000 m) e sui versanti esposti a Nord.

2.3 Rischio sismico

La valutazione del rischio sismico per le dighe costituisce una delle fasi più critiche nell'ambito della progettazione e verifica di queste opere infrastrutturali di rilevante interesse pubblico. A causa dell'elevato potenziale di danno che il cedimento di una diga può provocare a valle, in termini di vite umane, beni economici e danni ambientali, la normativa europea e nazionale impone procedure di analisi sismica particolarmente rigorose, con livelli di protezione nettamente superiori rispetto alle ordinarie opere civili.

L'impostazione del calcolo sismico per le dighe in ambito europeo fa riferimento all'Eurocodice 8 (EN 1998), in particolare alla Parte 1 (EN 1998-1) per i principi generali e alla Parte 5 (EN 1998-5) per le fondazioni, le strutture di ritenzione e le opere geotecniche. Per le grandi dighe, trovano applicazione anche le linee guida specifiche ICOLD (International Commission on Large Dams) e le normative nazionali di attuazione, che in Italia sono rappresentate dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dalle circolari applicative del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Pericoli specifici delle aree montane

Nei casi in cui l'opera di ritenuta sia costruita in area montana, la scelta della sua ubicazione e la successiva progettazione deve tenere conto di alcuni fattori aggiuntivi, specifici di tale ambiente, descritti nel seguito.

Instabilità del manto nevoso

La neve depositata al suolo subisce, in funzione delle variazioni di temperatura e delle pressioni agenti, dei rapidi metamorfismi che ne alterano le caratteristiche fisiche e meccaniche. Tra differenti strati di deposizione si possono generare i cosiddetti strati deboli, ovvero superfici di debolezza che possono essere sede di instabilità del manto nevoso per scivolamento. A seconda della tipologia di neve (contenuto di acqua, densità, ecc.), le valanghe possono essere radenti, cioè a contatto con la superficie, o nubiformi, usualmente costituite da neve asciutta. In entrambi i casi si tratta di volumi di materiale che, analogamente ai fenomeni franosi, possono instabilizzarsi e muoversi verso valle, impattando il bacino idrico,

l'opera di ritenuta e le opere accessorie. L'impatto può generare effetti diretti, danneggiando i componenti dell'opera di ritenuta, oppure indiretti, come l'innalzamento del livello di invaso o la generazione di un'onda nel bacino. L'impatto può essere stimato tramite modellazione del moto della valanga e i metodi usualmente utilizzati allo scopo derivano dalla meccanica dei fluidi viscosi.

Per mitigare il rischio di valanga si ricorre a strutture da posizionare in parete nell'area di distacco al fine di trattenere il manto nevoso (ponti da neve, ombrelli da neve, ecc,) o controllare il flusso di deposizione della neve (deflettori, frangivento, ecc.), o a opere di difesa da installare nella zona di scorrimento o arresto della valanga (deviatori, cunei frenanti, barriere di intercettazione, ecc.) per ridurne la velocità e la distanza di arresto o deviarne il percorso.

Azione di ghiaccio e neve

Lo strato di neve depositato sull'opera di ritenuta, così come il ghiaccio, possono generare sollecitazioni di taglio non trascurabili, indotte dal lento movimento e dalla elevata capacità di trascinamento degli stessi, dovuta all'interconnessione con il materiale di cui il rilevato è costituito. Tale processo può inoltre deteriorare l'eventuale rivestimento della parete di monte e, ove presente, la geomembrana di impermeabilizzazione. In ogni caso, ghiaccio e neve sono da considerarsi quali sovraccarichi sul rilevato. Inoltre, le lastre di ghiaccio eventualmente formate sulla superficie del bacino idrico possono, muovendosi, impattare il rilevato configurandosi come sollecitazioni addizionali.

La formazione di ghiaccio superficiale sui versanti che costituiscono l'invaso, ostacolando il flusso di eventuale acqua verso l'esterno, può inoltre indurre delle sovrapressioni idrauliche all'interno dell'ammasso, con conseguente riduzione della stabilità.

Basse temperature nelle fasi costruttive

La bassa temperatura può influenzare in modo rilevante le fasi costruttive di una diga in terra, soprattutto durante le operazioni di scavo, trasporto e compattazione dei materiali. Quando il terreno è gelato o parzialmente congelato, diventa più difficile da lavorare e da compattare correttamente, con il rischio di ottenere strati meno omogenei e con densità insufficiente. Inoltre, il gelo può provocare la formazione di ghiaccio nei pori del terreno, che durante il disgelo genera variazioni di volume e perdita di stabilità negli strati già posati. Per questo motivo, nelle costruzioni di dighe in terra è spesso necessario sospendere o limitare alcune lavorazioni durante i periodi di freddo intenso oppure adottare misure specifiche per proteggere i materiali e garantire una corretta compattazione.

Radiazioni UV

Le radiazioni UV sono in generale più intense in ambiente montano. Inoltre, la neve e il ghiaccio possono riflettere una parte della radiazione solare, aumentando ulteriormente l'esposizione complessiva ai raggi UV. Tale azione contribuisce al degrado dei materiali utilizzati per il rivestimento del paramento di monte di una diga in terra, soprattutto quando sono presenti componenti polimerici o bituminosi. L'esposizione prolungata alla radiazione solare provoca fenomeni di invecchiamento, come perdita di elasticità, indurimento e formazione di microfessure. Con il tempo, questi processi possono ridurre la capacità del rivestimento di garantire impermeabilità e protezione dall'erosione causata dall'acqua del bacino e dal moto ondoso. Per questo motivo, nella progettazione e manutenzione delle dighe in quota è importante utilizzare materiali resistenti alle radiazioni UV o prevedere adeguate soluzioni protettive che ne limitino l'esposizione diretta.

Studio dell'onda di dam-break

Principi generali

Con il termine dam-break si indica l'evento di collasso totale o parziale di uno sbarramento con conseguente rilascio rapido dell'acqua invasata e della risultante onda di piena che si propaga a valle. Dal punto di vista della pericolosità idraulica, l'onda di dam-break si caratterizza in genere per i) tempi di arrivo ridotti, ii) valori elevati di velocità e altezza d'acqua e iii) forte non stazionarietà (variazioni rapide nel tempo).

La letteratura evidenzia come le banche dati globali siano spesso sbilanciate sulle grandi dighe, mentre le dighe piccole sono numericamente molto più numerose e, in diversi contesti, mostrano tassi di guasto relativamente più elevati. Il Global Dam Tracker fornisce un esempio di database globale su decine di migliaia di dighe. In ambito statunitense, una sintesi NPDP delle rotture censite dal 1848 al 2017 mostra che la grande maggioranza dei casi riguarda dighe "piccole" (solo una frazione limitata supera soglie tipiche di classificazione come i 15 m di altezza).

Inoltre, la possibilità di variazioni nella frequenza/intensità degli eventi meteorologici estremi (e quindi dei carichi idrologici di progetto e delle condizioni di esercizio) è un elemento da considerare in analisi di rischio e resilienza.

Infine, qualsiasi deflusso derivante dalla rottura di una diga può caricarsi di materiale solido, e ciò è particolarmente rilevante nelle zone di montagna o pedemontane; pertanto, ciò riguarda in modo specifico i bacini idrici esaminati nella presente guida. I fenomeni torrentizi da temere sono di due tipi: i) i fenomeni di trasporto di materiale solido o ii) le colate detritiche.

Valutazione del rischio: probabilità, danno potenziale e vulnerabilità

Nella pratica ingegneristica e nella pianificazione di protezione civile, una formulazione operativa esprime il rischio come prodotto di *probabilità di occorrenza* e *danno atteso*:

$$R = P \cdot D$$

Equazione 4

dove il danno è espresso come:

$$D = D_p \cdot V$$

Equazione 5

con:

- P = probabilità che l'evento (rottura/cedimento) accada in un certo orizzonte temporale;
- D_p = danno potenziale (valore complessivo esposto: beni privati, attività, infrastrutture, patrimonio ambientale e culturale, ecc.);
- V = vulnerabilità, intesa come frazione del danno potenziale che si concretizza.

La stima rigorosa di può richiedere analisi complesse (tipologia edilizia, fragilità delle infrastrutture, distribuzione della popolazione e capacità di allerta/evacuazione). Tuttavia, per analisi preliminari o per uniformare procedure su grandi aree, è possibile impiegare curve

o regole semplificate che mettono in relazione la vulnerabilità con gli indicatori di intensità della piena, tipicamente delle leggi di potenza di altezza e velocità , denominate curve di danno, nella forma:

$$V = \alpha h^{\beta} u^{\gamma}$$

Equazione 6

Combinazioni frequenti sono (impulso per unità di area) o (potenza specifica). Data la natura non stazionaria i valori di e per un singolo bene/territorio esposto, il valore di di riferimento sarà quello di picco durante l'evento, limitato superiormente a 1.

Da qui discende una catena logica standard nelle analisi di dam-break:

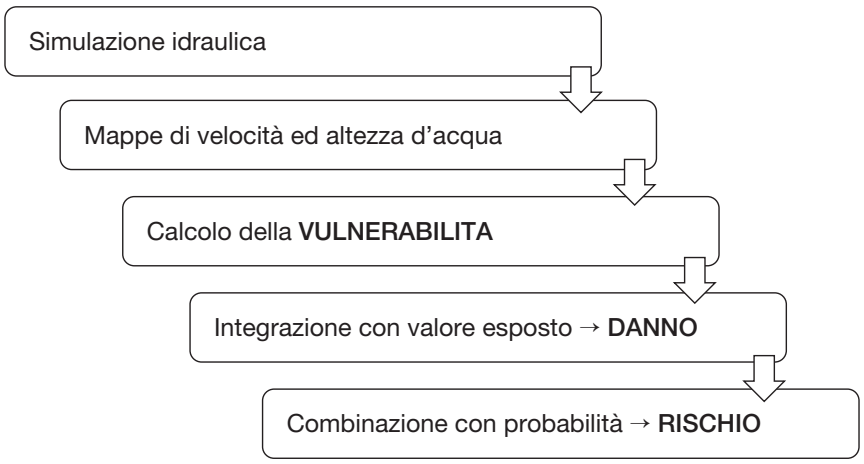


***Figura 2**: Catena logica standard nelle analisi di dam-break.*

Cenni teorici senza trasporto solido intenso

Soluzioni analitiche

Le soluzioni analitiche del problema di *dam-break* rappresentano riferimenti fondamentali per comprendere la fisica dell'onda di piena. La soluzione classica di Ritter descrive la rottura istantanea con letto asciutto a valle, canale piano e molto largo e attrito trascurabile: fornisce un quadro "inviscido" utile come benchmark di base e come limite superiore della rapidità di propagazione. Contributi successivi hanno esteso la soluzione analitica per includere l'effetto della scabrezza (Dressler 1952, Whitham 1955). In generale, queste soluzioni sono applicabili a scenari molto ideali (geometrie semplici, parametri costanti, rottura istantanea) e quindi raramente rappresentano direttamente casi reali, ma restano preziose come casi test e come guida qualitativa per interpretare l'influenza di battente, attrito e condizioni a valle sulla dinamica dell'onda.

Formule empiriche per la portata di picco in uscita

Nelle analisi di dam-break esistono formule empiriche di letteratura per la portata di picco, principalmente pensate per stime rapide e screening oppure per assegnare un ordine di grandezza iniziale ai parametri di breccia. Un compendio di relazioni classiche (con unità SI) è riportato di seguito.

Dove è l'altezza d'acqua sopra la quota di fondo breccia al momento del collasso (m) e è il volume d'acqua "efficace" associato al collasso (m^3), con definizioni che possono variare tra autori e dataset.

Kirkpatrick (1977) (best-fit su casi di dighe in terra)	$Q_p = 2.681 H_w^{2.302} + 52$
USBR (1982) (best-fit, in funzione del battente)	$Q_p = 1.19 H_w^{1.85}$
Evans (1986) (best-fit, in funzione del volume)	$Q_p = 0.72 V_w^{0.53}$
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984) (best-fit, "dam factor"):	$Q_p = 1.154 \left(H_w V_w\right)^{0.412}$
Froehlich (1995) (best-fit, combina volume e battente)	$Q_p = 1.154 \left(H_w V_w\right)^{0.412}$

Queste relazioni derivano da dataset eterogenei (materiali, meccanismi di collasso, condizioni idrologiche), e hanno incertezze elevate. L'intervallo di validità (dimensioni diga/serbatoio) può essere limitato e la portata di picco non descrive da sola la pericolosità: servono anche durata, volume rilasciato ed evoluzione nel tempo. Per questo nelle procedure moderne si preferisce generare un idrogramma coerente mediante modelli di breccia.

Modelli numerici: 1D SWE, 2D SWE e modelli avanzati

Le soluzioni analitiche (Ritter, Dressler, ecc.) e le formule empiriche per sono preziose per comprensione e controlli, ma non bastano quando:

- la valle è irregolare e complessa (floodplain, aree urbane, infrastrutture, variazioni di pendenza e larghezza);
- la scabrezza è altamente variabile (vegetazione, edifici, colture);
- si devono produrre mappe spaziali di pericolosità (h, u nel tempo) e non solo grandezze puntuali;
- è necessario valutare scenari multipli e fare analisi di sensibilità/uncertainty.

Per questi motivi, l'approccio standard è:

1. definire lo scenario di collasso e generare un idrogramma in uscita alla diga (modello di breccia-serbatoio);
2. propagare a valle con un modello idrodinamico;
3. derivare mappe di vulnerabilità, danno e rischio.

Modelli 1D (Saint-Venant 1D – es. HEC-RAS 1D)

I modelli 1D risolvono le equazioni di moto lungo l'asse principale del corso d'acqua usando sezioni trasversali. Sono rapidi e robusti, ma l'ipotesi 1D diventa critica quando:

- l'esondazione coinvolge ampie piane alluvionali;
- i percorsi di deflusso sono multipli (biforcazioni, aree urbanizzate);
- la direzione del moto non è quasi-parallela all'asse fluviale.

In pratica, risultano spesso appropriati per alvei incisi e vallate strette, dove la piena rimane confinata e la componente laterale è secondaria.

Modelli 2D depth-averaged (SWE 2D – es. HEC-RAS 2D)

I modelli 2D mediati sulla profondità, o *shallow water equations* (SWE 2D), rappresentano oggi un compromesso molto efficace per uso ingegneristico:

- costo computazionale relativamente contenuto;
- output spaziale completo (mappe di h, u nel tempo);
- buona capacità di rappresentare espansioni laterali e percorsi complessi.

Sono anche il "minimo" operativo quando si devono produrre carte di pericolosità su aree estese (protezione civile, pianificazione territoriale).

Spesso modelli SWE 2D (o 1D) necessitano di una condizione al contorno in ingresso al nodo diga: tipicamente un idrogramma (e/o un'evoluzione del livello) deve essere accoppiato, direttamente o indirettamente, a un modello di breccia.

Modelli 3D e ad alta fedeltà (RANS/LES, multifase, SPH, DES/DNS)

Il dam-break è intrinsecamente un fenomeno 3D, soprattutto nel *near field* (getto, separazioni, forti gradienti verticali, impatti su strutture, aria inglobata). Per queste ragioni, in ambito di ricerca o per casi speciali si usano:

- modelli 3D RANS o LES;
- modelli multifase (acqua-aria, spesso con VOF);
- metodi lagrangiani tipo SPH;
- più raramente, per casi accademici DES/DNS.

Questi modelli possono riprodurre meglio impatti e dettagli locali, ma hanno costi computazionali elevati, richiedono dati di input e calibrazioni più complesse e sono spesso poco pratici per campagne di scenario su grandi domini.

Per applicazioni standard di ingegneria idraulica e protezione civile, modelli 1D o 2D (es HECRAS) rappresentano la base minima; modelli 3D si giustificano soprattutto per analisi locali (zona diga, impatti, infrastrutture critiche) o per ricerca/validazione.

Portata attraverso la breccia: idraulica e modelli di evoluzione della breccia

Pur manifestandosi sempre in tempi rapidi è possibile distinguere tra eventi di collasso istantaneo (ad esempio per collasso strutturale di una porzione di diga in calcestruzzo) oppure progressivo (tipico di dighe in terra, per erosione da overtopping o piping). Per fornire ai modelli SWE una condizione al contorno realistica, occorre modellare l'efflusso dalla breccia e l'evoluzione del livello nel serbatoio. Le procedure operative richiedono la scelta di: geometria finale (o evolutiva) della breccia, tempo di formazione, coefficienti di efflusso, e meccanismo (overtopping vs piping). Di seguito si distinguono i due casi principali.

Breccia "fissa" e istantanea (tipica di dighe in calcestruzzo)

Per dighe in calcestruzzo (o rotture localizzate tipo crollo di un concio), una schematizzazione frequente è una breccia rettangolare di larghezza , o di geometria , formatasi istantaneamente e poi "costante" nel tempo. In questo caso l'efflusso può essere stimato con semplici ipotesi di conservazione dell'energia e continuità:

$$Q(H) = \int_{z_0}^{H} C_c b(z)\sqrt{2g(H(t)-z)}dz$$

$$Q(H) = -\frac{dV_w(H)}{dt} = -\frac{dV_w(H)}{dH}\frac{dH}{dt}$$

Equazione 7

Dove è il livello nel serbatoio, è la quota del fondo della breccia, è un coefficiente per tenere conto degli effetti di vena contratta e è la curva di invaso del serbatoio.

Breccia che evolve nel tempo (tipica di dighe in terra: overtopping/piping)

Per dighe in terra, la breccia è in genere dipendente dal tempo : si allarga e approfondisce per erosione, con tassi controllati da idraulica locale, erodibilità del materiale, eventuali protezioni, presenza di nucleo/zonature e meccanismo di innesco (overtopping vs piping).

In questo caso, l'idraulica di efflusso deve essere accoppiata a un modello di evoluzione geometrica.

Una classificazione utile dei modelli di evoluzione della breccia distingue:

- modelli parametrici: Si impone una crescita "prescritta" della breccia (ad es. trapezia) da una geometria iniziale a una finale in un tempo di formazione;
- modelli semi-fisici / fisicamente basati: Simulano esplicitamente l'erosione della diga e quindi la crescita della breccia usando leggi di idraulica + erosione/trasporto solido e, talvolta, elementi geotecnici. Esempi annoverano: BREACH (Fread), DAMBRK (NWS), HR BREACH (HR Wallingford) e WinDAM (USDA-NRCS).

Fenomeni torrentizi che possono essere generati dall'onda di rottura

Qualsiasi deflusso derivante dalla rottura di una diga può caricarsi di sedimenti a causa dell'erosione, con un'intensità che dipende fortemente dalla pendenza del terreno. Ciò riguarda quindi in particolare i bacini di montagna o di pianura esaminati nella presente guida. Inoltre, i materiali solidi possono provenire anche dall'erosione della diga stessa. I fenomeni torrentizi da temere appartengono a due categorie principali: i) i fenomeni di trasporto di sedimenti e ii) le colate detritiche, con fenomeni intermedi evidenziati dai lavori del WP5.3 del progetto BECCA.

Un deflusso con trasporto di materiale solido presenta un carattere chiaramente bifasico (acqua e materiale solido sono presenti in due fasi ben distinte). La sua concentrazione di materiale solido dipende direttamente dalla pendenza, ma raramente supera il 20-30% in volume. Il volume totale del deflusso generato dalla rottura di un bacino di contenimento potrà aumentare in proporzione al volume d'acqua immagazzinato. I danni causati da tali deflussi derivano principalmente: i) dall'incisione del letto del fiume, che riduce la capacità idraulica e provoca straripamenti e deviazioni del corso d'acqua, e ii) da incisioni longitudinali o erosioni delle sponde che possono minare le fondamenta di infrastrutture, quali ponti, o di opere di protezione quali argini, provocandone il crollo. Ai fini degli studi di rischio, questi fenomeni possono essere analizzati in particolare grazie a modelli di propagazione idraulica come quelli presentati al paragrafo "Cenni teorici", integrati da un calcolo del trasporto di materiale solido e dell'adattamento del fondo del corso d'acqua (cfr. esempio WP4.2 del progetto BECCA).

Una colata detritica, nonostante l'elevata concentrazione (dal 50 all'80% in volume), è un fenomeno caratterizzato dalla rapida propagazione di una miscela di acqua e materiale solido, dall'aspetto monofasico e che spesso contiene massi. A causa dell'elevatissima concentrazione del fenomeno, il rilascio di un volume d'acqua dovuto alla rottura di una diga può dare origine a una colata torrenziale con un volume fino a 4-5 volte superiore (un rapporto di volume di questo tipo è stato osservato in particolare durante la catastrofe di Tête Rousse del luglio 1892). A causa della sua concentrazione, della sua velocità e della presenza di blocchi di grandi dimensioni sul fronte d'onda, una colata torrenziale presenta un altissimo potere distruttivo per impatto. Ai fini degli studi di rischio, le colate torrenziali devono essere analizzate con strumenti e metodi specifici per questo fenomeno.

Data la diversità delle conseguenze e, in particolare, l'estrema potenza distruttiva delle colate detritiche, è fondamentale, per un determinato sito, valutare correttamente la natura dei fenomeni che potrebbero colpirlo in caso di rottura. Ciò determina, in particolare, l'impiego di metodi e strumenti di modellizzazione adeguati per condurre la valutazione dei rischi indotti a valle del bacino di contenimento. Il documento finale del WP5.3 del progetto BECCA tratta specificamente un approccio di valutazione della natura dei fenomeni torrentizi che possono essere generati dalla rottura di una diga.

Da un punto di vista pratico, il trasporto di materiale solido tramite trascinamento può verificarsi anche su pendenze lievi e deve quindi essere preso in considerazione nella maggior parte degli studi sulle onde di rottura dei bacini di altitudine o di pianura.

La formazione di colate torrenziali richiede condizioni particolari e più complesse da analizzare. Il documento finale del WP5.3 del progetto BECCA conclude che le condizioni necessarie, ma non necessariamente sufficienti, per la formazione di una colata torrentizia in caso di rottura di un bacino di contenimento sono:

- Pendenze sufficientemente ripide (superiori al 30%) nella zona di innesco;
- Un volume d'acqua sufficientemente consistente (superiore a qualche migliaio di m^3);
- Una grande quantità di materiale erodibile lungo il percorso del deflusso.

Se si ipotizza la possibile occorrenza di una colata detritica, è necessario, ai fini di un'analisi esaustiva del rischio, prendere in considerazione i due seguenti scenari:

- Propagazione di un'onda di sommersione con trasporto di materiale solido per trascinamento;
- Formazione e propagazione di una colata torrenziale.

In ogni caso, gli studi di rischio che includono fenomeni torrentizi richiedono competenze specifiche e devono essere condotti da ingegneri specializzati con sufficiente esperienza in questi fenomeni complessi.

CAPITOLO 3

Progettazione e realizzazione di nuovi sbarramenti di piccole e medie dimensioni in materiale sciolto



Nel presente capitolo sono fornite alcune indicazioni relative alla progettazione e alla costruzione di nuovi invasi collinari e montani in terra, in area transfrontaliera Francia-Italia. Si tratta di opere di piccola e media dimensione, situate a media e alta quota. Il loro approvvigionamento idrico avviene per lo più mediante pompaggio o tramite derivazione di corsi d'acqua (fiumi o ruscelli).

Tipologie di piccole e medie opere di sbarramento in materiale sciolto

Per le piccole e medie opere di ritenuta collinari o d'alta quota, la scelta della diga in materiale sciolto (terra o roccia) può essere preferibile all'opera in calcestruzzo per i motivi che seguono:

- a differenza delle dighe tradizionali, gli sbarramenti d'alta quota o situati in zone pedemontane si realizzano spesso in corrispondenza di terrazzi naturali e la realizzazione del bacino di ritenuta richiede lo scavo e/o il sovralzo di gran parte del suo perimetro. Questo rende la diga in materiale sciolto la soluzione più adatta;
- è difficile produrre o trasportare calcestruzzo in media o alta quota, in siti spesso di difficile accesso. Inoltre, l'integrazione ambientale delle dighe in materiale sciolto è migliore rispetto alle dighe in calcestruzzo;
- nelle zone pedemontane o montane, i suoli di fondazione presentano spesso condizioni difficili per la costruzione di dighe rigide a gravità o ad arco. Nonostante l'ammasso roccioso sia di ottima qualità, ideale per le dighe ad arco e rigide, spesso i problemi sono originati da un'elevata fratturazione dell'ammasso roccioso, presenza di faglie e condizioni di instabilità dei versanti.

Gli sbarramenti trattati in questo capitolo sono realizzati in materiale sciolto, attraverso la tecnica "cut-and-fill" (scavo e riporto), consistente nello scavare una porzione del bacino al di sotto del livello naturale del terreno e riutilizzando il materiale scavato, opportunamente vagliato, per costruire il corpo dello sbarramento. Tale soluzione, oltre a garantire dei costi contenuti, consente di avere un basso impatto ambientale e un'integrazione paesaggistica nel contesto naturale circostante.Gli sbarramenti in materiale sciolto prevedono, in gran parte dei casi, l'impermeabilizzazione del rilevato tramite un sistema di impermeabilizzazione con geomembrana. La scelta di un'impermeabilizzazione artificiale con geomembrana è indicata quando sussistono le seguenti condizioni:

- la topografia e la geologia dei siti di realizzazione dello sbarramento impongono un'impermeabilizzazione generalizzata del bacino e del rilevato per il controllo delle perdite;
- i materiali disponibili in sito non sono sufficientemente impermeabili, a causa di una frazione insufficiente di fini nella loro composizione granulometrica;
- anche quando i materiali disponibili presentano un'adeguata composizione granulometrica, la loro elevata eterogeneità non garantisce un'uniforme impermeabilizzazione dell'intero bacino e del rilevato;
- il contenuto d'acqua dei materiali disponibili è molto eterogeneo, rendendo delicata l'esecuzione e il controllo della compattazione;
- il suolo di fondazione è costituito da rocce parzialmente solubili e/o soggette a erosione, richiedendo pertanto un'impermeabilizzazione generalizzata del bacino;
- in alta quota i fenomeni di gelo/disgelo possono provocare fessurazioni nel corpo del rilevato, dovute alla variazione di volume dell'eventuale acqua presente.

Caratterizzazione geologica e geotecnica

Le indagini geologiche e geotecniche e la caratterizzazione dei materiali sono fasi essenziali per la progettazione e la realizzazione di opere di sbarramento in terra, fornendo dati sul comportamento meccanico e idraulico del suolo nell'area di costruzione dell'invaso e del materiale con cui l'invaso stesso è costruito. Mediante analisi preliminari, indagini sul campo e prove di laboratorio, è così possibile creare il modello geotecnico che sarà alla base del progetto del sistema di ritenuta idraulica. È importante sottolineare che una corretta pianificazione delle indagini consente di ridurre l'incertezza geotecnica, ottimizzare la progettazione e limitare i rischi, sia durante la costruzione che nel corso della vita utile della diga.

Questo capitolo sintetizza le indagini geologiche e geotecniche usuali da effettuare nell'ambito del progetto di piccole e medie dighe, da adattare in funzione del sito considerato e del tipo di opera.

Analisi dei dati storici

La raccolta e l'analisi dei dati storici rappresenta un passaggio essenziale nelle fasi iniziali della progettazione e fornisce le basi per la scelta del sito di ubicazione del bacino e della tipologia di opera e per i successivi approfondimenti.

La raccolta dei dati storici deve considerare:

- dati geologici, relativi a:
  - litologia e caratteristiche stratigrafiche,
  - struttura e assetto tettonico,
  - morfologia e stabilità dei versanti,
  - sismicità e condizioni sismotettoniche;
- dati geotecnici, relativi a:
  - permeabilità dei terreni e delle rocce,
  - resistenza meccanica e deformabilità degli strati,
  - condizioni idrogeologiche e livello di falda,
  - predisposizione dei materiali a interventi di miglioramento e rinforzo.

Queste informazioni costituiscono la base per le analisi successive e devono essere integrate con dati rilevati in laboratorio e in sito, attraverso indagini geologiche e geotecniche, descritte nei capitoli seguenti.

Indagini geologiche

Le indagini geologiche sono fondamentali per garantire una progettazione accurata degli sbarramenti e l'opportuna sicurezza nella fase realizzativa e di esercizio del manufatto. L'analisi della storia geologica, la cartografia dettagliata e l'impiego di tecniche avanzate come il telerilevamento consentono di ridurre i rischi e di ottimizzare gli interventi ingegneristici.

Osservazione visiva

Consiste nell'effettuare un'osservazione visiva esperta (rilevamento) da parte di un geologo qualificato. L'obiettivo principale è completare e perfezionare le indagini realizzate durante lo studio geologico preliminare, identificando le caratteristiche generali del sito attraverso

l'osservazione diretta del terreno, la consultazione di carte geologiche, topografiche e di fotografie aeree. Il geologo esamina, su una scala di dettaglio (da 1/1.000 a 1/500), i fenomeni potenzialmente instabili, al fine di comprendere meglio i rischi geologici specifici del sito. Si concentra inoltre sulla descrizione precisa dei suoli e delle rocce.

Il geologo nomina e descrive i diversi strati visibili di suolo, annotando la loro omogeneità, eterogeneità e stimando il contenuto di argilla, elementi che forniscono indicazioni sulle proprietà di tali suoli (permeabilità, plasticità e sensibilità all'acqua). Analizza inoltre l'ammasso roccioso dal punto di vista litologico e procede al rilievo geomeccanico, raccogliendo dati sulle caratteristiche delle discontinuità ed evidenziando la presenza di discontinuità singolari (faglie, per esempio) e l'eventuale presenza di acqua.

Queste osservazioni permettono di redigere un primo quadro geologico del sito e di iniziare a identificare le zone che potrebbero presentare criticità per la costruzione della diga.

Cartografia geologica

La cartografia geologica è essenziale in tutte le fasi di progetto dell'opera. Essa è disponibile a scale differenti e deve essere scelta in base al livello di dettaglio richiesto. Consente di identificare la natura delle formazioni presenti nel substrato, le strutture geologiche (discontinuità, fratture, scistosità), idrogeologiche e geomorfologiche (frane attive, sospese, quiescenti, ecc.).

È indispensabile, inoltre, per individuare elementi critici come faglie, zone di taglio, diaclasi e strati deboli che potrebbero influenzare la stabilità della diga.

Rilievo topografico

Attraverso il rilievo topografico, possono essere geolocalizzate con precisione le formazioni geologiche osservate. In base alle esigenze progettuali, si possono distinguere due tipologie di rilievo:

- rilievo semplificato: permette di ottenere una prima valutazione morfologica del sito e di tracciare sezioni indicative lungo l'asse della diga, fornendo una stima preliminare del volume dell'invaso;
- rilievo standard: prevede la realizzazione di mappe dettagliate con misurazioni effettuate da tecnici specializzati e l'elaborazione dei dati tramite software specifici. Il prodotto è la base per la costruzione del modello geometrico su cui eseguire le verifiche di stabilità.

Fotogeologia

La fotogeologia sfrutta immagini aeree e satellitari per integrare le informazioni ottenute dalle mappe geologiche e dalle indagini dirette. Questa tecnica consente di analizzare il deterioramento delle formazioni rocciose dovuto agli agenti atmosferici, supportare lo studio idrologico del bacino e valutare la dinamica dei sedimenti trasportati dal fiume.

Rilievo geomeccanico

Il rilievo geomeccanico è indispensabile per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi. Esso deve fornire:

- dati qualitativi e quantitativi relativamente alle caratteristiche delle discontinuità che interessano l'ammasso roccioso, con riferimento alle Raccomandazioni della International Society for Rock Mechanics (ISRM): orientazione, spaziatura, persistenza, apertura, scabrezza, alterazione, resistenza di parete, materiale di riempimento;

- rilevamento di sorgenti e, in generale, delle condizioni idrauliche dell'ammasso;
- ogni informazione che consenta di assegnare in modo corretto una classe di qualità all'ammasso roccioso, secondo le più comuni classificazioni RMR, GSI e Q (in particolare, stima di RQD – rock quality designation).

Indagini geofisiche

Questa tipologia di indagini si basa sull'esecuzione di prove geofisiche che consentono di ottenere informazioni su:

- grado di omogeneità del sottosuolo;
- posizione e spessore degli strati a diversa densità, superficiali e profondi;
- profondità del substrato roccioso;
- presenza di faglie e discontinuità;
- presenza di cavità naturali;
- alcune caratteristiche meccaniche dei materiali, come i moduli elastici dinamici.

Le tecniche di prova principalmente usate sono le seguenti:

- tomografia sismica a rifrazione e riflessione, utilizzata per individuare stratigrafia, anomalie e caratteristiche di deformabilità in campo elastico dinamico del sottosuolo. Si basa sulla velocità di propagazione di onde elastiche opportunamente generate al suolo. La sismica a rifrazione consente di rilevare interfacce nette, come la superficie del substrato roccioso. È particolarmente utile per individuare faglie o zone di decompressione;
- prospezione elettrica, utilizzata principalmente per mappare formazioni geologiche semplici e per localizzare falde acquifere e flussi sotterranei, misurando la resistività del suolo, soggetto ad un campo elettrico;
- indagini mediante georadar (GPR), per l'esplorazione degli strati superficiali del sottosuolo attraverso l'utilizzo della riflessione di onde elettromagnetiche;
- magnetometria, per rilevare strutture litologiche con differenze significative di suscettibilità magnetica;
- microgravimetria, per rilevare eterogeneità di densità in siti a rischio di cavità (carsismo, dissoluzione di gesso, ecc.). In caso di anomalie, sono necessari sondaggi distruttivi per la caratterizzazione.

Le prove geofisiche sono eseguite in combinazione con le perforazioni di sondaggio per ricostruire in maniera accurata e continua il profilo stratigrafico dell'area in analisi.

Indagini geotecniche

Le indagini geotecniche, definite sulla base del modello geologico e delle caratteristiche dell'opera da costruire, consentono di ottenere informazioni quantitative sulle caratteristiche fisiche, meccaniche e idrauliche delle litologie interessate dall'opera di sbarramento. Tali dati consentono la costruzione del modello geotecnico, che è alla base della progettazione dell'opera.

Pozzi, trincee e gallerie esplorative

Le trincee esplorative possono essere utilizzate per la caratterizzazione dei siti ove costruire le dighe. Sono realizzate tipicamente mediante scavi con pale meccaniche e permettono

di stimare le caratteristiche geologiche e geotecniche dei siti di costruzione, consentendo di raccogliere una buona quantità di informazioni in breve tempo. Durante lo scavo della trincea è possibile rilevare le sezioni stratigrafiche del sottosuolo, mappando contestualmente le diverse tipologie di terreni e rocce lungo lo sviluppo della trincea stessa. È possibile, inoltre, ottenere indicazioni relative al livello di falda e valutare la permeabilità del sottosuolo mediante l'esecuzione di opportune prove.

Il progettista deve accuratamente valutare l'area di realizzazione delle trincee, seguendo delle linee di scavo che permettano di indagare efficacemente non solo l'area adiacente allo sbarramento, ma anche la zona del bacino dell'invaso.

I pozzi, generalmente scavati ad interasse di 15-20 metri, permettono di analizzare il bacino, i suoi versanti e la zona di estrazione dei materiali. Generalmente lo scavo interessa una profondità compresa tra 3 e 5 m per i terreni sciolti, in modo da poter fornire delle indicazioni sulla stratigrafia di superficie. Per i terreni rocciosi, l'indagine è limitata agli strati superficiali di alterazione.

I risultati ottenuti permettono di definire il programma dei sondaggi, se necessario.

Perforazioni e campionamenti

Le tecniche di perforazione con prelievo di campioni consentono di ricostruire la stratigrafia del sito, ottenere informazioni sul grado di fratturazione dell'ammasso roccioso (RQD, per esempio), individuare eventuali presenze di falda, recuperare campioni di materiale da sottoporre a prove di laboratorio, eseguire prove in sito e installare eventuali sistemi di monitoraggio. Tali informazioni sono indispensabili per la valutazione di dettaglio della stabilità del sito e la progettazione dell'opera di ritenuta e delle opere accessorie. I carotaggi possono essere eseguiti a distruzione di nucleo o con prelievo di campioni. Questi ultimi sono da privilegiare perché consentono di ottenere informazioni dettagliate su litologia, struttura, condizione idraulica dell'ammasso attraversato e, mediante il prelievo di campioni indisturbati, di quantificare i parametri meccanici e idraulici necessari per la costruzione del modello geotecnico.

I sondaggi distruttivi sono spesso utilizzati per la ricerca di cavità, zone comprimibili, rocce sensibili all'acqua (gesso, marna, ecc.) o per localizzare il substrato. Possono essere utilizzati anche per eseguire prove di permeabilità in situ (per esempio prove Lefranc o Lugeon – norme NF EN ISO 22282-2, UNI EN ISO 22282-2 e NF EN ISO 22282-3, UNI EN ISO 22282-3).

La posizione e la profondità delle perforazioni nel volume di interesse devono essere definite in base a osservazioni preliminari, col fine di costruire un profilo stratigrafico affidabile del sito. La tecnica di perforazione deve essere adeguata al tipo di suolo e alla necessità di recuperare campioni di materiale che possano poi essere analizzati in laboratorio. A tale riguardo occorre specificare il livello di qualità del campione, riferendosi a classificazioni riconosciute in letteratura (per esempio, Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – AGI 1997). Le norme di riferimento sono:

- UNI EN ISO 14689 – Identificazione, descrizione e classificazione delle rocce;
- NF P 94-410-3 – Rocce – Prove per determinare le proprietà fisiche delle rocce;
- UNI EN ISO 22475-1 – Principi tecnici per il campionamento del suolo, delle rocce e delle acque del sottosuolo;
- UNI EN ISO 19901-4 – Caratterizzazione del sito e pianificazione delle indagini geotecniche;
- NF P 94-500 – Missioni di ingegneria geotecnica - Classificazione e specifiche.

Tra le diverse tecniche di perforazione, le principali sono: sondaggi ad elica (terreni argillosi non cementati), sondaggi a percussione (terreni fini a bassa consistenza) e sondaggi a rotazione (qualsiasi tipo di terreno o roccia). Quest'ultima tecnica consente il recupero di campioni da sottoporre a prove di laboratorio.

Prove in situ

Le prove e le misurazioni in situ sono utili nelle diverse fasi di studio degli sbarramenti per ottenere informazioni sul materiale di fondazione e sul conseguente dimensionamento delle opere. Consentono di ottenere informazioni sulla risposta del terreno o delle rocce a diversi tipi di sollecitazioni, direttamente alla scala del sito. Queste prove forniscono informazioni preziose utili alle verifiche di stabilità e capacità portante, nonché sulla possibilità di stabilizzare i suoli di fondazione, consentendo di adattare il progetto della diga in base alla natura del terreno. In ogni caso, è importante tenere presente che i volumi di terreno interessati dalle prove in situ sono molto limitati rispetto a quelli che verranno coinvolti dalla diga. I dati ottenuti hanno quindi un valore locale.

Nel caso di terreni sciolti le prove più comuni sono:

- prove di penetrazione statica (CPT, CPTU – UNI EN ISO 22476-12, NF EN ISO 22476-12 o NF P 94-113 , ISO 22476-1, NF EN ISO 22476-1) o dinamica (SPT, DP – UNI EN ISO 22476-2, NF EN ISO 22476-2), per la stima preliminare speditiva delle caratteristiche di resistenza dei diversi strati che compongono il sottosuolo;
- prove pressiometriche e prove dilatometriche in foro (UNI EN ISO 22476-4, NF EN ISO 22476-4, UNI EN ISO 22476-5, NF EN ISO 22476-5, UNI EN ISO 22476-6, NF EN ISO 22476-6, UNI EN ISO 22476-8, NF EN ISO 22476-8, UNI EN ISO 22476-12 e NF EN ISO 22476-12), per la determinazione del modulo di deformabilità.

In ammassi rocciosi possono essere eseguite le seguenti prove (standard ISRM):

- prove con dilatometro e pressiometro in foro, prove con martinetti piatti e prove di carico su piastra, per la stima delle caratteristiche deformative dell'ammasso;
- prove di permeabilità in pozzetto superficiale o in foro di sondaggio (per esempio prova Lugeon).

Importante per le analisi tensio-deformative dei sistemi di ritenuta è la stima dello stato tensionale naturale dell'ammasso roccioso. A questo scopo si possono eseguire prove in sito, quali, ad esempio, la prova con martinetti piatti e quella di sovracarotaggio (standard ISRM).

Prove di laboratorio

Le indagini di laboratorio rappresentano un complemento fondamentale alle indagini geotecniche in situ. Attraverso l'esecuzione di test standardizzati è possibile determinare le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce, fornendo dati essenziali per la progettazione e la verifica della stabilità delle opere geotecniche.

Classificazione dei terreni e delle rocce

I sistemi di classificazione dei terreni e delle rocce sono definiti da normative e linee guida internazionali, come le ISO 14688-1 e ISO 14689, l'ASTM (American Society for Testing and Materials), i BS (British Standard), le DIN (German Standard) e le Linee Guida fornite dalla ISRM (International Society for Rock Mechanics). In ambito italiano, le principali normative di riferimento sono le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18), le quali forniscono

criteri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, e le relative raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI). In Francia, la guida GTR 2024 riguarda la prova di compattazione Proctor e le prove di identificazione; per le indagini geotecniche si adottano le NF P 94-500. La normativa Eurocodice 7 (NF EN 1997-1, UNI EN 1997-1) disciplina la progettazione geotecnica a livello europeo.

Le usuali prove di classificazione dei terreni sono:

- determinazione del contenuto d'acqua naturale (norma NF EN 1097-5, UNI EN 1097-5);
- determinazione dei limiti liquidi e plastici di Atterberg (norme NF EN ISO 17892-12, UNI EN ISO 17892-12);
- determinazione del peso specifico e indice dei vuoti;
- distribuzione granulometrica (norme NF EN ISO 17892-4, UNI EN ISO 17892-4);
- determinazione del valore a blu (VBS) (norme NF EN 17542-3, UNI EN 933-9).

Per le rocce, la classificazione comprende le prove seguenti (si fa riferimento ai Suggested Methods della ISRM):

- analisi mineralogica e petrografica;
- determinazione del contenuto d'acqua;
- determinazione della porosità;
- determinazione del potenziale di rigonfiamento;
- determinazione del contenuto in carbonati;
- bloccometria (NF EN 13383-1, UNI EN 13383-1 e NF EN 13383-2, UNI EN 13383-2).

Determinazione delle caratteristiche meccaniche

Le prove di caratterizzazione meccanica forniscono dati sulla resistenza e deformabilità del suolo interessato dall'opera (EN 1997-2).

Per i terreni, si eseguono:

- prove di compressione confinata (o triassiale), per la determinazione della resistenza a compressione, dei parametri elastici di deformabilità e dei parametri di resistenza (NF EN ISO 17892-9, UNI EN ISO 17892-9, NF P 94-070);
- prove di taglio diretto, per la valutazione dei parametri di resistenza a taglio (NF EN ISO 17892-10, UNI EN ISO 17892-10, NF P 94-071-2);
- prove di taglio in condizioni dinamiche (prova di taglio ciclica, prove di taglio torsionale ciclica, colonna risonante, bender element test), per la valutazione del modulo di taglio dinamico;
- prove edometriche, per la valutazione della compressibilità del terreno a deformazione laterale impedita (UNI EN ISO 17892-5);
- prove di compattazione Proctor (NF P 94-093, UNI EN 13286-2).

Per gli ammassi rocciosi, devono essere caratterizzati sia la roccia che le discontinuità.

Su roccia si eseguono (standard ISRM):

- prove di compressione non confinata (o monoassiale), per la determinazione della resistenza a compressione non confinata e dei parametri elastici di deformabilità;
- prove di compressione confinata (o triassiale), per la determinazione dei parametri di resistenza;

- prove di trazione indiretta (Brasiliana), per la valutazione della resistenza a trazione;
- prove di durezza e abrasività, fra le quali la prova Los Angeles (NF EN 1097-2, UNI EN 1097-2) la prova Deval (NF EN 1097-1, UNI EN 1097-1), la prova con martello di Schmidt, la prova Cherchar;
- prove di gelività (NF EN 12371, UNI EN 12371), per valutare la resistenza di pietre naturali ai cicli di gelo/disgelo;
- prove di frammentabilità (FR) (NF EN 17542-2, UNI EN 17542-2 e NF P 94-066), per valutare la capacità di una roccia di frammentarsi sotto sollecitazioni meccaniche;
- prove di degradabilità (DG) (NF EN 17542-1, UNI EN 17542-1 e NF P 94-067), per stimare la propensione di una roccia a degradarsi sotto l'effetto di cicli climatici (gelo, imbibizione-essiccamento) e di sollecitazioni meccaniche.

Per le rocce usate come aggregati per opere di protezione e scogliere si può fare anche riferimento al manuale Rock Manual (CIRIA et al., 2007).

Su discontinuità (standard ISRM):

- misura del grado di scabrezza, con stima dell'indice JRC (joint roughness coefficient);
- misura della resistenza a compressione delle pareti, con stima dell'indice JCS (joint compressive strength);
- prova di taglio diretto su discontinuità artificiale o naturale, liscia o scabra, per la determinazione della resistenza a taglio di base, di picco e residua.

Quando l'ammasso roccioso è modellato come un mezzo continuo equivalente, le sue caratteristiche di resistenza e deformabilità devono integrare le proprietà della roccia e delle discontinuità. Si utilizzano per questo scopo le classificazioni dell'ammasso roccioso RMR e GSI. La determinazione di RMR richiede anche la stima del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso RQD (rock quality designation), basata su indagini in fori di sondaggio o dati di rilievo geomeccanico.

Determinazione delle caratteristiche idrauliche

Nel caso dei terreni, le prove più usuali sono:

- prove di permeabilità a carico costante, nel caso di terreni a grana grossa;
- prove di permeabilità a carico variabile, nel caso di terreni a grana fine.

Nel caso degli ammassi rocciosi, le prove maggiormente utilizzate sono:

- prove di permeabilità in laboratorio, su campioni di roccia;
- misure della conducibilità idraulica delle discontinuità;
- analisi della porosità.

Nel caso in cui si debba stimare la permeabilità senza l'utilizzo di prove, ci si affida all'esperienza del progettista e alla letteratura di settore.

Relazione geologica e geotecnica – Modelli geologico e geotecnico

La relazione geologica e geotecnica deve sintetizzare i risultati delle indagini e prove, in sito e laboratorio, eseguite per caratterizzare i materiali del sito ove la diga deve essere costruita, e riportare la loro elaborazione e interpretazione. Prodotto finale e fondamentale è il modello

geologico e geotecnico, sulla base del quale procedere alla progettazione dell'intero sistema di ritenuta (diga, opere accessorie, eventuali opere di sistemazione dei versanti o interventi di miglioramento delle caratteristiche del suolo).

Essa deve includere:

- sezioni tipo del sottosuolo dell'area di progetto, caratterizzazione quantitativa di terreni e rocce che costituiscono il suolo di fondazione e i versanti interessati dal bacino, con specificazione dei parametri meccanici e idraulici necessari per la progettazione, e ogni altro elaborato grafico utile a rendere i risultati comprensibili e fruibili dal team di progettazione;
- indicazioni sulla condizione di stabilità dei versanti che interessano il bacino, indicando le caratteristiche delle eventuali instabilità che si possano verificare durante la vita utile del sistema di ritenuta e sulle strategie di prevenzione e/o protezione da attuare per la riduzione del rischio connesso a tali instabilità;
- indicazioni sugli interventi di miglioramento delle caratteristiche idrauliche del suolo di fondazione, ove necessari;
- indicazioni sulla tipologia e quantità di materiali riutilizzabili come riempimento e come strato di fondazione del corpo stradale.

Si sottolinea infine che ogni sito deve essere oggetto di uno studio specifico, poiché la complessità e la variabilità dell'ambiente naturale in aree montane e pedemontane non si presta a studi standardizzati. È necessario affrontare una grande variabilità di problematiche e spesso la validità dei modelli geologici e geotecnici è limitata localmente, potendo le condizioni variare radicalmente anche a breve distanza, con un impatto significativo sulle soluzioni costruttive da adottare.

Progettazione di piccoli e medi sbarramenti in terra

Il presente capitolo fornisce la procedura da seguire per la progettazione di piccoli e medi sbarramenti in terra, con riferimento alla normativa vigente. Si fa dunque riferimento a raccomandazioni e norme esistenti e in particolare: la guida CFBR 2015 "Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai", le guida Cemagref 2009 "Retenues d'altitude", il Decreto Ministeriale 2014 – "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta», le Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2018.

Scenari di progetto

In accordo con quanto suggerito dagli Eurocodici, la progettazione è condotta agli stati limite e prevede la definizione di scenari di progetto, ovvero l'insieme di azioni e condizioni di resistenza in cui la struttura potrebbe realmente trovarsi nel corso della sua vita utile e per le quali l'opera deve essere verificata. Gli scenari si riferiscono ad un determinato intervallo di tempo, durante il quale si assume che la distribuzione di tutti i dati rilevanti (come azioni e resistenze) rimanga costante.

Gli scenari di progetto possono essere classificati in diverse categorie, in funzione degli intervalli di tempo in cui i valori delle azioni e delle resistenze della struttura possono essere considerate costanti. Essi possono essere sintetizzati come segue:

- Scenario transitorio relativo alla fase costruttiva, in cui si analizza e verifica lo stato tensionale e deformativo in ciascuna fase significativa dell'avanzamento dei lavori. Questo scenario tiene conto delle sollecitazioni indotte dalla costruzione progressiva dell'opera, dal peso proprio e da eventuali carichi temporanei;

• Scenario transitorio alla fine della costruzione, con serbatoio vuoto: si valutano le sollecitazioni residue al termine della costruzione dell'opera e la sua stabilità complessiva, prima del riempimento del bacino;

• Scenario di serbatoio riempito al livello di massima regolazione: rappresenta la condizione ordinaria di esercizio con il livello dell'acqua massimo previsto. Qualora rilevanti, possono essere considerati anche livelli intermedi rappresentativi della normale operatività;

• Scenario di serbatoio riempito al livello del massimo invaso: si considera in caso di eventi eccezionali, come piene straordinarie. Serve a valutare il comportamento della diga nelle condizioni più gravose di invaso;

• Scenario eccezionale di inondazione: comprende tutte le situazioni di progetto comprese tra il livello normale di esercizio e il livello massimo ottenuto per la piena di progetto. In Francia, l'ordinanza tecnica del 6 agosto 2018 stabilisce la frequenza delle inondazioni in base alle dimensioni dell'opera. Gli sbarramenti trattati nella presente guida sono per lo più di classe C e il periodo corrispondente è quindi di 1000 anni. In Italia il Decreto Ministeriale 26/06/2014 fornisce indicazioni sui tempi di ritorno sulla base dei quali dimensionare gli scarichi di superficie della diga e sui franchi idraulici da garantire in caso di piena, a seconda delle caratteristiche strutturali e dimensionali della diga;

• Scenario eccezionale di alluvione: considera la situazione estrema di inondazione per la quale l'opera rischia di subire gravi danni per erosione del terrapieno, che possono portare rapidamente alla rottura. La situazione di alluvione estrema può derivare da un'inondazione estrema, oppure da una alluvione più debole combinata con un malfunzionamento dell'evacuatore delle inondazioni. In Francia, la situazione estrema di alluvione è indicata nell'ordinanza tecnica del 6 agosto 2018 che fissa la frequenza in funzione delle dimensioni dell'opera. Per le dighe qui trattate, il periodo della piena eccezionale è di 10.000 anni. Questa piena non deve portare ad alcuna fuoriuscita di acqua; In Italia sempre il Decreto Ministeriale 26/06/2014 fornisce indicazioni sulle modalità di effettuazione delle verifiche strutturali, idrauliche e tecniche sulle dighe e sbarramenti fluviali;

• Scenario transitorio di svuotamento rapido dell'invaso, allo scopo di verificare le condizioni di stabilità del paramento di monte dell'opera in condizioni di parziale saturazione. La verifica può essere omessa per dighe in calcestruzzo o nel caso in cui la tenuta idraulica sia affidata a un manto impermeabile sul paramento a monte, purché associato a un sistema drenante efficace e verificato;

• Scenario sismico: si verifica la stabilità dell'opera sotto l'azione del terremoto di progetto, in caso di impianti costruiti in zona sismica. Le verifiche nei confronti dell'azione sismica devono essere eseguite sia a serbatoio vuoto sia a serbatoio pieno al livello massimo di regolazione, includendo eventualmente anche livelli intermedi. La risposta sismica può influenzare significativamente la stabilità globale, la risposta idraulica e il comportamento degli ammassi di fondazione;

• Scenario accidentale in cui si considera l'azione dell'impatto diretto o indiretto di volumi di terra, roccia o neve instabilizzatisi dai versanti che sottendono il bacino, come frane o valanghe di neve;

• Scenario raro di guasto di una componente dell'opera, come: la perdita o il deterioramento significativo della capacità di drenaggio della rete; la perdita o il deterioramento significativo della sua impermeabilità; la perdita o il deterioramento di un altro componente importante per la sicurezza, da definire caso per caso;

• Scenario raro di danneggiamento del dispositivo di tenuta con geomembrana, come: lacerazione per scivolamento di eventuali blocchi di ghiaccio; difetti di collegamento della geomembrana con la struttura rigida; difetti localizzati della geomembrana.

Calcolo delle azioni

Nel seguito sono descritte le principali azioni da considerare nel progetto di sbarramenti in terra.

Peso proprio

L'azione dovuta alla forza di gravità deve essere calcolata facendo riferimento al volume e alla densità dei materiali che compongono il rilevato. Oltre al peso dello sbarramento occorre tenere in considerazione anche quello delle opere accessorie gravanti sullo sbarramento stesso.

Sollecitazioni idrauliche

Nel caso delle dighe impermeabilizzate con geomembrana, la normale condizione di esercizio non prevede l'infiltrazione di acqua nel rilevato. Nei rari casi di danneggiamento della geomembrana e/o del dispositivo di drenaggio, il progettista può dover considerare la possibilità di infiltrazione e valutare il campo di pressione interstiziale nel materiale del rilevato. In questo caso si evidenzia l'opportunità di considerare l'anisotropia di permeabilità nel materiale di riempimento del rilevato, inevitabile indipendentemente dalla qualità di realizzazione dello stesso. Si possono adottare rapporti k_h/k_v (permeabilità orizzontale/permeabilità verticale) compresi tra 10 e 100 a seconda dei materiali in uso.

La spinta idrostatica viene calcolata considerando la pressione esercitata dall'acqua sul paramento a monte della struttura. La distribuzione della pressione ha un andamento triangolare, con valore nullo in superficie e massimo sul fondo. La spinta risultante, corrispondente all'integrale della distribuzione delle pressioni, è applicata a 1/3 dell'altezza dello sbarramento, a partire dalla base. In condizioni sismiche occorre considerare la componente aggiuntiva dinamica della spinta idraulica indotta dal bacino a monte dello sbarramento.

Nel caso in cui sia possibile l'instabilità dei versanti che costituiscono il bacino, con collasso di volumi di terra o roccia all'interno del bacino stesso, occorre considerare l'azione dell'onda indotta. Tale onda può generare un sovraccarico temporaneo notevole sulla diga, il cui effetto dipende da diversi fattori, tra cui la massa franata, la profondità e la distanza dell'impatto dal corpo diga. La spinta generata dall'onda non segue la classica distribuzione idrostatica lungo l'altezza dell'opera: la sua distribuzione varia nel tempo e nello spazio e può consistere in una componente impulsiva (onda primaria) seguita da onde riflesse o di rifrazione (onde secondarie). È importante evidenziare che la determinazione della spinta risultante richiede l'adozione di modelli dinamici, anche semplificati, che tengano conto della forma e dell'energia dell'onda incidente. In alcuni casi si può ricorrere a distribuzioni equivalenti di carico idrodinamico di tipo impulsivo localizzato, ma la letteratura suggerisce approcci numerici per simulare più realisticamente l'interazione tra frana, bacino e sbarramento.

Nel caso di opere situate in zone soggette alla formazione di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, deve essere considerata la relativa spinta orizzontale. Il valore caratteristico può essere assunto pari ad una pressione di 150 kPa. La forza risultante sarà orizzontale e verrà applicata al paramento a contatto con il ghiaccio, a metà dell'altezza del blocco di ghiaccio.

In funzione delle caratteristiche di permeabilità del suolo di fondazione, occorre infine considerare l'eventuale spinta idraulica di sollevamento dovuta all'azione della pressione idraulica al di sotto della fondazione della diga.

Sollecitazione dovuta all'interramento

Il valore caratteristico della spinta dovuta all'accumulo di sedimenti nel bacino e contro lo sbarramento corrisponde al valore massimo stabilito in fase di progetto, in funzione del volume morto del serbatoio, della funzionalità degli organi di scarico e presa e delle caratteristiche del trasporto solido. Negli sbarramenti in terra, particolare attenzione deve essere posta a questo fenomeno, poiché può alterare il regime di filtrazione all'interno della struttura e favorire l'insorgere di sifonamento ed erosione interna (piping).

Sollecitazione sismica

Approccio Normativo Francese:

La mappa dei rischi sismici in Francia definisce cinque zone sismiche:

- Zona 1: sismicità molto bassa;
- Zona 2: bassa sismicità;
- Zona 3: sismicità moderata;
- Zona 4: sismicità da media a forte;
- Zona 5: elevata sismicità.

Nei dipartimenti francesi che confinano con l'Italia (arco franco-italiano), la zonizzazione sismica è essenzialmente di livello 4 o 3. Si tratta quindi di un'azione importante per il dimensionamento delle dighe.

Le dighe sono dimensionate per il terremoto SES (Safety Evaluation Earthquake), che rappresenta il massimo sisma atteso per il sito. L'obiettivo è garantire la stabilità complessiva ed evitare la rottura della struttura, anche in caso di gravi danni. Non è richiesto il mantenimento della funzionalità dell'opera.

Per la valutazione delle azioni sismiche, è possibile utilizzare l'approccio forfettario o approcci specifici, siano essi deterministici o probabilistici.

L'approccio standard consiste nel definire le componenti della sollecitazione sismica orizzontale e verticale a partire dall'accelerazione massima al bedrock (roccia di base). L'accelerazione è determinata in funzione della zona sismica (da 1 a 5) e della classe dell'opera (A, B, C), secondo la sua altezza, associando periodi di ritorno rispettivamente di 5000, 2500, 1000 e 500 anni. Le opere trattate nella presente guida sono generalmente di classe C e le corrispondenti accelerazioni da considerare sono riportate nella Tabella 1.

Zona sismica	Accelerazioni orizzontali per il SES (m/s^2)	Accelerazioni verticali per il SES (m/s^2)
1	0.5	0.5
2	0.9	0.8
3	1.4	1.3
4	2.0	1.8
5	3.5	2.8

***Tabella 1**: Accelerazioni da considerare secondo l'approccio normativo francese.*

Approccio Normativo Italiano

Le azioni sismiche di progetto vengono definite a partire dalla pericolosità sismica del sito. Le azioni sono definite in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero, su suolo rigido con superficie topografica orizzontale.

Per sbarramenti ubicati in aree dove, per un periodo di ritorno T_R=475 anni, il valore di accelerazione massima orizzontale è $a_g \geq 0.15g$, è necessario condurre lo studio sismotettonico del sito per determinare l'azione di progetto.

Il periodo di riferimento V_R viene definito in funzione della vita nominale dell'opera V_N e del coefficiente d'uso C_U, secondo l'equazione:

$$V_R = V_N C_U$$

In riferimento alle dighe di dimensioni contenute, con altezza che non supera i 15 m e con volume di invaso che non supera 1.000.000 m^3, la vita nominale è definita in funzione della tipologia di diga a cui ci si sta riferendo:

A. dighe di importanza strategica: dighe la cui funzionalità durante un evento sismico assume un rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile;

B. dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso: tutte le grandi dighe e le dighe così classificate nei regolamenti regionali;

C. dighe di importanza normale: tutte le dighe non appartenenti alle categorie A e B.

I valori di vita nominale e coefficienti d'uso sono riportati nella Tabella 2.

Categoria	V_N(anni)	C_U
A	≥100	2
B	≥50	1.5
C	≥50	1

***Tabella 2**: Vita nominale e coefficiente d'uso dell'opera, in funzione della sua categoria, secondo l'approccio normativo italiano.*

Per le dighe regionali situate nella Regione Piemonte si evidenzia l'art.7 (Classi d'uso) del regolamento regionale n.2/R del 09/03/2022 [Regolamento regionale recante: "Attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25 (Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49). Abrogazione del regolamento regionale 9 novembre 2004, n. 12/R e del regolamento regionale 29 gennaio 2008, n. 1/R."] che specifica che le "dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso" di competenza regionale sono solamente quelle classificate con rischio potenziale alto e di utilizzo per scopi idroelettrici o potabili, mentre le "dighe di importanza normale" di competenza regionale sono tutte le altre.

Per la definizione del "rischio potenziale alto" occorre fare riferimento alla normativa regionale piemontese di dettaglio; si tratta delle dighe di maggiori dimensioni (sia per altezza dello sbarramento che per volumetria) nonché quelle con pendenza di impluvio a valle maggiore e distanza da insediamenti umani minore.

Sollecitazione dinamica dovuta all'inerzia dell'acqua del serbatoio

L'azione di inerzia dell'acqua sullo sbarramento a seguito di un evento sismico può essere assimilata ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte della diga. Nel caso di sbarramento sufficientemente rigido vale:

$$p = a\rho c y_0$$

dove:

- a è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- p è la densità dell'acqua;
- y_o è la differenza tra la quota dell'acqua e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;
- il coefficiente $c = \frac{c_m}{2}\left[\frac{y}{y_0}\left(2-\frac{y}{y_0}\right)+\sqrt{\frac{y}{y_0}\left(2-\frac{y}{y_0}\right)}\right]$
- Il coefficiente $c_m = -0.0073\alpha+0.7412$; α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale. Per $\alpha \geq 60°$ si assume c_m=0.3.

Parametri geotecnici

La determinazione dei parametri geotecnici relativi al suolo costituente l'area di costruzione della diga e del bacino e al materiale stesso dello sbarramento, è fondamentale per la creazione del modello geotecnico, in base al quale verrà progettata l'opera.

Il modello geotecnico deve essere scelto e costruito in base al modo in cui si interpreta il suolo coinvolto dalla costruzione delle opere. Nel caso dei terreni, si può far riferimento ad un mezzo continuo, omogeneo o eterogeneo, isotropo o anisotropo. Nel caso di ammassi rocciosi, occorre distinguere i casi in cui il mezzo deve essere interpretato come continuo, continuo equivalente o discontinuo. Usualmente la distinzione è fatta in base alla risposta dell'ammasso stesso alla variazione di sollecitazioni indotte dalla costruzione dell'opera. In generale, quando il problema di instabilità è governato dal movimento di singoli blocchi di roccia lungo discontinuità o fratture, si assume un modello discontinuo; in caso di ammassi rocciosi molto fratturati o nel caso di sbarramenti in rockfill, la stabilità è correlabile al comportamento globale del materiale e si può assumere un modello continuo equivalente (i parametri tengono conto indirettamente delle discontinuità e fratture presenti). Il modello continuo è utilizzabile per la sola roccia non fratturata.

I principali parametri geotecnici necessari per le verifiche sono:

- peso per unità di volume umido γ_w, saturo γ_{sat} o secco γ_d;
- parametri di resistenza. Per i terreni: coesione in condizioni drenate e non drenate (c' e c_u, rispettivamente), angolo di resistenza a taglio. Per le rocce: parametri di Hoek e Brown (m_i e resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} della roccia intatta), indici di classificazione RMR e GSI per l'ammasso roccioso, angolo di attrito di base e indici JRC e JCS per le discontinuità;
- parametri di deformabilità e definizione del comportamento costitutivo del materiale. Per i terreni, in campo elastico (per bassi livelli deformativi il comportamento dei terreni può essere assunto elastico lineare): modulo di Young E, coefficiente di Poisson ν, modulo di taglio G, modulo di compressibilità volumetrica K. Per la roccia intatta: parametri elastici E e ν. Per le discontinuità: rigidezza a taglio K_t e normale K_n. Per l'ammasso roccioso, il modulo di deformabilità E_d è usualmente ottenuto mediante correlazioni empiriche con GSI mentre il coefficiente di Poisson è assunto pari a quello della roccia intatta. Ove possibile, E_d è ottenuto da prove in sito;
- parametri idraulici: permeabilità orizzontale e verticale, indice dei vuoti, grado di saturazione.

I parametri geotecnici sono introdotti nelle verifiche con i loro valori caratteristici (generalmente indicati con R_k), che verranno poi corretti in base ai coefficienti di sicurezza parziali opportuni. La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici adottati nel progetto deve essere accuratamente giustificata e motivata, soprattutto per i parametri sui quali l'incertezza è maggiore. Poiché i parametri geotecnici dei suoli sono caratterizzati da livelli più o meno elevati di incertezza epistemica, si consiglia di eseguire analisi di sensitività dei diversi parametri che entrano in una data verifica, al fine di individuare quelli dominanti.

La scelta dei parametri può basarsi su informazioni ottenute mediante: i) campagne di rilievi geologici e geotecnici, comprendenti prove di classificazione e di caratterizzazione possibilmente di laboratorio; ii) eventuale confronto dei dati ottenuti con dati esistenti relativi ad analoghi materiali, provenienti da siti vicini a quello di interesse o disponibili in letteratura (in questo caso i riferimenti bibliografici utilizzati devono essere opportunamente citati).

Importante considerare l'eventuale (usuale) eterogeneità dei suoli coinvolti nella costruzione del sistema di ritenuta, data l'elevata estensione dei volumi interessati.

Verifiche agli stati limite

Gli stati limite principali da verificare per la costruzione di dighe in materiale sciolto sono:

- scorrimento del rilevato lungo il piano di fondazione o una superficie interna;
- scorrimento della geomembrana di rivestimento o dello strato di copertura del rilevato;
- ribaltamento del rilevato;
- capacità portante e cedimenti del terreno di fondazione;
- stabilità globale del sistema rilevato-versante;
- stabilità interna del rilevato;
- stabilità del rilevato per erosione esterna dovuta al sormonto;
- suscettibilità alla liquefazione.

Verifica allo scorrimento del rilevato

In questa verifica si analizza la possibilità di scivolamento della diga lungo una superficie di rottura, che può trovarsi alla base della fondazione o all'interno della diga stessa. Si esamina il comportamento in presenza di forze orizzontali o sollecitazioni sismiche. La verifica consiste nel confrontare le forze resistenti e le forze che tendono a far scivolare la struttura. Le verifiche possono essere effettuate con analisi all'equilibrio limite o numeriche.

Verifica allo scorrimento della geomembrana o della copertura

Cfr. sezione "Progettazione e realizzazione di un dispositivo di tenuta per geomembrana (DEG)".

Verifica a ribaltamento del rilevato

Lo sbarramento in materiale sciolto deve resistere al momento ribaltante generato principalmente dalla spinta dell'acqua e da eventuali sollecitazioni dinamiche (sisma, effetto di onde, ecc.). Si confronta il momento ribaltante con quello resistente offerto dal peso proprio dello sbarramento e dalla reazione del terreno di fondazione. Generalmente la geometria della diga in materiale sciolto è tale da rendere questa verifica meno critica che nel caso di strutture in calcestruzzo, più snelle.

Verifica a capacità portante e dei cedimenti del suolo di fondazione

Si analizza la capacità del suolo di fondazione di sostenere il peso della diga e delle sollecitazioni esterne considerate nello scenario di verifica, senza subire rottura. Per la maggior parte delle dighe i materiali di fondazione sono poco comprimibili (per esempio ammassi rocciosi) e le deformazioni del corpo diga restano molto limitate. Qualora si sia in presenza di materiali sabbiosi o argillosi, tuttavia, occorre valutare il cedimento indotto dai carichi e verificare che sia limitato in modo da non compromettere la geometria della diga o causare instabilità, sia locali che globali.

Stabilità globale del sistema rilevato-versante

In ambito sismico, l'instabilità globale può manifestarsi sia durante l'evento, a causa delle forze d'inerzia indotte dalle accelerazioni che attraversano la diga, sia in fase post-sismica, come conseguenza della riorganizzazione transitoria delle pressioni interstiziali generate durante il sisma. Un ulteriore scenario critico si presenta in caso di svasi rapidi del serbatoio, che possono compromettere l'equilibrio del rilevato.

Per valutare adeguatamente tali condizioni, è necessario condurre analisi dinamiche complete, che tengano conto dell'amplificazione del moto sismico lungo il profilo della diga. La verifica della stabilità deve considerare l'interazione tra le possibili superfici di scivolamento e gli elementi più vulnerabili della struttura, in particolare l'elemento di tenuta. Poiché i materiali coinvolti nella stabilità globale sono eterogenei (corpo diga, eventuale nucleo, fondazione, ecc.), le potenziali superfici di scivolamento possono non essere semplicemente circolari, ma piuttosto mistilinee. È pertanto opportuno affiancare a metodi di analisi basati su classiche superfici circolari anche modelli in grado di rappresentare geometrie più articolate.

Stabilità interna del rilevato

La verifica della stabilità della diga deve essere affrontata con attenzione. La coerenza granulometrica tra i filtri e i materiali che essi proteggono è uno degli elementi fondamentali: tale coerenza deve essere accertata sulla base di dati sperimentali aggiornati e attendibili.

La stabilità per erosione interna deve essere analizzata identificando in primo luogo i potenziali percorsi di percolazione, anche in caso di guasti agli organi di tenuta (geomembrana), filtrazione (geotessili) o drenaggio. Lungo questi percorsi di percolazione, occorre verificare che sia garantita la stabilità interna dei materiali di riempimento, ovvero che: i) le condizioni di auto-filtrazione di un riempimento pseudo-omogeneo siano assicurate in caso di scarichi legati al guasto della tenuta e del drenaggio; ii) all'interfaccia tra due materiali di riempimento non avvenga un trascinamento dei materiali più fini nei vuoti del materiale più grossolano; iii) all'interfaccia riempimento-roccia, i materiali di riempimento devono essere abbastanza grossolani da non essere trascinati nelle fessure della roccia.
Un secondo aspetto riguarda la risposta della diga a deformazioni indotte dal sisma. Tali deformazioni possono generare zone di frattura, favorendo fenomeni di infiltrazione di acqua. Diventa quindi necessario stimare l'intensità e la distribuzione spaziale di queste deformazioni sia durante l'evento sismico che nella fase successiva. Qualora le analisi mostrino una reale possibilità di formazione di fratture idraulicamente connesse tra monte e valle, dovrà essere specificato in che modo il sistema di monitoraggio previsto sull'opera sia in grado di rilevare precocemente eventuali processi erosivi o anomali flussi di filtrazione nelle fasi successive al sisma.

Nelle dighe dotate di rivestimento (geomembrana impermeabilizzante), infine, la presenza di flussi nel corpo diga rappresenta un ulteriore fattore di rischio, soprattutto in termini di erodibilità e perdita di tenuta idraulica. Le sollecitazioni sismiche e i successivi processi

di consolidazione possono provocare dilatazioni e distorsioni del paramento di monte, con possibile insorgenza di rotture per taglio o trazione nel manto. È quindi fondamentale valutare in anticipo la deformata del paramento in funzione delle sollecitazioni dinamiche previste.

Verifica della stabilità del rilevato per erosione esterna dovuta al sormonto

Un ulteriore meccanismo di collasso riguarda il cedimento del coronamento, con conseguente riduzione del franco idraulico disponibile. Dopo un evento sismico, il cedimento può manifestarsi immediatamente dopo il sisma o in parte dilazionato, a seguito dei processi di consolidazione indotti dalle sovrappressioni interstiziali. Il primo può essere dovuto allo scivolamento lungo superfici potenzialmente instabili ed a deformazioni plastiche che interessano l'intero corpo diga.

Verifica di suscettibilità alla liquefazione

In presenza di terreni sciolti e saturi, soprattutto nelle fondazioni o negli strati interni della diga con bassa densità relativa, l'azione sismica può innescare fenomeni di liquefazione, con perdita temporanea della resistenza al taglio e drastico incremento delle deformazioni permanenti. Questo processo può manifestarsi sia in concomitanza al sisma che in fase post-sismica, per effetto del lento dissiparsi delle sovrappressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni cicliche. La suscettibilità alla liquefazione dipende da molteplici fattori, tra cui la granulometria, la densità iniziale, lo stato tensio-deformativo del terreno e l'energia trasmessa dal sisma. Nei casi in cui vengano identificate porzioni della fondazione o del rilevato con potenziale di liquefazione, è necessario valutarne l'impatto in termini di innesco dell'instabilità e di compatibilità degli spostamenti con l'integrità dell'elemento di tenuta.

Particolare attenzione deve essere posta ai fenomeni di liquefazione progressiva e di collasso localizzato, che possono compromettere l'efficacia delle zone filtranti o la continuità del nucleo. In tal senso, la progettazione deve includere adeguate misure mitigative, come il miglioramento dei terreni vulnerabili, l'ottimizzazione del sistema drenante o l'adozione di geometrie che riducano le sollecitazioni nelle aree critiche.

Progettazione e realizzazione di strutture e opere geotecniche

Preparazione del piano di fondazione

Per i bacini di raccolta in quota, in cui sia la diga che il bacino sono interamente impermeabilizzati con una geomembrana, la preparazione del suolo di fondazione richiede generalmente un intervento limitato. Ciò consiste principalmente nell'effettuare lavori di scavo nel bacino per aumentare il volume di stoccaggio disponibile e per recuperare, in tutto o in parte, i materiali che vengono poi usati per la costruzione del corpo diga.

In montagna o nelle zone pedemontane, i materiali di fondazione più comuni sono rocce o morene. Su fondazioni rocciose, è necessario rimuovere la roccia alterata in superficie. Su morene generalmente sovraconsolidate, è necessario eliminare il terriccio superficiale.

È necessario in ogni caso prendere in considerazione alcune precauzioni:

- garantire una buona stabilità dei pendii di scavo. Si consiglia la creazione di gradini per stabilizzare i primi strati di riempimento e garantire una buona compattazione;

• al fine di limitare i rischi di cedimento differenziale, eliminare i materiali comprimibili ed eventualmente rettificare la fondazione qualora vi siano delle differenze di rigidità da una zona all'altra;

• limitare i rischi di erosione o di dissoluzione interna che possono essere causati da un cedimento della geomembrana, nel caso in cui il terreno sia di natura friabile o irregolare o sensibile alla dissoluzione (come il gesso, per esempio).

Progettazione e geometria delle opere geotecniche

Progettazione con scavo e riempimento

La configurazione standard di una diga è quella a scavo e riempimento (Figura 3). L'opera viene progettata tenendo conto del volume d'acqua desiderato, utilizzando i materiali di scavo prelevati dal bacino come materiale di riempimento. L'equilibrio tra scavi e riempimenti non è sempre soddisfatto. Nel caso in cui manchino i materiali di riempimento, vengono utilizzati materiali esterni. Al contrario, gli scavi in eccesso vengono trasportati fuori dal sito o possono servire come protezione contro i rischi montani (valanghe, colate detritiche o caduta di massi) o per altri usi legati alla costruzione del bacino. Questi bacini sono impermeabilizzati artificialmente con un sistema di impermeabilizzazione a geomembrana (DEG) su tutta la loro superficie (pendio a monte e bacino), poiché i materiali in montagna o nelle zone pedemontane presentano spesso scarse caratteristiche di impermeabilità.

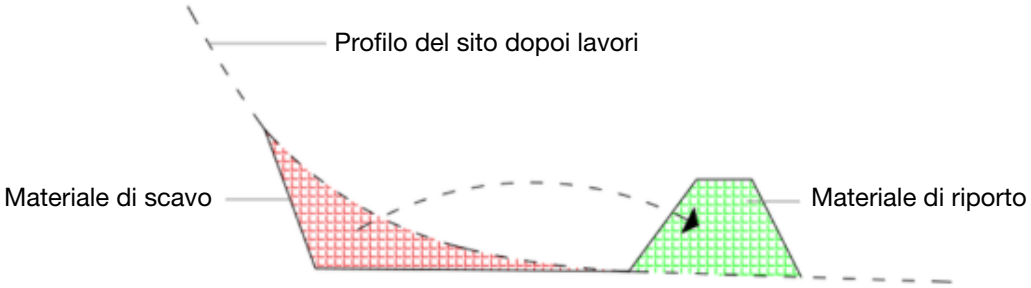


***Figura 3**: Diga in rilevato.*

Pendenza dei rilevati

Le pendenze dei paramenti a monte vengono dimensionate in funzione del sistema di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG) previsto, e in particolare della sua capacità di carico. Queste sono influenzate anche dalla qualità del terreno di fondazione, dal materiale e dall'altezza del rilevato.

Per un pre-dimensionamento è possibile utilizzare i valori indicativi delle pendenze dei paramenti di monte e di valle riportati in Tabella 3.

La fase di progettazione richiede invece un dimensionamento preciso, basato su prove di laboratorio e calcoli di stabilità.

Non è consigliabile progettare una banchina di contenimento sul versante a monte, poiché presenta diversi svantaggi quali l'accumulo di ghiaccio, il trascinamento di massi rocciosi e problemi di continuità del drenaggio. D'altra parte, per motivi di integrazione paesaggistica, si possono prevedere massicciate in pietrame leggermente al di sotto del livello normale di esercizio, per coprire la parte superiore del pendio e della geomembrana (Figura 4). Questa pratica favorisce l'integrazione dell'opera nel suo ambiente, offrendo al contempo una protezione.

Altezza	Tipo di diga	A monte	A valle
<5 m	Con geomembrana rivestita	1/3	1/2
	Con geomembrana non rivestita	1/2.25	1/2
Da 5 a 10 m	Con geomembrana rivestita	1/3	1/2
	Con geomembrana non rivestita	1/2.5	1/2
Da 10 a 15 m	Con geomembrana rivestita	1/3	1/2.25
	Con geomembrana non rivestita	1/2.5	1/2.25

***Tabella 3**: Valori indicativi delle pendenze massime dei paramenti di una diga in terra con materiali grossolani su fondazione non comprimibile.*

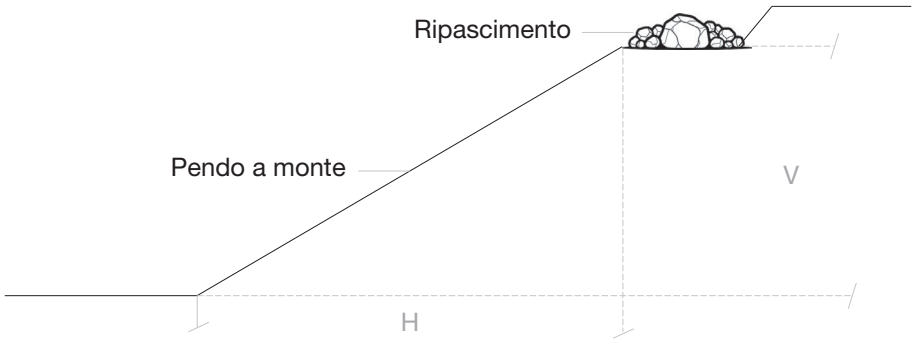


***Figura 4**: Rivestimento in pietrame nella parte superiore del pendio a monte per motivi paesaggistici.*

Per quanto riguarda gli scavi, questi devono essere realizzati senza destabilizzare il versante. La loro pendenza deve risultare da uno studio di stabilità che tenga conto del volume scavato, del versante ai cui piedi si inserisce la diga e del DEG. L'analisi delle condizioni di stabilità a seguito della realizzazione degli scavi deve essere condotta nell'ambito degli studi geologici e geotecnici del progetto.

Coronamento

La larghezza del coronamento deve essere di almeno 3 metri, per consentire la circolazione dei mezzi da cantiere e di manutenzione. Se si aggiunge un'eventuale recinzione fissa in cima al pendio e lo spazio necessario per l'installazione del DEG, tale larghezza deve essere compresa tra 4 e 5 metri.

Per resistere alle condizioni climatiche e al traffico dei macchinari, i materiali in sommità devono avere un'elevata percentuale di elementi grossolani. Se il corpo della diga è composto da elementi fini, è necessario uno strato di transizione granulometrico. Questi diversi strati devono avere uno spessore compreso tra 30 e 50 cm.

Protezione del pendio a valle

Il pendio a valle deve essere protetto dal rischio di erosione da ruscellamento. Lo strato di terreno vegetato con specie erbacee garantisce una buona protezione contro tale rischio.

La scelta adottata per la protezione dei pendii a valle dei bacini di ritenuta deve essere compatibile con una buona integrazione paesaggistica e non deve danneggiare la fauna e la flora locali. La scelta di materiali più adatti rispetto, in particolare, alle opere in pietrame, contribuisce all'integrazione dei bacini di ritenuta nel loro ambiente.

Altezza del rilevato e franco

L'altezza di una diga si ottiene tenendo conto (Figura 5) di:

• il livello di ritenuta normale (RN – cote à retenue normal – quota di massima regolazione) in funzione della topografia e dei volumi di scavo, al fine di immagazzinare la quantità d'acqua desiderata e integrando il valore stimato del cedimento dell'opera e delle fondazioni;

• il livello più elevato delle acque di piena (PHE-niveau des Plus Hautes Eaux – livello di massimo invaso);

• il margine di sicurezza (R-Revanche sur le PHE – Franco idraulico sulla quota di massimo invaso) rispetto al PHE necessario per proteggere il bacino dalle onde [CFBR 2013].

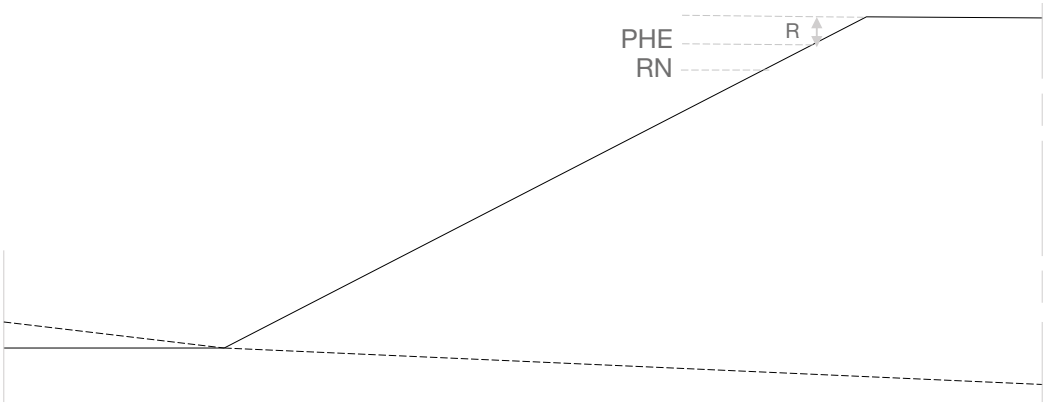


***Figura 5**: Sezione in dettaglio dell'altezza del rilevato e del franco.*

Protezione del versante a monte e dimensionamento della massicciata

Nel caso di geomembrane ricoperte da massicciate o da rip-rap, tali protezioni devono resistere sia alle onde generate dal vento sia al ghiaccio.

Il dimensionamento in relazione alle onde è descritto in dettaglio nel bollettino CIGB-ICOLD n. 91 e nel CFGB 2002, che definisce le regole relative allo spessore e al diametro dei massi. Inoltre, per evitare il rischio di punzonamento causato dallo strato di protezione, il rip-rap poggia su uno strato di base in sabbia e ghiaia posato su un geotessile anti-punzonamento. Lo strato di supporto non deve presentare un Dmax superiore a 30 mm e il suo spessore è compreso tra 0.20 e 0.30 m.

Il dimensionamento in relazione all'azione del ghiaccio, descritto nel bollettino CIGB-ICOLD n.105, deve essere fatto tenendo conto dei seguenti fenomeni legati al ghiaccio, che possono influire sul pendio a monte dei bacini in quota:

• l'azione del gelo e del disgelo: in caso di abbassamento del livello del bacino, il congelamento dell'acqua nei materiali sottostanti può causare il sollevamento della protezione in massi (rip-rap);

• l'azione del ghiaccio durante l'abbassamento del livello dell'acqua: l'eventuale strato di ghiaccio può, a seguito di un abbassamento del livello dell'acqua, scivolare e danneggiare i materiali della copertura del paramento. Un pendio a monte con una pendenza inferiore a 1/3 consente di ridurre al minimo questi rischi;

• l'azione del ghiaccio durante l'innalzamento del livello dell'acqua: piccoli blocchi di pietrame possono essere spostati.

L'escursione del livello dell'acqua sembra essere il principale fattore di aggressione del paramento di monte da parte del ghiaccio. Non esiste alcun metodo consolidato per il dimensionamento del rivestimento in massi (rip-rap) nei confronti dei danneggiamenti causati dal ghiaccio; si ritiene tuttavia che un rip-rap dimensionato per resistere all'azione del moto ondoso sia sufficiente anche a resistere alle sollecitazioni dovute al ghiaccio. Particolare attenzione va prestata ai piccoli bacini in quota, dove una lunghezza ridotta della portata del vento comporta un'altezza ridotta delle onde, mentre lo spessore del ghiaccio può essere significativo (superiore a 0.5 m). In questi casi, è la stima dello spessore massimo del ghiaccio a determinare lo spessore del rip-rap.

Cedimenti

I cedimenti del terrapieno e delle fondazioni devono essere valutati in fase di progettazione. Di norma, i cedimenti a lungo termine sono modesti. Infatti, il terrapieno è generalmente ben compattato e costituito da materiali grossolani, mentre le fondazioni sono per lo più costituite da materiali poco deformabili. Nel caso di fondazioni deformabili e qualora siano prevedibili cedimenti a lungo termine, il progettista deve valutare l'opportunità di intervenire con un controfreccia per compensarli, almeno in parte.

Protezione dal corso d'acqua

Durante gli studi preliminari, occorre analizzare i rischi di esondazione o di deviazione del corso d'acqua. Se il bacino presenta tali rischi, devono essere adottate misure di protezione, in particolare la messa in sicurezza delle sponde del torrente nei punti critici. Ove possibile, devono essere privilegiate le tecniche di ingegneria naturalistica. In ogni caso, le tecniche di protezione devono rispettare l'ambiente, la fauna e la flora e integrarsi perfettamente nel paesaggio.

Sistemi di drenaggio

Drenaggio della diga

I bacini di ritenuta oggetto della presente guida devono essere dotati di un sistema di drenaggio che consenta di smaltire eventuali deflussi causati da danni più o meno gravi alla geomembrana del versante a monte, in modo da proteggere sia il DEG sia il rilevato. Tale dispositivo di drenaggio deve consentire di evitare l'erosione dello strato di supporto del DEG, l'erosione interna del corpo diga o lo scivolamento del pendio a valle, smaltendo le acque di infiltrazione dovute al danneggiamento della geomembrana. Poiché questi bacini sono per lo più di dimensioni piccole o medie, lo stesso sistema drenante assicura il drenaggio del DEG e del rilevato. È tradizionalmente integrato nel DEG ed è costituito, nella maggior parte dei casi, da un geosintetico (Figura 6).

Per i bacini trattati in questa guida, la geomembrana è sistematicamente ricoperta da uno strato protettivo in modo da garantire una migliore protezione della superficie e consentire un migliore inserimento nell'ambiente. La progettazione del dispositivo di drenaggio integrato nel DEG è trattata in dettaglio nel paragrafo "Progettazione e realizzazione di un dispositivo di impermeabilizzazione con geomembrana" della presente guida.

A integrazione del sistema di drenaggio integrato nel DEG, viene realizzata una rete di collettori per garantire lo smaltimento delle acque drenate da tale sistema. La progettazione della rete di collettori tiene conto della natura del sistema di drenaggio e consente, grazie alla loro posizione e alla loro pendenza, lo smaltimento delle acque senza sovraccaricare i drenaggi stessi. Si distinguono i collettori perforati sulla superficie superiore e chiusi nella parte inferiore ed i collettori non perforati (o "ciechi").

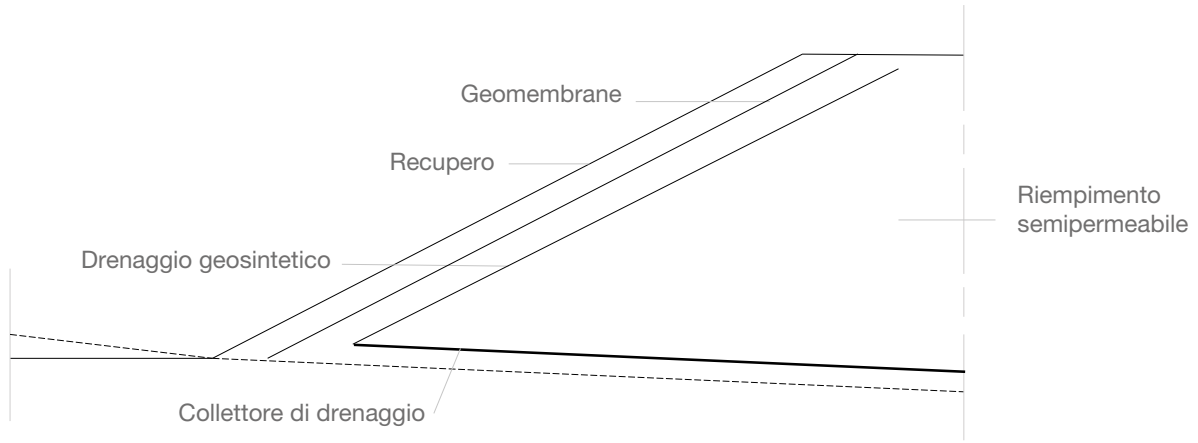


***Figura 6**: Drenaggio con geomembrana ricoperta e riempimento semipermeabile.*

Per raccogliere le acque di infiltrazione provenienti dal drenaggio sotto il DEG, si prevede un collettore drenante lungo il piede del paramento di monte, che attraversa il rilevato fino allo scarico a valle mediante uno o più collettori ciechi. Si adottano reti di collettori a gravità con una pendenza sufficiente a limitare il rischio di contropendenza locale dovuta a una realizzazione imprecisa o a un cedimento differenziale. Tale pendenza deve essere almeno dell'1%. I collettori possono essere in PEHD, PVC, metallici, in calcestruzzo, ecc. Devono essere scelti in funzione dei carichi verticali a cui sono sottoposti.

Si raccomanda di suddividere in compartimenti il sistema di drenaggio sotto la geomembrana per consentire di controllare separatamente i vari settori e, come minimo, di separare le portate provenienti dal terrapieno da quelle provenienti dagli scavi e dal bacino. In questo modo, in caso di perdite significative, la diagnosi e la riparazione saranno semplificate.

Drenaggio del bacino

Qualora siano presenti falde che possono risalire fino al fondo dell'invaso e che siano state individuate nel corso degli studi geotecnici, è possibile prevedere un sistema di drenaggio specifico, complementare a quello esistente, costituito da trincee e relativi canali di scolo. Se necessario, tale sistema di drenaggio può essere esteso al di sotto del rilevato.

Drenaggio delle sponde e dei versanti

Gli afflussi d'acqua naturali devono essere accuratamente drenati per garantire la stabilità delle sponde e dei paramenti della diga ed evitare che la geomembrana venga sottoposta a pressione.

A tale scopo si realizzano speroni drenanti per intercettare venute d'acqua localizzate oppure strati drenanti per venute d'acqua di maggiore entità. Tali opere di drenaggio sono realizzate con materiali granulari e ad esse è sistematicamente associato un geotessile filtrante opportunamente dimensionato.

Gli scarichi dei drenaggi del rilevato sono collegati ai drenaggi del bacino, se presenti, oppure raggiungono la parte a valle della diga senza essere confusi con i collettori dei drenaggi del DEG. Lo scarico dei drenaggi dei versanti che sovrastano il bacino deve trovarsi al di fuori dell'area di occupazione del bacino e deve essere evitato qualsiasi collegamento con il relativo sistema di drenaggio.

Fasi e contenuti degli studi di progettazione delle strutture geotecniche

Il progettista redige lo studio di fattibilità preliminare e lo studio di progetto, che costituiscono le due principali fasi di progettazione di un'opera geotecnica. Queste fasi distinte tengono in particolare conto della caratterizzazione geologica e geotecnica.

Sebbene nel caso di piccoli bacini di contenimento la parte geotecnica possa essere affidata a uno studio di ingegneria geotecnica che collabora con il progettista incaricato, è consigliabile che un unico studio di ingegneria, con una buona conoscenza della geotecnica, si occupi dell'intero progetto. In ogni caso, il progettista deve seguire tutte le fasi di realizzazione del progetto.

La Tabella 4 riporta schematicamente le principali fasi di progettazione e le indagini e le prove geotecniche associate. Poiché ogni progetto è specifico, possono essere necessari alcuni adattamenti.

Progettazione e realizzazione di un sistema di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG)

Parametri principali di progettazione e gestione dei DEG

Informazioni generali sui DEG e sui materiali geosintetici

In qualsiasi sistema di impermeabilizzazione di un'opera di ingegneria civile, la geomembrana da sola non è sufficiente. Essa si integra in un sistema completo che comprende la geomembrana stessa, materiali permeabili (geotessili e prodotti associati) che svolgono funzioni di rinforzo, drenaggio e filtrazione, i giunti tra i pannelli, i collegamenti alle opere idrauliche (afflussi e deflussi d'acqua), nonché gli ancoraggi che garantiscono la stabilità del sistema.

L'intero sistema di impermeabilizzazione, denominato sistema di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG), costituisce una soluzione affidabile se correttamente progettato, realizzato, monitorato e mantenuto. Le prestazioni e la durata di un DEG dipendono da uno studio approfondito e da un'attenta realizzazione, che tengano conto di tutti i componenti del sistema. Ciò vale in particolare per le geomembrane, che devono essere trattate come materiali ingegneristici e pertanto richiedono: controllo di qualità in produzione, prove standardizzate, metodi di dimensionamento, controllo della qualità di posa, monitoraggio della durata e ispezioni sul campo.

Sono disponibili diversi documenti di riferimento per la progettazione di un DEG in bacini idrici e, più in generale, in dighe:

- sistemi di impermeabilizzazione con geomembrane per dighe (principi di progettazione ed esperienze acquisite); guida pubblicata dalla Commissione Internazionale delle Grandi Dighe (CIGB-ICOLD, 2010);
- raccomandazioni generali per la realizzazione di impermeabilizzazioni con geomembrane; guida pubblicata dal Comitato Francese dei Geosintetici (CFG, 2017).

Queste due guide di raccomandazioni sono di carattere generale ed esaurienti in termini di dettagli tecnici e coprono più categorie di opere idrauliche rispetto alle dighe di media e alta quota trattate nella presente guida. Si consiglia pertanto al lettore di consultare tali documenti.

Fase	Principi	Contenuto
Studio di fattibilità	– Fase di studio preliminare – Caratteristiche del sito – Scelta del tipo di opera in terra, e dell'impermeabilizzazione e delle fondazioni – Pre-dimensionamento – Pre-caratterizzazione dei materiali – Adattamento del progetto al sito	– Riepilogo dei risultati dello studio preliminare del sito – Indagini geologiche complementari – Indagini geotecniche – Indagini in sito: pozzi, indagini geofisiche, carotaggi, ecc. – Raccolta dati sul comportamento meccanico e idraulico dei materiali – Sintesi dei risultati ottenuti a seguito delle indagini effettuate – Interpretazione delle indagini: aspetto visivo delle sezioni geologiche, quantità e qualità dei materiali, idrologia del sito; – Definizione del programma di indagini geotecniche per la fase progettuale. – Realizzazione di una diagnosi avanzata di fattibilità dell'opera – Fondazione: modalità di trattamento dell'impermeabilizzazione del bacino, caratterizzazione del terreno di fondazione del terrapieno, principi generali di realizzazione; – Terrapieno: materiali costitutivi, dimensioni generali dell'opera (quota del coronamento, larghezza del coronamento, altezza massima sopra il livello del terreno, quota del fondo del bacino, stima delle pendenze a monte e a valle), principi di drenaggio e impermeabilizzazione.
Studio di progetto	– Progettazione con ulteriori indagini necessarie – Caratterizzazione dettagliata dei materiali – Progettazione e verifica delle ipotesi progettuali preliminari – Calcoli di stabilità	– Riepilogo degli studi precedenti – Indagini geotecniche complementari: – Ulteriori ricognizioni sul campo (in caso di difficoltà) – Prove di laboratorio: – Sintesi delle indagini: – Richiamo della sintesi del progetto preliminare e sintesi delle indagini; – Interpretazione finale delle indagini: sezioni e profili geologici definitivi, caratterizzazione dettagliata dei materiali. – Dimensionamento delle fondazioni: drenaggi, stabilità degli scavi, regolarizzazione della roccia, ecc.; – Individuazione di profili e dettagli geometrici del rilevato; – Calcoli di stabilità del rilevato, del DEG, dei versanti. – Raccomandazioni su: – tecniche di scavo, di compattazione, particolarità di eparagrafouzione, monitoraggio del cantiere; – indicazione di un monitoraggio speciale in caso di particolarità costruttive dovute alla geologia.

***Tabella 4**: Principali fasi di progettazione nelle due fasi del progetto.*

Dal punto di vista normativo, la presente guida fa riferimento a diverse norme:

- la norma NF EN ISO 10318-1, che definisce tutti i termini relativi ai geosintetici;
- la norma NF EN 13361, che definisce le caratteristiche richieste per le geomembrane e i geosintetici bentonitici destinati alla costruzione di bacini e dighe;
- la norma NF EN 13252 che definisce le caratteristiche richieste dei geotessili e dei prodotti affini per l'impiego nei sistemi di drenaggio;
- la norma NF EN 13254 che definisce le caratteristiche richieste dei geotessili e dei prodotti affini per l'impiego nella costruzione di bacini e dighe;
- la norma NF P 84 500 che definisce i termini relativi alle geomembrane e quelli relativi ai dispositivi di impermeabilizzazione mediante geomembrane;
- la norma NF G 38 061 incentrata sul dimensionamento e sugli elementi di progettazione dei geotessili e dei prodotti affini utilizzati nei sistemi di drenaggio e filtrazione;
- la norma NF G 38 067 incentrata sulla giustificazione del dimensionamento e sugli elementi di progettazione dei geosintetici, dei geotessili e dei prodotti affini utilizzati nella stabilizzazione di uno strato sottile su pendio.

I sistemi di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG) includono sistematicamente diversi geosintetici: una geomembrana per garantire l"mpermeabilità, geotessili per garantire la protezione (talvolta denominata "anti-punzonamento") e prodotti affini ai geotessili per garantire il drenaggio (denominati in questo caso specifico "geocompositi di drenaggio") o per garantire il rinforzo (chiamati in questo caso specifico anche geogriglie di rinforzo).

L'utilizzo di geomembrane, geotessili e prodotti affini per la costruzione di bacini e dighe è regolamentato rispettivamente dalle norme europee NF EN 13361 (relativa alle geomembrane) e NF EN 13254 (relativa ai geotessili). Queste due norme, integrate dalla norma NF EN 13252, si rivolgono principalmente ai produttori di geosintetici (geomembrane e geotessili) poiché specificano quali sono le prove obbligatorie da effettuare per redigere la dichiarazione di prestazione (DoP) del prodotto (relativa alla sua funzione), indispensabile ai fini della marcatura CE.

Queste norme specificano inoltre le procedure di controllo di produzione in fabbrica (CPU) che il produttore deve effettuare:

- i controlli e le prove da effettuare prima e/o durante la fabbricazione secondo una frequenza stabilita nel piano di prova del CPU;
- le verifiche e le prove da effettuare sui prodotti finiti secondo una frequenza stabilita nel piano di prova del CPU.

Queste due norme sono indirettamente utili anche ai committenti, ai direttori dei lavori e agli studi di progettazione, in quanto:

- non specificano "quale prodotto scegliere"; tuttavia, consentono ai committenti di richiedere prodotti conformi alle norme EN, di confrontare i prodotti in base alle prestazioni dichiarate e, infine, di redigere capitolati d'appalto;
- non specificano valori di dimensionamento in relazione alle opere da costruire (ad esempio, il requisito di uno spessore minimo di una geomembrana per un bacino di ritenuta con un'altezza dell'acqua superiore a 10 m), tuttavia consentono ai progettisti di disporre di valori e caratteristiche dei prodotti derivanti da prove standardizzate, in particolare in termini di durabilità.

È quindi importante che i committenti, i direttori dei lavori e gli studi di progettazione mantengano uno stretto contatto con i produttori di geosintetici (geomembrane e geotessili) al fine di disporre delle specifiche tecniche dei prodotti che saranno utilizzati nel progetto in questione.

Parametri di progettazione principali

Uno dei primi parametri da considerare è la classe di conseguenze dell'opera. Ciò consente di valutare il potenziale impatto di un malfunzionamento in termini umani, economici, sociali e ambientali.

Successivamente, le caratteristiche del sito che comprendono l'ubicazione, la topografia, l'accessibilità, le condizioni climatiche (variazioni termiche previste, presenza prevista di ghiaccio, esposizione al vento, ecc.), il contesto idrogeologico (posizione di un'eventuale falda freatica, presenza di afflussi d'acqua e infiltrazioni, interazioni con la falda freatica, ecc.), il contesto geologico e geotecnico (stabilità dei pendii naturali, presenza di cavità o crolli carsici, rischio di cedimenti differenziali, presenza di elementi aggressivi, presenza di ghiacciai in profondità, ecc.) e infine il contesto ambientale (presenza di zone umide naturali, presenza di animali, ecc.).

È inoltre necessario considerare l'insieme degli aspetti geometrici dell'opera:

- ingombro: è fondamentale prevedere una superficie sufficiente per garantire la stabilità strutturale dell'opera, facilitarne la manutenzione e assicurare la sicurezza durante e dopo la costruzione;
- forme generali: sono da privilegiare le forme semplici per limitare i giunti della geomembrana ed evitare la formazione di pieghe;
- pendenze: per i pendii impermeabilizzati si raccomanda di mantenere le pendenze comprese tra 1/2.25 e 1/3. Questi valori garantiscono la stabilità allo scorrimento della struttura di supporto e del rivestimento, una posa più agevole e una migliore qualità di posa della geomembrana. Pendenze più ripide richiedono studi specifici;
- coronamento del rilevato: si consiglia una larghezza di 5 m (o almeno 4 m) a livello del coronamento per integrare una trincea di ancoraggio e consentire la circolazione dei macchinari senza il rischio di danneggiare la geomembrana;
- pendenza del fondo: si raccomanda un'inclinazione minima del 2% per facilitare il drenaggio e la pulizia, evitando assolutamente le contro-pendenze, al fine di garantire un efficace svuotamento del bacino e un drenaggio ottimale delle acque e dei gas situati sotto la geomembrana (da evitare le contropressioni). Gli angoli tra il fondo, i pendii e il coronamento devono essere arrotondati con un raggio di almeno 0.50 m, al fine di migliorare il contatto con la geomembrana e di evacuare i gas;
- dimensioni minime degli ancoraggi: gli ancoraggi svolgono un ruolo fondamentale nel fissaggio del DEG, in particolare attraverso trincee di ancoraggio con dimensioni minime di 0.5 m x 0.5 m. La loro progettazione deve tenere conto delle forze di trazione legate alla geometria del pendio e alle sollecitazioni esterne.

Le condizioni di attuazione e realizzazione tengono conto dei vincoli legati alle scadenze e alla sicurezza, alle condizioni climatiche durante i lavori e all'accessibilità del sito. Devono inoltre prestare particolare attenzione alla movimentazione dei geosintetici, al loro stoccaggio in loco e alla circolazione dei macchinari durante l'installazione.

La progettazione del DEG deve tener conto della sua durata. Il proprietario dell'opera deve analizzare i vantaggi di una progettazione robusta e duratura rispetto ai costi di costruzione

e ai futuri costi di riparazione in caso di danni, che potrebbero portare, in casi estremi, alla sostituzione prematura dell'intero DEG. I punti chiave da analizzare sono:

- tipo e spessore della geomembrana;
- presenza o meno di uno strato di copertura sopra la geomembrana, finalizzato a proteggerla da aggressioni meccaniche (caduta di massi, scorrimento di strati di ghiaccio, transito di veicoli, ecc.) e dagli agenti fisico-chimici (minore disponibilità di ossigeno che porta all'invecchiamento dei polimeri per termo-ossidazione, degrado dei polimeri per esposizione ai raggi solari (UV), ecc.). In particolare, la presenza di uno strato di copertura di dimensioni adeguate sopra la geomembrana consente di vegetare una parte del bacino (vedi capitolo 3.7).

Principali parametri operativi

Le condizioni di esercizio e manutenzione devono tenere conto delle condizioni operative quali il livello dell'acqua, l'esposizione ai raggi solari (UV), al vento e alle variazioni di temperatura, la resistenza alle onde e all'eventuale presenza di ghiaccio, agli atti vandalici e agli animali e, infine, la facilità di manutenzione (pulizia, ispezioni periodiche e adeguamenti alle evoluzioni del sito).

Da un punto di vista idraulico, nella progettazione dell'opera deve essere prevista una portata di perdita ammissibile. È possibile prevedere fin dalla fase di progettazione un dispositivo di rilevamento delle perdite, al fine di effettuare riparazioni localizzate nel caso in cui le perdite compromettano il corretto funzionamento dell'opera o addirittura la sua stabilità.

Poiché il proprietario dell'opera è responsabile della sua sorveglianza, devono essere prese misure per garantire la sicurezza degli utenti e degli operatori.

Conclusioni sui parametri di progettazione e gestione di un DEG

Per garantire l'efficienza e la durata del DEG per tutto il suo ciclo di vita, sono stati elencati sopra diversi parametri, ma tale elenco non è esaustivo.

Il dimensionamento del DEG si deve basare su:

- calcoli che utilizzano formule scientifiche o empiriche, seguendo norme e/o linee guida;
- prove di laboratorio per supportare i dimensionamenti;
- l'esperienza e il "buon senso" per gli elementi difficilmente quantificabili come, ad esempio, la sicurezza delle persone o la protezione contro gli atti vandalici.

La loro considerazione garantisce la capacità del DEG di soddisfare i requisiti funzionali e ambientali, anche in condizioni difficili. Il committente, con la collaborazione del responsabile dei lavori, dovrà prestare particolare attenzione a questo aspetto in considerazione della durata di vita prevista del DEG e delle condizioni di esercizio.

Concezione, progettazione e realizzazione di un DEG

Elementi costitutivi di un DEG

Un DEG è un sistema composto da tre elementi principali (Figura 7), ciascuno dei quali svolge una funzione specifica: la struttura di supporto, la struttura di tenuta e l'eventuale struttura di protezione superiore (si noti che il termine "protezione", utilizzato per la "struttura di protezione", viene spesso sostituito da "rivestimento", al fine di evitare la confusione che potrebbe sorgere con la funzione di protezione che può essere assicurata anche dai

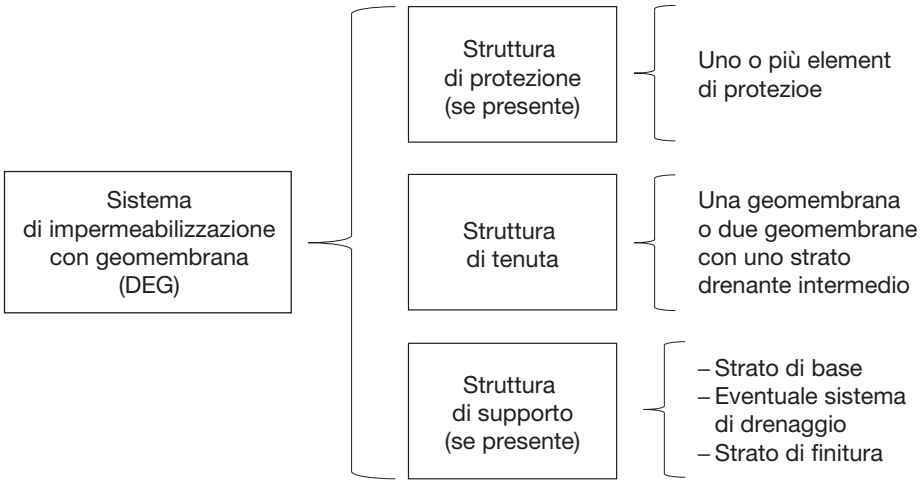


***Figura 7**: Composizione di un DEG secondo la norma NF P 84 500.*

materiali posizionati sotto la geomembrana). In altre parole, la struttura di supporto integra praticamente sempre uno strato con funzione di protezione proprio sotto la geomembrana, mentre la struttura di protezione superiore è generalmente denominata strato di copertura con funzione di protezione della geomembrana.

Piano di fondazione

Il piano di fondazione costituisce la superficie su cui poggia il DEG. Lo studio geotecnico preliminare consente di individuare i rischi legati alle cavità o ai terreni solubili, nonché i rischi di cedimenti differenziali, che devono essere previsti per evitare sollecitazioni sulla geomembrana. La preparazione del piano di fondazione è una fase determinante per garantire l'efficacia, la stabilità e la durabilità dell'intera opera. Deve soddisfare requisiti precisi in materia di compattazione, pulizia, portanza e geometria, in conformità con le raccomandazioni dello studio geotecnico preliminare. Il perimetro delle opere in calcestruzzo o di altri elementi strutturali costituisce una zona sensibile per la quale è imperativo l'utilizzo di macchine di compattazione adeguate.

Nel caso in cui lo studio geotecnico rilevi la presenza di sostanze organiche, suscettibili di rilasciare gas, il piano di fondazione deve essere liberato da qualsiasi elemento organico per garantire un'applicazione ottimale del DEG. Ciò include:

- la rimozione della vegetazione: eliminare tutto il terriccio, le radici e le sostanze organiche superficiali per evitare qualsiasi contatto diretto tra questi elementi e il DEG, nonché cedimenti differenziali o il rilascio di gas dovuto alla loro decomposizione;
- l'eliminazione di spessi depositi organici: in caso di terreni torbosi o di ex bacini contenenti effluenti organici, è necessario valutare i cedimenti totali prevedibili e adattare i dispositivi di conseguenza, prevedere una pendenza sufficiente a compensare i cedimenti (generalmente tra il 3% e il 6%) e installare un sistema di drenaggio dei gas efficiente per prevenire le depressioni;
- verifica di compatibilità chimica: in caso di trattamento con erbicida, è fondamentale verificare il pH del terreno dopo l'applicazione, per assicurarsi che sia compatibile con i geosintetici.

Lo studio geotecnico consente di determinare la necessità di uno strato di livellamento, in funzione della granulometria del fondo di livellamento che potrebbe contenere particelle potenzialmente aggressive, in grado di danneggiare la geomembrana.

Per quanto riguarda i pendii naturali (sponde), lo studio geotecnico deve attestarne la stabilità, sia rispetto a movimenti superficiali che a quelli profondi, e deve individuare possibili infiltrazioni d'acqua, che potrebbero generare sottopressioni o addirittura fenomeni di erosione sotto la geomembrana. In caso di presenza di una falda freatica sotto l'opera, si devono prevedere dispositivi adeguati, quali drenaggi, valvole o zavorramento distribuito, per gestire efficacemente tali fluidi ed evitare così sollevamenti e tensioni nella geomembrana. Il materiale utilizzato per lo zavorramento deve essere compatibile con la geomembrana e tali dispositivi devono garantire la stabilità e la durata del DEG.

Struttura di supporto

La struttura di supporto di un DEG, situata tra il piano di fondazione e la geomembrana, deve svolgere quattro funzioni essenziali:

- *funzione di stabilità meccanica*: consente al DEG di essere meccanicamente stabile, ovvero non devono verificarsi cedimenti uniformi (sotto il peso della colonna d'acqua sovrastante), né differenziali (ad esempio cedimenti locali al passaggio di un veicolo). Questa funzione è garantita da una portata adeguata (da dimensionare);
- *funzione di drenaggio dell'acqua e dei gas*: descritta più precisamente di seguito;
- *funzione di filtrazione*: questa funzione è legata a quella di drenaggio, ovvero un dimensionamento adeguato che favorisca l'autofiltrazione degli strati granulari, permette di evitare l'intasamento del dispositivo di drenaggio nonché una perdita delle frazioni fini della struttura di supporto per migrazione o erosione interna;
- *funzione di protezione*: consente di evitare danni da punzonamento della geomembrana posizionata proprio sopra la struttura di protezione. Il CFG ha pubblicato la guida "Raccomandazioni per la protezione contro la perforazione delle geomembrane" (CFG, 2021) che fornisce informazioni utili per il dimensionamento di un geotessile per la funzione di protezione, anche se questa guida non include un metodo analitico di dimensionamento nel caso di bacini idrici di media e alta quota.

La progettazione dei diversi strati della struttura portante è globale, in quanto uno stesso strato può svolgere più funzioni e, viceversa, una stessa funzione può essere svolta da più strati. Inoltre, le diverse funzioni da svolgere interagiscono tra loro. La struttura di supporto è progettata tenendo conto della parte dell'opera da trattare (sbarramento, bacino e sponde), delle caratteristiche del terreno in loco (in particolare la granulometria) e della circolazione d'acqua nel terreno. Deve quindi essere studiata e adattata specificamente per ogni sito.

Specificità della funzione di drenaggio della struttura di protezione

Il drenaggio sotto la geomembrana ha diverse funzioni:

- raccolta di eventuali perdite al di sotto della geomembrana;
- prevenzione della pressione idraulica di sollevamento, in particolare durante rapidi cali del livello dell'acqua;
- dissipazione della pressione di sollevamento dovuta ai gas;
- protezione della struttura di supporto dai meccanismi di erosione che portano al degrado della sua resistenza alla perforazione;
- monitoraggio della diga e valutazione delle prestazioni del sistema di tenuta.

Il drenaggio dei bacini idrici di alta quota comprende:

a. drenaggio degli afflussi idrici naturali (sponde, fondo del bacino, fondazioni dello sbarramento);

b. drenaggio sotto la geomembrana nel bacino;

c. drenaggio sotto la geomembrana sulle sponde;

d. drenaggio sotto la geomembrana sul rilevato, distinguendo tra il caso comune di rilevato semipermeabile e il caso meno comune di rilevato permeabile;

e. drenaggio dedicato al rilevato.

I sistemi di drenaggio (b), (c) e (d) sono inclusi nella progettazione del drenaggio. Essi sono il più possibile indipendenti dal drenaggio naturale delle acque sotterranee (a) e dal drenaggio proprio del rilevato (e).

L'utilizzo di geotessili e prodotti affini consente di sostituire i dreni e i filtri granulari con materiali geosintetici più sottili, facili da trasportare e veloci da installare. I geocompositi, costituiti da diversi materiali, di cui almeno uno è un prodotto geosintetico, possono svolgere molteplici funzioni; ad esempio, possono avere un nucleo drenante e una o due facce realizzate in geotessili filtranti. Questi geocompositi sono più facili da installare rispetto ai prodotti singoli.

I geosintetici utilizzati per il drenaggio e la filtrazione sono dimensionati secondo la norma NF G 38 061 e la guida CFG "Raccomandazioni per l'uso di geosintetici nei sistemi di drenaggio e filtrazione".

Nei bacini, la pendenza del fondo deve essere superiore al 2%. Il sistema di drenaggio è spesso integrato da trincee di drenaggio che fungono da collettori. Un sistema di drenaggio è essenziale nella maggior parte delle strutture; potrebbe essere considerato superfluo quando la permeabilità del terreno sottostante è superiore a 10^{-4} m/s, ma in questo caso è generalmente ancora necessario perché la permeabilità è raramente omogenea e non è possibile garantire l'assenza di zone a minore permeabilità.

Per quanto riguarda i rilevati, si distingue tra terreni permeabili ($k > 10^{-4}$ m/s) e terreni semipermeabili:

- nel caso comune di rilevati semipermeabili, è necessario un sistema di drenaggio;
- nel raro caso di rilevati permeabili (ad esempio, dighe in terra e roccia), è praticamente impossibile recuperare qualsiasi infiltrazione; generalmente, lo strato granulare al di sotto della geomembrana è meno permeabile del rilevato stesso. Tuttavia, le vere dighe in terra e roccia permeabili sono rare nelle regioni montuose, poiché i materiali rocciosi utilizzati sono soggetti a continui spostamenti e frammentazioni, con conseguente significativa riduzione delle caratteristiche di drenaggio.

Il sistema di drenaggio della geomembrana deve terminare alla sua base in un collettore di drenaggio. Questo collettore è suddiviso in diverse sezioni per identificare l'area della geomembrana da cui provengono le perdite. L'acqua raccolta dalle diverse sezioni del collettore viene poi scaricata a valle attraverso tubi ciechi per consentire la misurazione separata degli afflussi d'acqua dalle varie aree della geomembrana. Il sistema di drenaggio svolge quindi un ruolo fondamentale nel monitoraggio della struttura e in particolare del rilevato.

Tuttavia, occorre tenere conto di alcune limitazioni: in un bacino e in caso di sottosuolo permeabile, l'assenza di flusso di drenaggio non garantisce necessariamente l'assenza di perdite attraverso la geomembrana dovute a possibili infiltrazioni; lungo le sponde, il flusso di drenaggio può essere aumentato da afflussi d'acqua naturali. In questi casi, solo una doppia tenuta può garantire una misurazione accurata della portata di perdita. Si raccomanda la zonizzazione del sistema di drenaggio per facilitare l'individuazione di potenziali perdite.

Il drenaggio dei gas è necessario in caso di innalzamento della falda freatica, presenza di materiale organico o formazione di vapore acqueo dovuta all'umidità al di sotto della geomembrana. Gli scarichi del gas devono essere dotati di uscite situate in punti elevati e provviste di sfiati protetti dall'ingresso di animali e dalla penetrazione dell'acqua.

Struttura di tenuta

La principale struttura di impermeabilizzazione delle geomembrane è costituita dalla geomembrana stessa. Nelle geomembrane per bacini idrici di media e alta quota, le geomembrane polimeriche, dette anche geomembrane sintetiche, sono le più comunemente utilizzate. Le geomembrane bituminose sono raramente impiegate quando la struttura raggiunge un'altitudine in cui il costo del trasporto dei materiali in cantiere diventa proibitivo, a causa della loro massa superficiale significativamente maggiore rispetto ad altri tipi di geomembrane.

Si utilizzano principalmente due famiglie di geomembrane polimeriche:

- geomembrane plastomeriche in polimero termoplastico: cloruro di polivinile plastificato (PVC-P), polietilene lineare a bassa densità (LDPE), polietilene ad alta densità (HDPE), polipropilene flessibile (PP-F);
- geomembrane in polimero elastomerico: elastomero di etilene-propilene-diene monomero (EPDM).

Nella norma NF EN ISO 10318-1, che definisce tutti i termini relativi ai geosintetici, le geomembrane hanno la sola funzione di fungere da barriera, così come i geosintetici a base di bentonite. Date le specifiche condizioni di cantiere dei bacini idrici di media e alta quota, in particolare in termini di variazioni di temperatura, è assolutamente sconsigliato utilizzare un geosintetico a base di bentonite come unica barriera per il sistema di impermeabilizzazione, anche se ricoperto da uno strato di materiale granulare. Questo tipo di prodotto è significativamente influenzato dai cicli di gelo-disgelo e di bagnatura-asciugatura e non potrebbe garantire in modo affidabile la funzione di barriera nelle strutture descritte in questa guida.

La scelta del tipo di geomembrana deve essere compatibile con le caratteristiche del progetto e con i vari componenti del sistema di geomembrana. Inoltre, la resistenza ai danni meccanici dovrebbe essere un criterio di selezione fondamentale. Analisi comparative di diversi tipi di geomembrana sono difficili da reperire in letteratura, tuttavia, la guida CIGB-ICOLD (2010) include una tabella comparativa che valuta i diversi tipi di geomembrana sulla base di un'analisi multicriteriale (14 criteri: impermeabilità, comportamento a trazione, resistenza allo strappo, resistenza alla perforazione, flessibilità, peso specifico, facilità di saldatura, stabilità dimensionale, applicazione generale, costruibilità, applicazioni interne, durata, disponibilità, riparabilità e costo). Questa analisi multicriteriale dovrebbe essere eseguita per ogni tipo di geomembrana e adattata alle caratteristiche specifiche di ciascun sito.

Dopo aver selezionato il tipo di geomembrana, lo spessore è il secondo elemento da determinare. La norma NF EN ISO 10318-1 non definisce uno spessore minimo per una geomembrana. La norma francese NF P 84 500 specifica che una geomembrana deve avere uno spessore minimo di 1.00 mm su tutta la sua superficie. Questa norma è quindi più restrittiva rispetto alla norma europea in materia di spessore delle geomembrane.

Sebbene attualmente non esista un metodo o una tecnica universalmente accettata per determinare lo spessore necessario per una data struttura in relazione alle sue caratteristiche meccaniche e alla durabilità fisico-chimica, lo spessore rimane un elemento cruciale che, per un dato tipo di geomembrana, influenza le sue caratteristiche fisico-chimiche, meccaniche e di durabilità. In particolare, la resistenza alle radiazioni UV, all'ossidazione e alla perdita di plastificante, e quindi la durabilità complessiva, aumenta con lo spessore.

Di conseguenza, è essenziale valutare attentamente l'impatto finanziario della scelta di uno spessore superiore al normale per un dato progetto, tenendo presente che la geomembrana è solo una componente del costo complessivo.

Dal punto di vista concettuale, in relazione alla durabilità, la geomembrana deve essere installata in modo tale da mantenere il suo spessore iniziale su tutta la struttura. Ciò significa che non devono esserci aree in cui la geomembrana sia sottoposta a tensione o a forze di compressione localizzate che ne ridurrebbero lo spessore (e quindi ne comprometterebbero la durabilità). In altre parole, la geomembrana deve mantenere il suo spessore iniziale su tutta la struttura e per tutta la sua vita utile.

Una seconda differenza tra le due norme, NF EN ISO 10318-1 e NF P 84 500, riguarda le prestazioni di una geomembrana in termini di impermeabilizzazione. La norma NF EN ISO 10318-1 non definisce una soglia minima di tenuta all'acqua, mentre la norma francese, più restrittiva, stabilisce che il flusso d'acqua attraverso una geomembrana nella sua sezione principale (esclusi i giunti), nelle condizioni di misurazione della norma europea NF EN 14150, deve essere inferiore a 10^{-5} m^3/m^2/giorno. La norma NF EN 14150 descrive un metodo per misurare il flusso attraverso una geomembrana con una soglia di sensibilità di misura inferiore a 10^{-6} m^3/m^2/giorno. Pertanto, quando una geomembrana presenta un livello di impermeabilità superiore a questa soglia di sensibilità, il risultato della prova di flusso secondo la norma NF EN 14150 non è un valore esatto, bensì un livello di impermeabilità inferiore alla soglia di misura di 10^{-6} m^3/m^2/giorno. In Francia, l'ente di certificazione per geomembrane e geotessili, denominato ASQUAL, richiede nel suo documento tecnico che qualsiasi geomembrana certificata ASQUAL abbia un flusso rigorosamente inferiore a 10^{-6} m^3/m^2/giorno, misurato secondo la norma EN 14150. L'utilizzo di una geomembrana certificata ASQUAL fornisce quindi una garanzia sul livello di impermeabilità del prodotto. La certificazione e la marcatura CE di geomembrane e geotessili in Italia sono regolate dal Regolamento UE n. 305/2011 sui prodotti da costruzione (CPR) e gestite tramite organismi di certificazione, laboratori accreditati e associazioni di categoria

La norma francese NF P 84 500 specifica, inoltre, che la geomembrana deve essere saldabile. È importante sottolineare che questa saldabilità deve essere mantenuta per tutta la durata di vita della struttura, in caso di riparazioni necessarie. Questo aspetto può essere incluso nell'analisi multicriteriale da effettuare in fase di selezione della geomembrana.

Attualmente non esiste una norma che consenta il dimensionamento di una geomembrana in base alle sue caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche. Tuttavia, studi recenti hanno dimostrato la rilevanza della valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni a cui una geomembrana sarebbe sottoposta all'interno della sua struttura, in particolare sui pendii. Questo tipo di calcolo si basa su valori di prova ottenuti sulle geomembrane. Le prove sulle geomembrane, progettate per valutarne le caratteristiche fisiche, meccaniche e di resistenza agli agenti atmosferici, possono essere suddivise in quattro categorie:

- controllo qualità: consentono ai produttori di garantire l'efficienza del prodotto durante l'intero processo produttivo;
- prove di identificazione: eseguite su piccoli campioni, consentono principalmente l'identificazione del prodotto;
- prove di prestazione: eseguite su campioni di grandi dimensioni, sono rappresentativi del comportamento operativo e consentono ai progettisti di dimensionare i prodotti in base ai requisiti specifici della struttura da realizzare;
- prove di conformità: consentono all'utente finale di verificare che la geomembrana fornita soddisfi le specifiche contrattuali.

Secondo la norma EN 13361 (relativa alle geomembrane), le caratteristiche obbligatorie da misurare, in particolare per il rilascio della dichiarazione di prestazione del materiale, sono: spessore e massa superficiale;

- impermeabilità ai liquidi;
- resistenza alla trazione unidirezionale e deformazione (si applicano norme diverse a seconda del tipo di geomembrana);
- resistenza alla perforazione statica;
- dilatazione termica;
- durabilità (ogni tipo di geomembrana richiede prove di invecchiamento diverse, a seconda dei meccanismi di invecchiamento specifici di ciascuna geomembrana).

Rilevamento e localizzazione delle perdite attraverso le geomembrane

Per le strutture considerate critiche o esposte ad alti rischi, si raccomanda di integrare, fin dalla fase di progettazione, un dispositivo elettrico permanente o un dispositivo a fibra ottica attivo al di sotto della geomembrana. Questi dispositivi consentono il monitoraggio in tempo reale dell'impermeabilizzazione, facilitando l'individuazione precoce di potenziali perdite e garantendo una manutenzione proattiva. Questo tipo di installazione rappresenta un investimento nella durabilità e sicurezza a lungo termine della struttura, particolarmente rilevante per progetti complessi o situati in ambienti critici. Inoltre, semplificano l'individuazione di una perdita nel caso di una geomembrana completamente ricoperta da uno strato granulare, evitando così i costi significativi della rimozione completa dello strato di copertura per localizzare la perdita. La guida di raccomandazioni CFG, "Presentazione dei metodi per il rilevamento e la localizzazione dei difetti nei sistemi di impermeabilizzazione con geomembrane", fornisce informazioni dettagliate su questo argomento.

Struttura protettiva superiore

Geomembrana esposta o coperta?

Come per la maggior parte delle strutture impermeabilizzate con geomembrane, per i serbatoi ad alta quota si pone il problema se coprire o meno la geomembrana. La geomembrana deve essere progettata per resistere ai fattori ambientali che potrebbero comprometterne la durabilità. Ciò include le condizioni climatiche (umidità, pioggia, radiazioni UV, calore), le proprietà chimiche e biologiche del suolo (pH, ossigeno, temperatura, microrganismi, contenuto di carbonati, ecc.), nonché diverse azioni come radici della vegetazione, animali scavatori, scorrimento del ghiaccio, atti vandalici, ecc. L'installazione di uno strato di copertura generalmente protegge la geomembrana, aumentandone la durabilità, consentendo al contempo l'insediamento di vegetazione adeguata (vedere sezione "Integrazione ambientale dei bacini di raccolta") e garantendo una rigorosa stabilità di questo strato. La Tabella 6 fornisce un confronto tra geomembrane esposte e coperte. Nel caso di una geomembrana parzialmente coperta (parte superiore del serbatoio idrico) è necessario considerare l'intera tabella: la colonna di sinistra per la parte esposta e la colonna di destra per la parte coperta.

Installazione e ispezione del DEG

Ispezioni generali e raccomandazioni

I controlli applicati al DEG riguardano sia i componenti del DEG sia la loro implementazione in sito. Tali controlli sono di vario tipo (documentali, visivi, distruttivi e non distruttivi) e vengono effettuati in tutte le fasi chiave del progetto. L'efficacia di questi controlli dipende

	DEG con geomembrana esposta	DEG con strato di copertura
Condizioni meteorologiche	Selezione rigorosa della geomembrana in termini di composizione (resistenza ai raggi UV e minimizzazione della dilatazione termica sono essenziali) e spessore (resistenza e durabilità).	Durante l'implementazione è necessario tenere conto delle condizioni climatiche. Gli effetti termici possono generare tensioni e deformazioni nella geomembrana e devono quindi essere previsti (Tahir et al., 2026).
Stabilità	Sistemi di zavorra permanenti da dimensionare in base alle zone ventose	Stabilità dello strato di copertura da dimensionare secondo la norma NF G 38 067
Vegetazione	Assenza totale di vegetazione	La vegetazione è possibile (vedere capitolo "Integrazione ambientale dei bacini di raccolta").
Azioni sul ghiaccio	Un sistema di aerazione ad alte prestazioni è essenziale per prevenire la formazione di ghiaccio.	Si raccomanda un sistema a bolle per evitare un sovraccarico destabilizzante dello strato superiore.
Altri problemi (animali che scavano tane, atti vandalici)	Geomembrana esposta a queste sollecitazioni. Fornire dispositivi di arrampicata/scarico per gli animali.	Lo strato di finitura garantisce protezione
Rilevamento/ riparazione perdite	Facile	Difficile: progettare un sistema di rilevamento e localizzazione delle perdite sotto la geomembrana
Altri vantaggi/ svantaggi	Minori costi e tempi di costruzione; Rischio ridotto di perforazione della geomembrana durante l'installazione; Minore numero di ancoraggi necessari	Elevati costi e tempi di costruzione; Applicazione delicata dello strato superiore; Necessità di ancoraggi dimensionati secondo la norma NF G 38 067

***Tabella 5**: Confronto tra geomembrane esposte e geomembrane coperte.*

in larga misura da una rigorosa organizzazione in cantiere. Ciò include, in particolare, la verifica, tramite Piani di Assicurazione Qualità, della presenza di personale qualificato, come ad esempio saldatori certificati.

Ispezione del sistema di impermeabilizzazione

Il sistema di impermeabilizzazione è soggetto a tre livelli di controllo distinti e complementari: il primo è effettuato dall'impresa installatrice, che verifica, in particolare, le saldature, gli assemblaggi e i materiali utilizzati; il secondo, commissionato dall'impresa, consiste in sopralluoghi condotti da un ente indipendente per validare alcuni punti critici dell'installazione (in Italia tale controllo è opzionale); il terzo è eseguito dal responsabile di progetto o da un fornitore di servizi o dal Direttore dei Lavori designato dal committente. Questo include la revisione della documentazione, ispezioni visive e prove specifiche.

Tutti questi controlli mirano a garantire la qualità, la conformità normativa e la durabilità dell'impermeabilizzazione, assicurando così la solidità a lungo termine della struttura. Le diverse tipologie di controlli che possono essere effettuati sono:

- ispezioni delle aree di stoccaggio e movimentazione dei prodotti per verificare che la geomembrana non sia danneggiata prima dell'installazione;
- ispezioni al ricevimento dei materiali e delle attrezzature in cantiere;
- pannelli di prova e prove di idoneità;
- ispezioni relative all'installazione e al collaudo della struttura di supporto, che deve essere pulita e priva di elementi aggressivi;
- ispezioni del piano di lavoro e del piano delle fasi di lavoro;
- ispezione dell'impermeabilizzazione installata, che può essere distruttiva per caratterizzare la resistenza meccanica e la modalità di rottura di un assemblaggio (trazione per pelatura, trazione per taglio) o non distruttiva, come ispezioni visive o prove di tenuta all'acqua;
- ispezioni relative all'installazione della struttura di protezione: l'integrità della geomembrana deve essere verificata prima della posa dello strato di copertura;
- revisione della documentazione di progetto.

Per garantire che la geomembrana rimanga in buone condizioni, è importante monitorarla costantemente durante tutto il suo ciclo di vita, dalla produzione all'installazione in cantiere e al trasporto. I seguenti fattori rivestono un ruolo significativo:

- stoccaggio in fabbrica;
- trasporto dalla fabbrica al cantiere;
- condizioni di stoccaggio in cantiere;
- condizioni dello strato di supporto in cantiere;
- installazione provvisoria;
- trattamento in cantiere durante la saldatura;
- esposizione in cantiere dopo la saldatura;
- applicazione di materiale protettivo o terreno di riempimento sulla geomembrana completata, se necessario.

Questi controlli, effettuati durante l'implementazione del DEG e per tutta la durata di vita del serbatoio, dovrebbero garantire il corretto funzionamento della struttura e prevenire eventuali problemi che potrebbero essere correlati a danni alla geomembrana o al DEG stesso.

Progettazione delle opere accessorie

Lo sfioratore di piena

Tipologia di sfioratori di piena per bacini idrici collinari e ad alta quota

Lo sfioratore consente lo scarico in sicurezza dell'acqua che entra in eccesso nell'invaso. Quest'acqua proviene principalmente dalla pioggia che cade direttamente sul bacino, dal deflusso superficiale dal bacino idrografico e, in qualche caso, dalle piene dei corsi d'acqua che alimentano il bacino e dal flusso in eccesso dovuto al pompaggio o alla derivazione.

Nessun invaso in collina o ad alta quota dovrebbe essere costruito senza uno sfioratore. Questo vale anche per invasi situati al di fuori del fondovalle o senza corsi d'acqua diretti, o isolati dal bacino idrografico naturale da un rilevato perimetrale, con un bacino idrografico limitato all'impluvio del bacino di ritenuta.

Il tipo di sfioratore più comune e sicuro è lo sfioratore superficiale, posizionato al livello normale del bacino (livello massimo di regolazione). In caso di piena, funziona passivamente senza intervento umano ed è meno soggetto a ostruzioni. Questo tipo di sfioratore è raccomandato per i bacini idrici in collina o ad alta quota ed è l'oggetto di questa guida.

Uno sfioratore a flusso libero è costituito da:

- uno **sfioratore a stramazzo** posizionato al livello di tracimazione (livello operativo normale);
- un **canale fugatore** per convogliare l'acqua da scaricare lontano dallo sbarramento/paramenti;
- un **canale di scarico** per garantire il collegamento con l'ambiente naturale.

Installazione dello sfioratore di piena

La posizione di uno sfioratore a flusso libero dipende principalmente dalle condizioni topografiche e geologiche del sito. Può essere situato all'esterno o sullo sbarramento, ma preferibilmente deve essere situato al di fuori del rilevato arginale. Quando lo sfioratore è posizionato sul rilevato del bacino, deve resistere all'assestamento della diga, essere fondato al di sotto della zona di possibile congelamento e soddisfare rigorosi requisiti di sicurezza per prevenire qualsiasi tracimazione o danno diretto allo sbarramento. In particolare, l'impermeabilità complessiva deve essere continua e affidabile.

Nel caso specifico di bacini idrici ad alta quota, il rischio di formazione di accumuli di neve richiede precauzioni specifiche:

- scelta di una posizione appropriata per mitigare tale rischio;
- possibile utilizzo di un'analisi nivologica e meteorologica per stimare l'altezza della neve;
- installazione di misure di protezione (barriere frangivento) se necessario;
- progettazione dello sfioratore con pareti laterali ampiamente svasate per facilitare la manutenzione meccanica.

Dimensionamento idraulico dello sfioratore di piena

Lo sfioratore deve essere progettato per garantire un'evacuazione efficiente del flusso a valle della diga, in modo da impedire il rigurgito che ridurrebbe la sua capacità di scarico. Ciò richiede una pendenza del canale sufficiente. Se il flusso è libero, si applica la seguente legge di efflusso:

$$Q = a\, L\, \sqrt{(2g)}\, h^{1,5}$$

con un coefficiente di efflusso compreso tra 0.30 e 0.35 (coefficiente di efflusso per soglia spessa).

Nei bacini montani boscosi o sul fondo dei talweg, occorre tenere conto del rischio di ostruzione da parte di detriti galleggianti. Per questo motivo, sono necessari una larghezza da 10 a 15 metri e un'altezza libera da 1.5 a 2 metri.

Nelle zone montuose, il ghiaccio può ridurre le prestazioni idrauliche degli sfioratori in due modi:

• la formazione di ghiaccio diminuisce la profondità dell'acqua in prossimità dello sfioratore, riducendo la portata secondo la legge di flusso dello sfioratore. Per tenere conto di questo effetto, viene adottato il coefficiente di flusso a = 0.30;

• la formazione di accumuli di neve compatta sullo sfioratore può ostruirne parzialmente il flusso.



***Figura 8**: Sfioratore di piena bloccato da un cumulo di neve (foto scattata a giugno) (credito: © Cemagref).*

Per garantire la sicurezza in caso di alluvione, si raccomanda di adattare il progetto valutando lo spessore previsto del ghiaccio e limitandolo tramite la scelta del sito o specifiche misure di protezione. Il progetto può anche essere integrato nei calcoli della portata di piena, tenendo conto dello spessore del ghiaccio.

La progettazione idraulica include in genere la valutazione delle velocità e delle profondità di flusso, nonché delle condizioni di scarico a valle in relazione all'ambiente naturale. Si raccomanda:

• per la capacità di scarico: confronto tra la portata di progetto (picco di piena) e la portata evacuabile dallo sfioratore nelle condizioni di massimo livello di invaso;

• per il flusso nel canale: calcolo del livello dell'acqua utilizzando formule idrauliche monodimensionali o software di modellazione monodimensionale;

• per la struttura di scarico a valle: non è richiesto alcun calcolo a meno che non vi sia rischio di erosione.

La progettazione deve essere eseguita per piene eccezionali ed estreme, con margini di sicurezza specificati nelle raccomandazioni professionali (vedere le norme nazionali e regionali italiane e la guida francese CFBR 2023, "Raccomandazioni per la progettazione degli sfioratori delle dighe" o D.M. 26/06/2014) per una corretta valutazione.

La geometria del canale deve rimanere il più rettilinea possibile per evitare la formazione di onde stazionarie e innalzamenti localizzati del livello dell'acqua.

Progettazione strutturale dello sfioratore e principali raccomandazioni costruttive

La progettazione strutturale dello sfioratore mira a garantire la stabilità della struttura, in particolare durante le piene, nonché la sua durabilità in un ambiente montano. Due punti chiave sono essenziali:

- la stabilità dello sfioratore rispetto alla pressione idraulica a quota normale;
- la stabilità del canale e dello scarico durante le piene, tenendo conto delle velocità e delle potenziali pressioni di sollevamento.

Lo sfioratore, generalmente realizzato in cemento armato, deve garantire una quota di scarico precisa e stabile. La sua progettazione considera le pressioni idrostatiche e del ghiaccio, le pressioni di sollevamento al di sotto della struttura e il rischio di erosione a valle. È necessario mantenere le fondazioni libere dal gelo e garantire accuratamente l'impermeabilità dello sfioratore.

Per il canale e lo scarico, sono possibili diverse tipologie di strutture a seconda del contesto. Un canale può essere progettato in cemento armato (con elementi sufficientemente pesanti o ancorati, giunti a tenuta stagna e drenaggio sotto la soletta di base), massi di cemento, gabbioni, pietrisco sciolto o persino roccia naturale.

Le diverse soluzioni progettuali per canali e sfioratori offrono applicazioni specifiche. Il calcestruzzo armato è adatto a tutte le altezze di diga e a tutte le portate, fatte salve precauzioni speciali quando le velocità di flusso superano i 15 m/s. I massi di protezione in calcestruzzo sono adatti per altezze di salto inferiori a 10 m e velocità inferiori a 10 m/s. I gabbioni consentono portate da 1 a 2 m^3/s/m, o da 0.5 a 1.5 m^3/s/m per i materassi Reno. Il riempimento con roccia fratturata può essere utilizzato per piccoli bacini idrici e solo per i canali situati all'esterno del rilevato e per la struttura dello sfioratore. Infine, la roccia naturale può essere mantenuta per i canali di scarico esterni al rilevato e quando le caratteristiche meccaniche della roccia sono eccellenti.

Esempio di sfioratori di piena a soglia libera su rilevato

La semplice soluzione di uno sfioratore a flusso libero è spesso adatta per bacini idrici collinari o ad alta quota, poiché soddisfa l'esigenza di strutture di sfioro semplici, a bassa portata ed efficienti. Il seguente esempio tipico è particolarmente adatto e può servire da guida progettuale.

Esempio: Sfioratore in gabbioni o massi di protezione in calcestruzzo

Ai fini dell'integrazione ambientale del bacino idrico, questo tipo di sfioratore, che richiede meno calcestruzzo, è appropriato. È progettato con uno sfioratore piano in cemento armato posizionato su massi di protezione legati (o in calcestruzzo), un canale realizzato con massi di protezione legati o gabbioni, un'impermeabilizzazione completa sotto lo sfioratore e il canale e un sistema di drenaggio.

Strutture di scarico dell'acqua – Tubazioni sotto gli argini

Caratteristiche

Lo svuotamento del bacino idrico tramite uno scarico di fondo consente una rapida riduzione del livello dell'acqua, risultando essenziale per la sicurezza della diga. Il sistema deve essere in grado di funzionare in tutte le stagioni, dimezzando il livello dell'acqua in alcuni

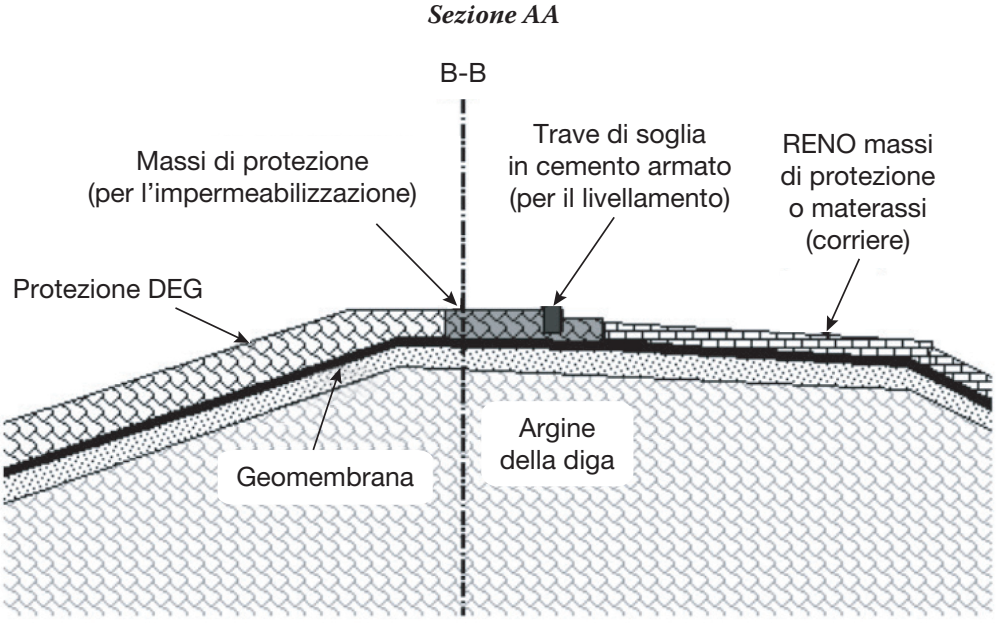


***Figura 9**: Sezioni trasversali tipiche di sfioratori di piena rustici.*

giorni (in meno di 8 giorni per la normativa francese) e svuotandolo completamente in meno di qualche settimana (21 giorni per la normativa francese) (senza rifornimento idrico). Per i piccoli bacini idrici collinari e ad alta quota, questi requisiti sono generalmente facili da soddisfare.

L'accessibilità continua del sistema di movimentazione dello scarico di fondo deve essere garantita tramite accesso diretto alla valvola o tramite controllo remoto. È necessario un diametro minimo per consentire le ispezioni delle tubazioni. Ciò contribuisce anche a prevenire ostruzioni. Il funzionamento a gravità è più affidabile ed è preferibile. In caso di svuotamento della diga per pompaggio, deve essere previsto un sistema di supporto energetico ridondante (gruppi elettrogeni) .

Il dimensionamento delle tubazioni di presa, trasferimento e alimentazione dipende da ogni singolo progetto. Le tubazioni a doppio scopo (svuotamento e alimentazione) dovrebbero essere limitate ai piccoli bacini idrici senza un impatto ambientale significativo.

Progettazione delle valvole e delle paratoie dello scarico di fondo

Un elemento chiave nella progettazione del sistema di drenaggio riguarda le valvole e le paratoie. Esistono diverse opzioni, dalle più semplici alle più sofisticate, a seconda dei rischi associati alla diga e alle sue dimensioni (vedere guida Cemagref "Petits barrages" 2002):

• la soluzione più semplice consiste nell'installare una sola valvola sullo scarico di fondo al fondo della tubazione di scarico, senza un dispositivo di intercettazione a monte. L'acqua viene quindi raccolta da una presa a monte dotata di un filtro o di una griglia, generalmente alloggiata in una camera di cemento. Questa soluzione è riservata ai piccoli bacini idrici. Implica che la condotta rimanga costantemente in pressione, il che rende necessari controlli periodici per la verifica di eventuali perdite;

• un'opzione leggermente più avanzata consiste nell'aggiungere a monte una cassaforma mobile, azionabile all'occorrenza da sommozzatori, combinata con una valvola di servizio situata a valle. Questa configurazione si basa su una presa dotata di scanalature per la cassaforma. Anche in questo caso, la condotta opera in pressione costante e richiede controlli frequenti;

• un livello di sicurezza superiore si ottiene installando una valvola di sicurezza a monte, oltre alla valvola di servizio a valle. La valvola a monte può essere alloggiata in una camera sommersa, accessibile tramite una passerella, oppure controllata a distanza, generalmente tramite un sistema idraulico da un locale tecnico. Questo sistema è adatto a serbatoi di grandi dimensioni e consente di interrompere il flusso in caso di guasto alla condotta o alla valvola a valle.

La progettazione delle valvole di scarico dipende dalle condizioni operative (specifiche di tenuta e rischi di ostruzione, potenziali effetti del ghiaccio in quota). Si raccomanda l'utilizzo di valvole ad apertura totale per ridurre il rischio di intasamento. Per limitare gli effetti del ghiaccio, è comune installare un sistema di aerazione (*bullage*).

La camera della valvola deve essere progettata per consentire il funzionamento anche in inverno. In caso di controllo a distanza, è necessario prevedere un sistema di riserva per garantire il funzionamento in caso di guasto.

Progettazione di condotte sotterranee

La scelta delle tubazioni dipende dalle dimensioni e dal volume del bacino idrico (vedere guide Cemagref "Petits barrages" 2002). Si raccomanda l'utilizzo di tubazioni in acciaio o ghisa con bloccaggio, con un diametro minimo di 300 mm. Per bacini di piccole dimensioni, si può considerare l'utilizzo di tubazioni con un diametro minimo di 200 mm. È vietato l'uso di tubazioni in calcestruzzo prefabbricato, calcestruzzo armato gettato in opera o ghisa non bloccata. Si sconsiglia l'utilizzo di tubazioni in PVC. La progettazione delle tubazioni sotto i rilevati deve prevenire il rischio di erosione interna all'interfaccia tubo/rilevato, garantendo un accurato incapsulamento della tubazione e, se necessario, un efficace drenaggio a valle per intercettare eventuali perdite. Il metodo raccomandato per limitare il rischio di erosione interna all'interfaccia tubo/rilevato consiste nel posare la tubazione in una trincea e riempire la trincea con calcestruzzo gettato direttamente nello scavo. Queste regole si applicano a tutti i tipi di tubazioni (drenaggio, presa, scarico).

Quando queste tubazioni operano in pressione, devono essere dimensionate per resistere alle sollecitazioni idrauliche transitorie (ad esempio, il colpo d'ariete) e protette da dispositivi appropriati (sfiati, cuscinetti reggispinta). Generalmente si consiglia l'installazione di due tubazioni con due differenti valvole, indipendenti, per consentire la manutenzione di

una o dell'altra o per necessità legate alla sicurezza dell'invaso (un sistema ridondante di due tubazioni e due valvole, sebbene costi di più della singola tubazione, consente una riduzione dei costi di manutenzione, non dovendo svuotare l'invaso per interventi su una delle due tubazioni, e una maggiore affidabilità in caso di malfunzionamento di una delle due).

Il collegamento delle tubazioni alla geomembrana è un punto critico. Richiede una pianificazione precisa del layout, specifiche tecniche dettagliate e dettagli costruttivi che limitino i cedimenti differenziali per preservare l'integrità della geomembrana. Un esempio di progetto tipico è mostrato nella Figura 10.

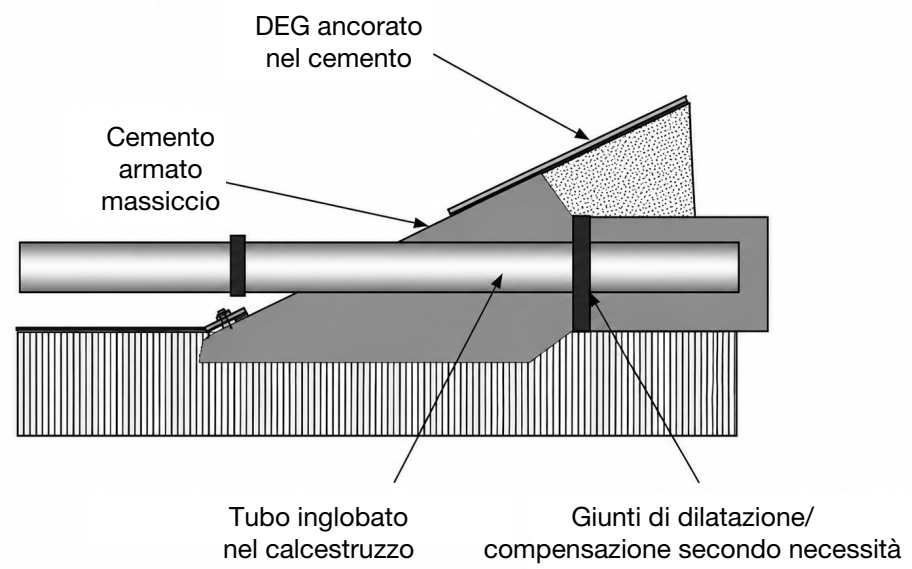


***Figura 10**: Collegamento tra tubo e DEG (guide retenues d'altitude 2019).*

Progettazione delle strutture di presa a monte e a valle

Opere di presa a monte

L'opera di presa deve essere progettata in modo da prevenire qualsiasi rischio di ostruzione completa. Le dimensioni delle griglie (distanza tra le barre) devono essere adattate al diametro del tubo o delle valvole. Un tipico progetto di opera di presa è mostrato nella Figura 11.

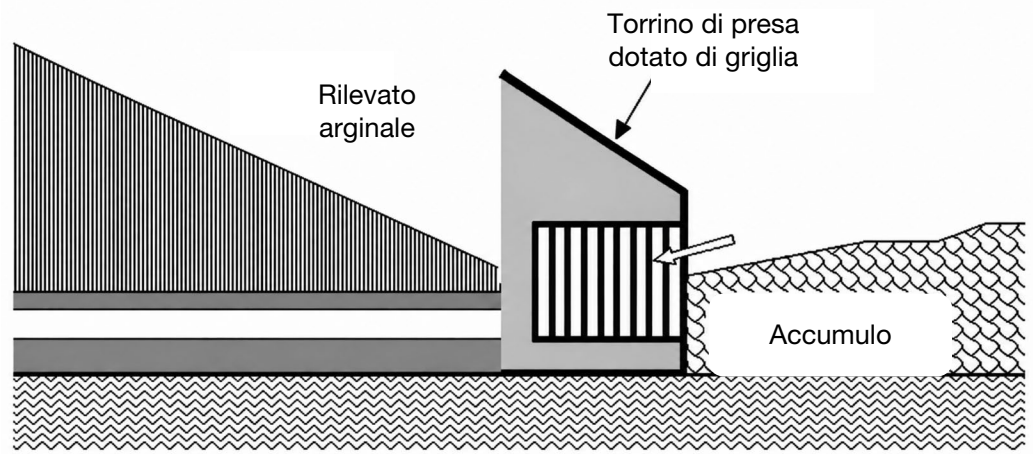


***Figura 11**: Torrino di presa (guide retenues d'altitude 2019).*

Scarico a valle

Lo scarico idrico a valle deve essere protetto per prevenire l'erosione, che potrebbe compromettere la stabilità della base della diga. A tale scopo è generalmente necessaria una struttura di dissipazione dell'energia.

Protezione da crolli, frane e valanghe

La stabilità dei versanti che delimitano il bacino idrico è un aspetto di particolare importanza per garantire la sicurezza dell'impianto e del corpo diga. Eventuali frane o valanghe possono, infatti, generare danni al corpo diga o a qualunque elemento componga l'impianto idrico, con impatto diretto o indirettamente (si pensi ad un volume di terra o roccia che raggiunge il bacino inducendo onde anomale che dinamicamente impattano il corpo diga). Un'attività necessaria nell'ambito del progetto dell'impianto è dunque analizzare la stabilità di tutti i versanti interessati dall'opera e, qualora essa non sia verificata con un adeguato livello di sicurezza, procedere all'individuazione e progettazione di interventi che riducano il rischio indotto dall'instabilità.

Indipendentemente dal fenomeno naturale, le opere di difesa/stabilizzazione per frane, valanghe e caduta massi devono essere sottoposte a un programma sistematico di ispezione, monitoraggio e manutenzione, integrato nel piano di sorveglianza della diga previsto dalla normativa vigente. Le attività di monitoraggio hanno lo scopo di rilevare tempestivamente il deterioramento delle opere difensive, la riduzione della capacità di intercettazione per accumulo di materiale, e l'eventuale manifestazione di nuovi fenomeni di instabilità di versante non presenti nella valutazione di rischio originaria. L'integrazione di sistemi di monitoraggio strumentale in tempo reale, es. sensori sismici per la rilevazione degli impatti, geofoni lineari per il rilevamento delle colate detritiche, radar di monitoraggio del manto nevoso e delle pareti rocciose instabili, rappresenta un complemento importante alle ispezioni visive, in particolare per le opere collocate in aree di difficile accessibilità.

Protezione da frane

In base alla tipologia di instabilità attesa e al materiale coinvolto (terra o roccia) (Varnes, 1978; Cruden & Varnes, 1996) occorre dunque procedere con analisi di stabilità di versante mediante opportuni metodi ben noti e riportati diffusamente in letteratura. La complessità del metodo di analisi dipende da quella del fenomeno analizzato, ma è in ogni caso consigliato seguire l'approccio di analisi con metodi di progressiva complessità, utilizzato per l'intero progetto dell'impianto, partendo, per esempio, dai metodi empirici verso l'equilibrio limite e le analisi numeriche.

Qualora il grado di stabilità del versante non sia sufficiente a garantire la sicurezza dell'invaso, occorre procedere ad individuare azioni che riducano il potenziale rischio.

Nel seguito si riportano i principali interventi volti alla mitigazione del rischio indotto dalle più usuali tipologie di instabilità delle sponde di bacino. In accordo a quanto riportato sulle "Linee Guida per la Progettazione degli Interventi di Mitigazione del Rischio da Frana", pubblicate dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 2022), si distinguono gli interventi di prevenzione e di protezione. I primi hanno lo scopo di ridurre la probabilità di innesco di una frana di data magnitudo, i secondi riducono la probabilità che la frana colpisca gli elementi a rischio (il bacino, la diga o gli altri elementi strutturali dell'impianto), intercettando la massa in movimento, deviandone il percorso o riducendo le energie in gioco.

Gli interventi di prevenzione comprendono:

- modifica della geometria del pendio: rimozione del volume di terra o roccia potenzialmente instabile o di sue parti (riprofilatura, disgaggio, ecc.); appesantimento al piede del versante; opere di sostegno utilizzate per modificare la geometria del versante;
- trasferimento di sollecitazioni dalle zone potenzialmente instabili alle zone stabili: elementi strutturali verticali o sub-verticali (micropali, pali o diaframmi, collegati in testa) che attraversino la superficie di scivolamento immorsandosi nella parte stabile del versante; chiodature sistematiche (soil nailing), solitamente abbinate a reti, geogriglie o pannelli in calcestruzzo; bullonature o chiodature di blocchi rocciosi mediante barre in acciaio pretese (ancoraggi attivi) o non pretese (passive). In tutti i casi, chiodi, bulloni, ancoraggi e tiranti a trefoli devono essere dotati di apposita struttura di contrasto in superficie, di rigidezza ed estensione commisurata alle caratteristiche del materiale superficiale (terreno o roccia);
- modifica delle caratteristiche meccaniche della massa instabile: comprende tutte le tecniche che consentono di trattare il terreno mediante compattazione, sostituzione, miscelazione con cemento o calce, iniezioni di materiale cementizio o chimico a basse ed elevate pressioni, migliorandone le caratteristiche di resistenza e deformabilità;
- modifica del regime idraulico profondo: trincee drenanti poste a monte o all'interno del volume in frana, rivestite di geotessile filtrante e riempite con materiale grossolano e con un collettore di fondo; dreni di piccolo diametro sub-orizzontali, costituiti da tubi in PVC finestrati e rivestiti con geotessile filtrante, disposti in parallelo o a raggiera e installati in uno o più livelli. La lunghezza deve essere tale da oltrepassare la potenziale superficie di scivolamento o, nei casi di ammassi rocciosi, da intercettare il maggior numero di discontinuità possibile;
- modifica del regime idraulico superficiale, per prevenire l'infiltrazione delle acque di ruscellamento in profondità: briglie, canalette, fossi e tubazioni poste sul coronamento della frana, per la raccolta delle acque meteoriche; sigillatura delle fratture di trazione critiche in ammassi rocciosi; stesa di membrane impermeabili; copertura vegetale selezionata; riprofilatura del versante per evitare contropendenze con ristagni di acqua;
- contrasto all'erosione superficiale.

Gli interventi di protezione, al contrario comprendono:

- briglie e traverse torrentizie: strutture in calcestruzzo, gabbionate o legno-terra nei canali per trattenere i sedimenti e limitare l'apporto solido a valle; le briglie a fessura o a grigliato filtrano i fini e trattengono il grossolano;
- rilevati di contenimento e deviazione: terrapieni compattati, eventualmente rivestiti in massi o gabbionate, per intercettare colate detritiche o crolli di roccia o deviarne la traiettoria lontano dall'infrastruttura da proteggere;
- muri di sostegno: strutture rigide in calcestruzzo armato (a gravità, a mensola, con contrafforti) o in terra rinforzata (geogriglia) per il contenimento di terreni in frana o la stabilizzazione del piede del versante;
- valli e bacini di ritenuta: aree di deposizione controllata a monte dell'infrastruttura, dimensionate per contenere il volume mobilitabile stimato.

Protezione da valanghe di neve

Le valanghe di neve rappresentano uno dei rischi naturali più rilevanti per le dighe situate in ambito alpino. I meccanismi di innesco, la dinamica e i carichi generati sulle strutture variano significativamente in funzione della tipologia di valanga. Le opere di difesa permanente sul

versante hanno lo scopo di impedire il distacco della valanga agendo direttamente sulla zona di accumulo e di distacco. Rientrano in questa categoria le rastrelliere paravalanghe, installate nella zona di distacco per impedire lo scorrimento della neve e mantenerne la struttura coesiva. Si tratta di strutture metalliche o in legno ancorate al terreno con una serie di pali, con altezze variabili da 2 a 5 m e spaziatura calibrata sulla base dello spessore nevoso atteso. Sono efficaci per valanghe di lastroni, ma non costituiscono una protezione assoluta in presenza di anni nevosi eccezionali o di accumuli da vento particolarmente intensi. Ulteriori interventi attivi includono le reti di ancoraggio del manto nevoso (snow nets), le terre armate di ancoraggio e le scarpate rinforzate nelle zone di distacco. In casi particolari, laddove la morfologia lo consente, si può ricorrere alla modificazione artificiale del profilo topografico della zona di distacco mediante rimodellamento con materiale inerte, al fine di ridurre l'angolo di pendenza al di sotto della soglia critica per il distacco (≥35°-38° per le valanghe a lastroni).

I rilevati paravalanghe costituiscono la tipologia di opera difensiva passiva più robusta e più idonea alla protezione di infrastrutture di grande importanza come le dighe. Si tratta di terrapieni di considerevoli dimensioni, con altezze tipiche comprese tra 5 e 20 m, larghezze alla base da 20 a 80 m, realizzati in materiale granulare ben compattato, eventualmente con nucleo impermeabile se collocati in prossimità dell'invaso, e rivestiti sul lato a monte con pietrame o massi in modo da resistere all'abrasione causata dal passaggio della neve. Nei contesti alpini in cui le valanghe si ripetono con frequenza pluriennale, il rilevato paravalanghe deve essere dimensionato per resistere a impatti successivi senza richiedere interventi di ripristino strutturale tra un evento e il successivo. È pertanto necessario prevedere adeguata manutenzione annuale, con verifica dello stato del rivestimento e sgombero del materiale depositato nel bacino di ritenzione a monte.

Protezione da crolli in roccia

Il crollo di blocchi rocciosi è uno dei processi gravitativi più frequenti nelle aree alpine e nelle valli incise da torrenti di montagna, dove le pareti rocciose che delimitano il bacino imbrifero possono rilasciare blocchi lapidei di dimensioni variabili da pochi decimetri cubi fino a migliaia di metri cubi (nel caso di grandi crolli in roccia). Il fenomeno si produce per il progressivo degrado meccanico della massa rocciosa in parete (per cicli gelo-disgelo, alterazione chimica, variazioni di pressione idrostatica nelle fratture, sisma) fino al raggiungimento delle condizioni di instabilità e al distacco del blocco. La traiettoria del masso successiva al distacco è caratterizzata da tre fasi cinematiche principali: caduta libera iniziale, rimbalzo sulla superficie del versante (bouncing), e rotolamento o scorrimento nella parte terminale del percorso. Le grandezze fisiche più rilevanti per la progettazione delle opere di protezione sono la velocità di impatto (tipicamente 10-40 m/s per versanti alpini) e l'energia cinetica totale al punto di impatto, che dipende dalla massa del blocco e l'altezza di volo. Per blocchi di dimensioni medie (1-10 m^3), le energie in gioco variano da alcune centinaia di kJ a svariati MJ.

I rilevati paramassi sono opere in terra o in materiale granulare, posizionate a valle delle zone di distacco lungo le traiettorie preferenziali dei blocchi, con la funzione di intercettare e assorbire l'energia cinetica dei massi prima che questi raggiungano la struttura della diga o le infrastrutture di servizio. Rispetto alle reti paramassi, i rilevati presentano il vantaggio di non richiedere manutenzione frequente, di resistere a impatti ripetuti e di poter essere dimensionati per energie di impatto molto elevate (fino a decine di MJ), non conseguibili con le reti.

Le reti paramassi sono barriere dinamiche prefabbricate, composte da una rete in fune o in filo d'acciaio ad alta resistenza tesa tra montanti metallici ancorati al versante, con sistemi di dissipatori di energia a deformazione plastica (frenatori) interposti nelle funi di ancoraggio.

Rispetto ai rilevati, le reti presentano ingombro ridotto, facilità di installazione in contesti morfologicamente complessi e modularità nella scelta del livello energetico, ma richiedono manutenzione regolare e non sono adatte ad energie di impatto superiori a circa 5.000-8.000 kJ con le soluzioni correntemente in commercio (fino a 10.000 kJ per le barriere di ultima generazione).

In molte situazioni progettuali reali, la protezione ottimale delle dighe dal crollo in roccia è ottenuta con una soluzione integrata che combina reti paramassi a monte, con funzione di pre-intercettazione dei blocchi di minore energia, e rilevati paramassi a valle, con funzione di arresto finale dei blocchi più energetici che dovessero attraversare o superare la prima linea di difesa. Questa configurazione a doppio livello garantisce una ridondanza del sistema difensivo, riduce l'energia di progetto di ciascuna opera singola (con conseguente risparmio economico) e limita il rischio di saturazione delle reti in caso di eventi di eccezionale magnitudo. Il progetto del sistema integrato deve essere affrontato simulando l'interazione tra i blocchi in caduta e le singole opere difensive mediante modelli numerici che tengano conto dell'effetto di rimbalzo e di ritrasmissione di energia che si verifica quando un masso impatta una rete e viene decelerato ma non arrestato. I codici di simulazione più avanzati consentono oggi di simulare questo tipo di interazione con buona accuratezza, fornendo le basi per un dimensionamento integrato e ottimizzato dell'intero sistema difensivo.

3.6.4. Dispositivo di monitoraggio

Principi di progettazione dei sistemi di monitoraggio

Il monitoraggio è un elemento essenziale della sorveglianza delle dighe e consente di valutarne il comportamento a lungo termine, sia dal punto di vista idraulico (tassi di percolazione, pressioni dell'acqua interstiziale) che meccanico (deformazioni, spostamenti). Per i bacini idrici collinari e di alta quota sigillati con una diga di drenaggio DEG, la misurazione più importante è la portata di drenaggio, che fornisce informazioni sulle condizioni del sistema di tenuta e sull'efficienza del drenaggio, anche quando la DEG è coperta. Le misurazioni piezometriche, sebbene secondarie, rimangono utili per individuare potenziali difetti di tenuta, malfunzionamenti del drenaggio o punti deboli nelle fondazioni. Le misurazioni topografiche (planimetria, livellazione) vengono generalmente effettuate durante i primi anni di esercizio del bacino.

Standard di progettazione

Non esiste una regola univoca che definisca il livello di strumentazione da adottare per ciascuna diga: esso dipende dall'importanza dell'opera, ma anche dalle sue caratteristiche progettuali. La tabella seguente propone una dotazione strumentale minima, riferita a siti privi di particolari criticità. In presenza di condizioni specifiche, quali una geologia complessa o un comportamento anomalo dell'opera, il sistema di monitoraggio deve essere opportunamente progettato.

Monitoraggio delle perdite con fibre ottiche

In generale, la presenza di una perdita è dannosa e può danneggiare gravemente la stabilità dell'opera. Bisogna quindi individuarla per poterla riparare. Al giorno d'oggi, il rilevamento di una perdita attraverso la geomembrana può essere osservato visivamente all'uscita del sistema di drenaggio, ma la localizzazione di una perdita per la riparazione è più difficile e costosa. Infatti, nel caso di una geomembrana esposta, è necessario che la ritenuta sia completamente vuota, il che esclude qualsiasi operazione operativa, affinché possa essere

Serbatoi di piccole e medie dimensioni non classificati	– Misura del livello dell'invaso mediante asta idrometrica o sensore di pressione – Raccolta e misura manuale della portata complessiva di drenaggio.
Piccoli e medi invasi con elementi esposti a valle	– Stessa attrezzatura utilizzata per i serbatoi di piccole e medie dimensioni – Misurazioni di portata e compartimentazione del flusso trasmesse a distanza – Rilievi topografici (planimetria e livellamento) durante i primi 5 anni di esercizio – Alcuni piezometri o sensori di pressione nelle fondazioni e nello sbarramento

***Tabella 6**: Principi di progettazione standard del dispositivo di auscultazione.*

effettuata un'ispezione visiva su tutta la superficie della ritenuta. Questa ispezione visiva rimane tuttavia un metodo relativamente poco efficace, in particolare per individuare i difetti di saldatura. Se la geomembrana è ricoperta, l'intero strato di aggregati deve essere rimosso per accedere alla geomembrana ed effettuare un'ispezione visiva; ciò è costoso e può danneggiare la geomembrana.

In questo contesto, un'azione specifica sullo sviluppo di un metodo semplice e robusto per la localizzazione delle fuoriuscite è stata condotta nell'ambito del progetto di ricerca europeo Interreg Alcotra denominato RESBA, "REsilienza sugli SBArramenti". Questa azione ha testato l'uso di una fibra ottica attiva per rilevare perdite. Questo metodo è oggi collaudato e richiede un dimensionamento della rete di fibre da parte di imprese specializzate.

Continuità del monitoraggio durante il periodo invernale

Alcune misurazioni di monitoraggio devono poter essere effettuate in modo continuativo, anche durante l'inverno. Ciò implica l'implementazione di un sistema di trasmissione remota o il mantenimento di un accesso permanente al sito e agli strumenti di misurazione. A seconda delle dimensioni del bacino idrico e degli elementi esposti a valle, si raccomanda di identificare uno degli schemi di monitoraggio riportato nella Tabella 7.

Piccoli invasi non classificati	Nessuna prescrizione specifica.
Piccoli e medi invasi senza rilevanti elementi esposti a valle	*Monitoraggio*: misura del livello dell'invaso e della portata complessiva di drenaggio.
Piccoli e medi invasi con elementi esposti a valle	*Monitoraggio*: misura del livello dell'invaso e della portata complessiva di drenaggio, integrate, ove necessario, con le ulteriori misure strumentali ritenute necessarie per verificare il corretto comportamento della diga. *Accessibilità*: mantenimento permanente dell'accesso al sito e ai punti di misura.

***Tabella 7**: Principi di monitoraggio delle dighe ad alta quota in base alla loro classe geometrica.*

I dati che possono essere trasmessi a distanza includono i livelli del serbatoio misurati tramite sonde di pressione, i flussi di drenaggio e la portata. Inoltre, le aperture dei tubi di drenaggio alla base a valle della diga sono soggette al congelamento, che può compromettere sia le misurazioni che il corretto funzionamento del sistema di drenaggio. Si raccomanda pertanto di installare gli scarichi in pozzetti protetti dal gelo e adeguatamente drenati.

Integrazione ambientale dei bacini

Le raccomandazioni di questa sezione trattano la questione della vegetazione e della riqualificazione spondale degli invasi per consentire un adeguato sviluppo della biodiversità. Si applicano in via prioritaria alle dighe montane che sono generalmente caratterizzate da un alto livello di contenimento durante la stagione estiva e da un livello basso o fortemente variabile nel periodo invernale. Tuttavia, dopo la verifica da parte di esperti del settore, queste raccomandazioni possono in gran parte essere applicate alle aree collinari.

Principi generali per la scelta del sito

In un progetto di sviluppo di una nuova diga, la scelta del sito è essenziale per la protezione dell'ambiente. I seguenti principi fondamentali devono essere tenuti in considerazione:

- la scelta del sito deve basarsi sui principi "Evitare, Ridurre, Compensare" (ERC). Introdotto nel diritto francese dal 1976, l'approccio ERC è stato specificato nella legge per la riconquista della biodiversità del 2016 e mira a raggiungere l'obiettivo di zero perdite nette di biodiversità durante la progettazione e l'attuazione dei progetti di pianificazione territoriale. Questo è uno dei pilastri del piano nazionale francese "Biodiversité tous vivants", promosso dal ministero della Transizione ecologica e della Coesione dei territori;
- la priorità dev'essere data alla costruzione di nuove dighe in siti già artificiali, e soprattutto non in siti che ospitano habitat fragili e ad alto rischio come le zone umide;
- si deve evitare la distruzione di qualsiasi habitat naturale per conservare gli ecosistemi già presenti sul sito.

Principi generali per un nuovo sbarramento

In un contesto in cui le sfide ambientali diventano centrali nella pianificazione del territorio, la progettazione di una diga deve essere accompagnata da una riflessione approfondita sulla conservazione della biodiversità del sito e da un'adeguata integrazione paesaggistica. L'obiettivo è duplice: i) limitare l'impatto ecologico dell'opera e ii) consentire il suo inserimento ambientale. Si tratta di tendere il più possibile verso la realizzazione di un'opera la cui struttura e il cui funzionamento ecologico siano più vicini ad un lago naturale d'alta quota.

La rivegetazione delle rive, la progettazione dei pendii e del coronamento e la creazione di aree rifugio ecologiche partecipano attivamente a questo processo. Particolare attenzione è rivolta alla conservazione della fauna autoctona, in particolare i mammiferi, gli uccelli, gli invertebrati e gli anfibi, che dipendono dalla presenza di habitat umidi e acquatici per la loro sopravvivenza, riproduzione e alimentazione. Inoltre, si raccomanda di non procedere al ripopolamento ittico degli invasi d'alta quota per proteggere la biodiversità dalla predazione e dalla competizione, dato che nei laghi di alta quota non vi sono pesci naturali.

L'introduzione di una vegetazione adeguata favorisce anche lo sviluppo di ecosistemi funzionali, contribuendo alla stabilizzazione superficiale dei versanti e all'integrazione visiva dell'opera se il paesaggio è già vegetato. In effetti, in alcuni casi la vegetazione può non essere molto presente nel sito, soprattutto ad alte quote, ed è quindi preferibile non rivegetare per consentire un migliore inserimento paesaggistico dell'opera nel suo ambiente.

I principi generali di progettazione di un nuovo bacino di accumulo o di risanamento di uno esistente comprendono le seguenti prescrizioni, illustrate in questo capitolo:

- i paramenti di valle e di monte e il coronamento possono essere ricoperti da vegetazione erbacea;

• lungo le sponde o lungo i paramenti di monte del bacino idrico vengono allestite zone di rifugio ecologico, preferibilmente nelle aree di sponda o alla giunzione tra sbarramento e sponda. Queste zone di rifugio coprono una percentuale minima del 30% del perimetro del bacino idrico;

• sul restante tratto della sponda/paramento di monte, la sistemazione avviene secondo le pratiche classiche di protezione dei rivestimenti a monte delle dighe, prevedendo per lo più uno strato di copertura su tutta l'altezza per le dighe montane o talvolta solo nella fascia soggetta al moto ondoso per quelle collinari. Si possono anche inserire piante acquatiche e/o semi-acquatiche.

Questi principi sono illustrati nella Figura 12.

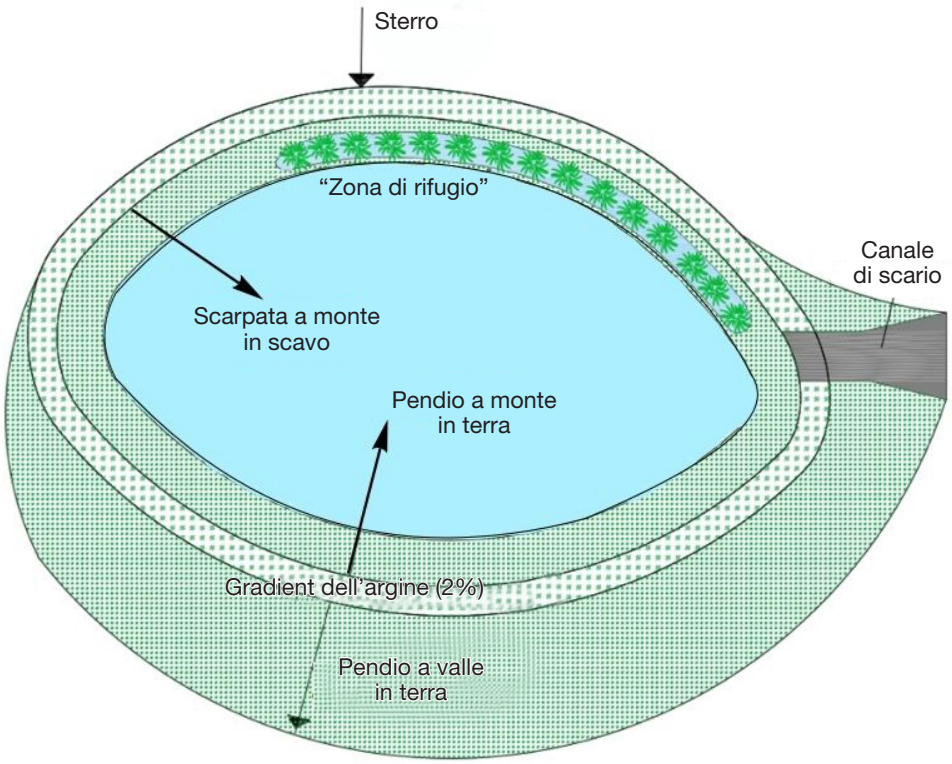


***Figura 12**: Pianta generale di un bacino idrico con zona di rifugio.*

Progettazione dei paramenti, del coronamento e delle sponde

La stabilizzazione dei paramenti di valle e del coronamento da parte della vegetazione costituisce una misura al tempo stesso tecnica, paesaggistica ed ecologica. Si raccomanda di rivestire questi elementi con una vegetazione erbacea, garantendo sia protezione contro l'erosione superficiale, che integrazione ambientale. Questa copertura vegetale deve essere composta da specie erbacee autoctone, adattate alle condizioni climatiche del sito. È vietata la piantagione di arbusti o alberi sui paramenti a monte e a valle, in quanto il loro sistema radicale potrebbe comprometterne la stabilità, degradando la membrana di impermeabilizzazione e penetrando profondamente nel rilevato.

Sui versanti che sovrastano l'invaso o nelle vicinanze, si raccomanda anche la presenza di vegetazione per le stesse ragioni tecniche, paesaggistiche ed ecologiche. Questa vegetazione potrà includere specie arboree o arbustive, in quanto non è a contatto diretto con gli organi di tenuta o sbarramento.

La tabella 8 riassume le principali indicazioni da considerare al momento del rinverdimento di una diga.

Parti dell'invaso/sbarramento	– Vegetazione raccomandata o no
Sponde	– Vegetazione erbacea terrestre – Specie legnose autorizzate
Paramento di monte	– Vegetazione erbacea terrestre nella parte alta e acquatica nella zona di fluttuazione del livello dell'acqua – Specie legnose vietate
Paramento di valle	– Vegetazione erbacea terrestre – Specie legnose vietate

***Tabella 8**: Indicazioni su rivegetazione dell'opera.*

Progettazione dei paramenti di monte e delle sponde con l'inserimento di aree di rifugio ecologico

Obiettivi ambientali

Le sponde a monte e il paramento di monte comprendono aree di rifugio ecologico progettate come spazi acquatici permanenti. Il loro obiettivo principale è mantenere un livello d'acqua costante su circa il 30% del perimetro della diga, anche durante le oscillazioni del livello dell'invaso, per consentire un buon compromesso tra superficie minima benefica per l'accoglienza della biodiversità e altri usi o gestione/manutenzione del bacino. Questa zona riparata d'acqua permetterà lo sviluppo di piante elofite e persino idrofite, offrendo allo stesso tempo un punto d'acqua permanente o quasi permanente per la fauna locale.

Le zone rifugio non sono necessariamente continue su tutto il perimetro dell'invaso. Alcuni settori saranno trattati in modo tradizionale, al fine di consentire l'accessibilità per le operazioni di manutenzione della diga e in particolare per gli interventi sullo scaricatore di piena. Inoltre, si raccomanda di privilegiare l'insediamento delle zone di rifugi ecologici nelle aree di sponde, generalmente più accessibili.

Caratteristiche tecniche e descrizione

La pendenza del paramento di monte deve essere compresa tra 1:3 e 1:2.5, prevedendo una pendenza più dolce in corrispondenza delle zone di rifugio ecologico, al fine di ridurre gli effetti del moto ondoso e limitare l'erosione della frazione fine. Nelle porzioni del paramento di monte non interessate dalla presenza di zone di rifugio ecologico è preferibile, sia ai fini della tutela della biodiversità sia per la protezione della geomembrana, prevedere la completa copertura della stessa. È inoltre opportuno privilegiare geomembrane di colore grigio chiaro o beige, poiché quelle di colore nero possono raggiungere temperature superficiali elevate, con effetti maggiormente sfavorevoli per la fauna. Per i piccoli invasi collinari non esposti a venti intensi e caratterizzati da un moto ondoso limitato, è raccomandato l'inerbimento del paramento di monte.

Le porzioni del paramento di monte destinate ad accogliere zone di rifugio ecologico sono costituite da uno strato di materiali autofiltranti, di spessore compreso tra 30 e 40 cm, la cui distribuzione granulometrica deve rispettare i criteri di filtro e impedire la migrazione della

frazione fine. La granulometria dei materiali può variare dai limi fino al pietrame di piccola pezzatura (0–125 mm). Tale strato deve garantire contemporaneamente un'adeguata resistenza all'erosione e la ritenzione della frazione fine, consentire lo sviluppo della vegetazione e assicurare la protezione del sistema di impermeabilizzazione mediante geomembrana. La presenza della vegetazione contribuisce inoltre a preservare la stabilità e l'integrità dello strato di materiale autofiltrante. Il riempimento dei vuoti con materiale fine costituisce un substrato favorevole allo sviluppo dell'apparato radicale e contribuisce alla stabilizzazione dei materiali.

Il pietrame e i materiali autofiltranti dovranno provenire, per quanto possibile, dal sito stesso, essere selezionati e vagliati in loco, al fine di limitare l'impatto del trasporto.

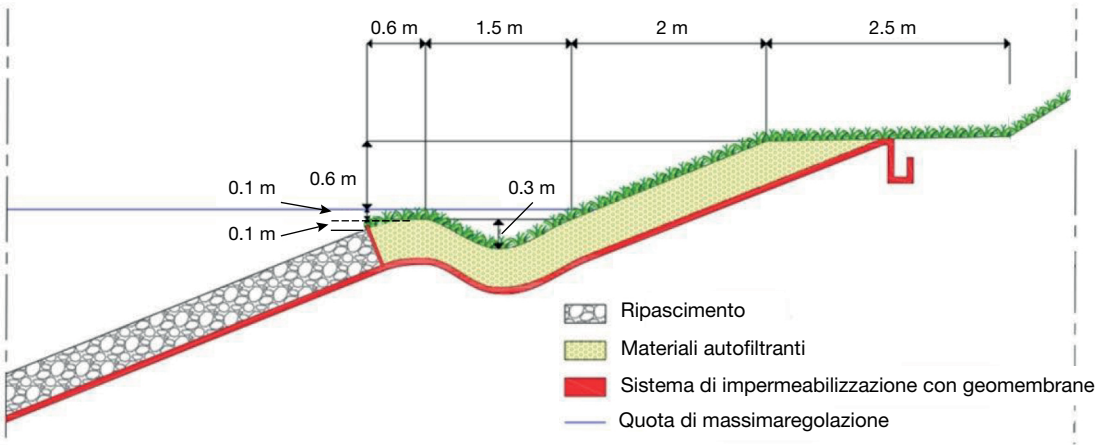


***Figura 13**: Sezione generale di un rilevato con un'area di rifugio.*

Come mostrato nella sezione di Figura 13, la zona di rifugio ecologico si trova a una profondità variabile tra 10 e 40 cm sotto il livello di massima regolazione della diga. Questa disposizione consente un riempimento della zona di rifugio ecologico da parte del bacino quando ha raggiunto il suo normale livello di esercizio, pur mantenendo una profondità d'acqua adeguata allo sviluppo delle piante intorno ai 20-30 cm. Durante il periodo che precede il riempimento della diga fino al livello di massima regolazione, la zona rifugio sarà riempita dallo scioglimento della neve situata sulla riva.

A partire da una profondità di 20 cm e fino al fondo della vasca di contenimento, il paramento di monte del rilevato è protetto tradizionalmente da un rivestimento roccioso. Per le dighe in quota si raccomanda di prolungare l'immorsamento fino alla base. Per le dighe collinari la copertura può talvolta essere parziale e limitata alla fascia soggetta al moto ondoso. Lo spessore e la granulometria dello strato roccioso sono valutati in funzione delle condizioni del sito, al fine di proteggere il dispositivo di impermeabilizzazione mediante geomembrana e limitare gli effetti del moto ondoso.

Drenaggio delle aree di rifugio ecologico

I sistemi di drenaggio delle aree di rifugio ecologico devono essere adeguati alle condizioni topografiche e geometriche locali del progetto:

• in linea di massima, non è necessario predisporre un sistema di drenaggio dell'area di rifugio ecologico. Tale sistema deve essere valutato caso per caso, in funzione delle dimensioni di tale zona e del bacino nel suo complesso, ed eventualmente per evitare l'accumulo di acqua stagnante e consentirne il ricambio;

• l'eventuale realizzazione di un sistema di drenaggio al piede delle sponde, mediante una cunetta perimetrale, deve essere valutata caso per caso. Qualora le sponde siano rivegetate, la realizzazione della cunetta non è raccomandata, in quanto le acque meteoriche di ruscellamento possono contribuire all'alimentazione delle zone di rifugio con acqua non carica di sedimenti. Qualora, invece, la rivegetazione delle sponde non sia possibile, a causa della quota elevata o della natura prevalentemente rocciosa dei materiali affioranti, è raccomandata la realizzazione di una cunetta perimetrale alla base della sponda. Questa consente di intercettare le acque di ruscellamento cariche di sedimenti prima che raggiungano le zone di rifugio ecologico e l'invaso, limitando inoltre l'apporto di sostanze organiche indesiderate.

Fissaggio della geogriglia e della geomembrana

Nel sistema di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG), la geomembrana garantisce l'impermeabilità del pendio a monte, mentre la geogriglia assicura la resistenza e il sostegno degli strati superiori, assorbendo le sollecitazioni di trazione a cui è sottoposto il DEG.

La progettazione del DEG deve essere adattata alla presenza di zone di rifugio ecologico. In particolare, l'ubicazione dell'ancoraggio della geogriglia deve essere studiata con grande cura al fine di evitare un «effetto tamburo» (messa in tensione e sollevamento della geomembrana) che potrebbe verificarsi in corrispondenza del posizionamento del DEG sulla zona di rifugio ecologico.

Sono possibili due soluzioni per contrastare questo effetto tamburo, garantendo al contempo la continuità dell'impermeabilità fornita dalla geomembrana. Esse si basano sull'aumento del carico esercitato sulla geogriglia al fine di zavorrare l'intero DEG. Si distinguono due configurazioni:

• zona di rifugio ecologico stretta (<1.5 m): una zona di contenimento che funge da zavorra (vedi schema di Figura 14), realizzata con materiali terrosi ed eventualmente alcuni blocchi rocciosi, permette di stabilizzare la geogriglia creando al contempo un substrato favorevole allo sviluppo della vegetazione e della biodiversità. Questa soluzione è tanto più indicata quanto più la profondità del bacino è moderata;

• Zona di rifugio ecologico ampia (>1.5 m): in questo caso è necessario un blocco di cemento per fissare saldamente la geogriglia (vedi schema di Figura 15). Questo assicura un ancoraggio meccanico affidabile e garantisce la continuità dell'impermeabilità con la geomembrana.

In entrambe le soluzioni, il DEG è inoltre fissato alla sommità del pendio, all'altezza del coronamento, per garantirne la tenuta nel tempo e la continuità su tutta la superficie del pendio a monte.

Vegetazione e selezione delle specie

La scelta delle specie vegetali è fondamentale per garantire la sostenibilità ecologica del progetto. Deve basarsi su specie locali adeguate all'altitudine (presenti, per quanto possibile, nel bacino idrografico) e alle condizioni ambientali e soprattutto idriche specifiche delle zone in questione (cioè piante terrestri nella parte alta del bacino a monte, e piante acquatiche in zona di maremoto e nelle zone rifugio).

Per quanto riguarda le rive, a seguito degli esperimenti condotti negli ultimi anni si è osservato che le piante elofite (semi-acquatiche) sono preferibili nelle zone con moto ondoso e nelle aree rifugio. Queste presentano buone capacità di radicazione e partecipano attivamente alla stabilizzazione dei materiali nelle zone umide. Il loro sistema rizomatoso può anche consentire loro di spostarsi e colonizzare nuovi spazi. Il loro sviluppo ottimale è varia-

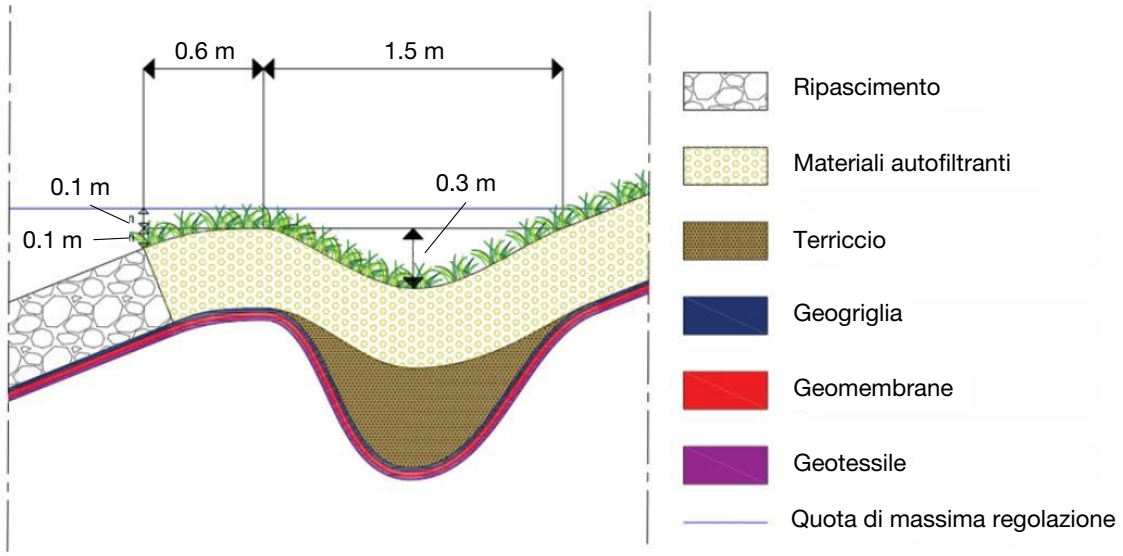


***Figura 14**: Sezione di una zona di rifugio stretta con confinamento.*

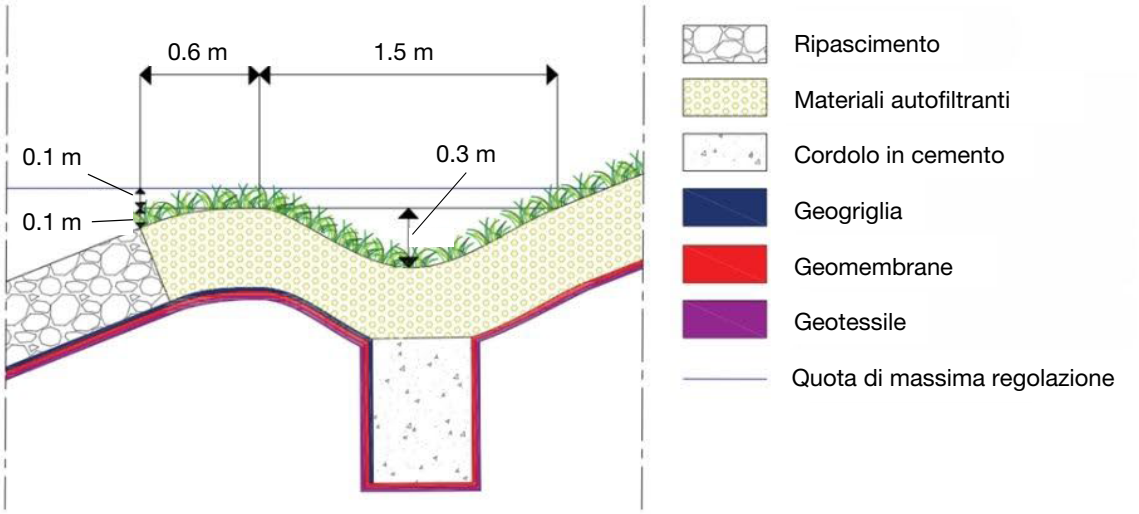


***Figura 15**: Sezione di un'ampia zona di rifugio con blocco in cemento.*

bile e possono generalmente mantenersi fino ad altezze d'acqua comprese tra 20 e 30 cm. Piante idrofite (acquatiche) possono essere prese in considerazione nelle zone rifugio, offrendo condizioni idriche più perenni.

Soluzioni ingegneristiche per la progettazione di bacini idrici integrati nel contesto ambientale

La progettazione di bacini collinari e montani integrati nel loro contesto ambientale richiede il ricorso a due competenze distinte:

- quella dell'ingegneria delle dighe: si tratta di competenze pluridisciplinari peculiari dell'ingegneria civile, come la geotecnica, l'idrologia, l'idraulica, ecc.;
- quella dell'ingegneria ecologica: si tratta di un approccio interdisciplinare di ecologia, scienze del suolo e ingegneria. Si inserisce nel più ampio quadro delle Scienze naturali e ha

come obiettivo quello di progettare ambienti sostenibili ed evolutivi. In questo caso, si tratta di ricreare le condizioni di accoglienza e di funzionamento della biodiversità delle rive e dei pendii delle dighe.

Gestione delle dighe

Si raccomanda di non effettuare il ripopolamento ittico degli invasi, al fine di proteggere la biodiversità dalla predazione, considerato che nei laghi di alta quota non sono naturalmente presenti popolazioni ittiche.

CAPITOLO 4

Interventi di manutenzione su bacini di piccole e medie dimensioni



Il ruolo del proprietario e i diversi attori coinvolti nella manutenzione e nella gestione dei bacini di ritenuta

Il proprietario (o committente) di una diga di contenimento, indipendentemente dal suo status, è il principale attore nella gestione del bacino. È responsabile dell'opera per tutta la sua durata di vita: costruzione, riempimento, esercizio, sorveglianza, manutenzione e gestione dei documenti normativi.

È civilmente e penalmente responsabile dei danni causati, in particolare in caso di rottura e soprattutto in caso di mancata manutenzione o sorveglianza. Il proprietario deve effettuare un monitoraggio regolare al fine di evitare malfunzionamenti, garantire la sicurezza e le prestazioni dell'opera a lungo termine, prevenire i fenomeni di degradazione e assicurarne la durabilità. La manutenzione deve riguardare anche l'ambiente circostante (scarpate, versanti, corsi d'acqua), la vegetazione, gli accessi, i dispositivi di monitoraggio, le opere di protezione, le strutture idrauliche, nonché gli elementi che garantiscono l'impermeabilità, come il dispositivo di impermeabilizzazione con geomembrana (DEG).

Il proprietario può affidare determinati compiti a un gestore o a direttori dei lavori (studi di progettazione, ingegneri consulenti). Pertanto, la gestione di una diga di contenimento di piccole e medie dimensioni può coinvolgere altri attori con compiti ben definiti:

- il gestore è responsabile della manutenzione ordinaria, talvolta anche di quella straordinaria, dei controlli di funzionamento, del monitoraggio e della sorveglianza visiva. Il gestore può essere un servizio affidato dal proprietario aduna società specifica incaricata della gestione. Uno studio di progettazione esterno può talvolta integrare questa funzione nell'analisi dei dati di monitoraggio o nell'esecuzione di visite regolamentari, come ispezioni tecniche approfondite;
- il responsabile dei lavori interviene durante la progettazione e la costruzione, fino al termine del primo riempimento. Può anche occuparsi, in fase di gestione, delle operazioni successive alla costruzione della diga, quali lavori di consolidamento o manutenzioni di grande entità.

L'autorità di controllo, tramite il proprio servizio di controllo della sicurezza delle opere, verifica che il proprietario adempia correttamente ai propri obblighi di sorveglianza, cura e manutenzione della diga.

Monitoraggio della diga

Il monitoraggio della diga ha principalmente lo scopo di seguire lo stato della diga e l'evoluzione del suo comportamento. Consente al proprietario di decidere la natura e l'urgenza degli interventi di manutenzione o riparazione.

I cambiamenti nel comportamento delle dighe sono in genere lenti. Alcuni possono rivelarsi potenzialmente rapidi, in particolare per le dighe in terra impermeabilizzate con DEG, specialmente durante la fase cruciale del primo riempimento. Infatti, i terrapieni di tali dighe sono generalmente semipermeabili e, in caso di cedimento della geomembrana, possono generarsi deflussi a forte gradiente, quindi a dinamica rapida. La metodologia di monitoraggio deve fornire i mezzi per rilevare le anomalie, valutare le velocità di evoluzione e il loro probabile esito, separando i fenomeni reversibili da quelli irreversibili.

In fase di esercizio, la frequenza del monitoraggio è adeguata alla natura e allo stato della diga, ma deve essere imperativamente intensificata in caso di anomalie o cedimenti

riscontrati sull'opera, nonché in occasione di piene o altri fenomeni naturali (frane, piene torrentizie, valanghe, sismiche) verificatisi in prossimità dell'opera o che l'abbiano addirittura interessata.

La sorveglianza delle dighe si basa su:

- sorveglianza visiva;
- verifica periodica del corretto funzionamento delle paratoie e degli organi mobili. Tale verifica deve essere sistematica in occasione delle ispezioni tecniche approfondite, ma è raccomandabile che il proprietario disponga prove più frequenti;
- monitoraggio.

Il monitoraggio visivo

La sorveglianza visiva è un metodo qualitativo che integra numerosi parametri e che permette di rilevare la grande maggioranza dei disturbi e delle anomalie che possono compromettere la diga, le sue opere annesse e il suo ambiente. Esistono tre modalità di sorveglianza visiva:

- monitoraggio visivo di routine,
- monitoraggio speciale in occasione di una circostanza o a seguito di un fenomeno esterno particolare: piena, frana, crollo in roccia, valanga, terremoti, ecc.
- ispezione tecnica approfondita.

Il monitoraggio visivo di routine:

ha lo scopo di individuare rapidamente qualsiasi fenomeno nuovo che interessi le opere e di monitorarne qualitativamente l'evoluzione. In fase di normale esercizio e in assenza di qualsiasi indizio preoccupante riguardo al comportamento dell'opera, la periodicità minima raccomandata delle visite del proprietario è mensile (bimestrale per le dighe più piccole). Se si constata qualche variazione, le ispezioni devono essere più ravvicinate e un evento o fenomeno esterno particolare richiede un'ispezione speciale. Nell'ambito del primo riempimento (e, preferibilmente, anche durante il primo svuotamento), la periodicità di questa sorveglianza visiva è legata alla velocità di salita o di discesa del livello dell'acqua. Queste visite di sorveglianza non devono trascurare alcun punto di osservazione sulla diga e sulle opere adiacenti e devono consentire di effettuare semplici misurazioni del dispositivo di monitoraggio, quali la portata di perdita, la piezometria, e di verificare il corretto funzionamento degli strumenti di misura.

Tra i punti principali da osservare durante una visita di sorveglianza si possono considerare:

- comparsa o evoluzione di zone umide sul rivestimento o sul piede a valle della diga;
- comparsa o progressione di perdite localizzate, anche nella zona a valle della diga, eventualmente accompagnate dal trascinamento di granelli di terreno;
- formazione di rigonfiamenti e/o cedimenti (segni di scivolamento) sul paramento di valle o sulla parte emersa del paramento di monte;
- formazione di canaloni sul paramento di valle;
- comparsa di punti bassi, fessure, … sul coronamento del rilevato;
- danni alla copertura protettiva della geomembrana (pietre spostate, frantumate, sottostrato o geotessile visibile, ecc.);
- geomembrana (parte fuori dall'acqua): forature, strappi, stato dei giunti tra i teli e dei raccordi alle strutture in calcestruzzo (cedimenti e/o tensioni);

- vegetazione arbustiva sui paramenti e vicino al piede a valle;
- danni causati da animali (scavatori, ruminanti);
- ostruzione delle paratoie o delle soglie da parte di corpi galleggianti (ad es. blocchi di ghiaccio) o di materiali;
- ostruzione del canale di scarico dello sfioratore da parte di vegetazione, frane, ecc.;
- scavi, erosioni, movimenti strutturali nello scarico di superficie;
- stato degli strumenti di monitoraggio;
- stato della recinzione;
- ambiente circostante il bacino: instabilità dei versanti, crolli, attività torrentizia, ecc.

Durante il periodo di innevamento, occorre prestare particolare attenzione ai seguenti elementi:

- accessibilità dei punti di misurazione a lettura diretta del sistema di monitoraggio;
- funzionalità dell'accesso alla valvola di scarico e al relativo organo di manovra;
- stato del ghiaccio formatosi sulla superficie dell'acqua;
- funzionamento del dispositivo di boullage;
- presenza di ghiaccio, cumuli di neve o accumuli di neve, in particolare sulle diverse parti dello sfioratore;
- adeguamento della recinzione alle condizioni di innevamento (ripristino di un'altezza utile sufficiente);
- attività valanghiva nell'area circostante il bacino.

Alla fine dell'inverno, è necessario rimuovere tutti i cumuli di neve sullo sfioratore di superficie che potrebbero essersi formati e che resistono a lungo allo scioglimento, al fine di ripristinare la piena capacità dello sfioratore.

Se l'ispezione viene effettuata a bacino con basso livello di riempimento, o addirittura vuoto, è necessario ispezionare attentamente le parti solitamente sommerse per individuare eventuali anomalie.

Ispezioni speciali di sorveglianza a seguito di un evento particolare:

Queste ispezioni del proprietario devono essere effettuate sistematicamente dopo ogni evento che possa aver interessato la diga o che abbia interessato il suo ambiente circostante più o meno vicino. Tra questi eventi si possono citare le piene, i terremoti e i rischi montani (piene torrentizie, caduta di massi, valanghe, frane).

L'ispezione tecnica approfondita

L'ispezione tecnica approfondita (ITA) ha una periodicità stabilita (da annuale a quinquennale), salvo che circostanze particolari richiedano un'ITA speciale, in particolare in caso di evento rilevante per la sicurezza idraulica. Deve essere effettuata da personale competente, in particolare in materia di idraulica, elettromeccanica e ingegneria civile, e che abbia una conoscenza sufficiente del fascicolo tecnico della diga e dei risultati del monitoraggio dell'opera. Tale personale può essere un ingegnere all'interno dei servizi tecnici del Committente o del Gestore, se possiede le competenze necessarie. Nel caso comune della gestione dei bacini montani, sarà spesso necessario che il proprietario si avvalga di competenze esterne sotto forma di assistenza da parte di un ingegnere o di uno studio di progettazione specializzato. Si raccomanda che, in occasione della ITA, l'ingegnere specializzato si faccia accompagnare

dal o dagli addetti alla gestione incaricati delle visite di routine, consentendo allo specialista di verificare le pratiche di tali addetti e, se necessario, di consolidarne la formazione attraverso scambi diretti.

Monitoraggio

Con riferimento al monitoraggio quantitativo, basato sull'analisi delle misurazioni fornite da una strumentazione specifica per ogni opera, in caso di dighe in terra si misurano essenzialmente le portate di infiltrazione o di drenaggio, le pressioni o i livelli dell'acqua nel rilevato e gli spostamenti.

Per i bacini montani o collinari, i principali fenomeni che possono causare danni sono sostanzialmente di quattro tipi:

- esistenza di perdite attraverso il DEG, non controllate dal sistema di drenaggio e filtrazione, che possono, con il loro progressivo aggravarsi, portare a meccanismi di scorrimento idraulico o di scivolamento nel terrapieno o nelle sue fondamenta;
- modifica del regime dei deflussi sotterranei nella fondazione del rilevato, sotto l'invaso o nei versanti e/o un intasamento o una saturazione dei drenaggi, che comportano localmente un aumento della piezometria nel rilevato o nelle sue fondazioni e che possono mettere in pericolo, su un tratto più o meno ampio, la stabilità dell'insieme "rilevato e fondazione";
- fenomeni specifici di montagna di tipo gravitazionale: piene torrentizie, crolli, frane, valanghe;
- assestamenti del coronamento del rilevato, che possono essere segno di uno spostamento nel rilevato stesso (meccanismi di scorrimento o di grande scorrimento) o causare una diminuzione della resistenza, con conseguente perdita di sicurezza della diga rispetto allo sfioro.

Il sistema di monitoraggio di queste opere deve essere progettato e adattato di conseguenza, considerando:

- robustezza degli strumenti manuali o automatici;
- protezione antigelo dei punti di misurazione idraulica;
- pozzetti e punti di misurazione a lettura manuale accessibili in tutte le condizioni, in particolare in presenza di neve.

Per i bacini in quota, la sorveglianza e il monitoraggio non devono essere interrotti durante il periodo invernale.

In caso di utilizzo di sistemi di misurazione automatici, devono essere previsti dispositivi di allarme in caso di malfunzionamento e deve essere sempre possibile passare alla modalità di misurazione manuale.

È in occasione delle visite di sorveglianza di routine, quindi con una periodicità almeno mensile (o bimestrale per le dighe più piccole), che è opportuno procedere alle semplici misurazioni di:

- livello dell'acqua;
- portate dei drenaggi: perdite dal DEG, portate di drenaggio della conca o dei versanti;
- pressioni, se uno o più strumenti controllano una zona particolare della diga o del suo ambiente.

È necessario redigere periodicamente un rapporto di monitoraggio basato sull'analisi delle misurazioni ottenute. Tale rapporto mira a comprendere, a partire da un'analisi approfondita delle misurazioni, l'evoluzione della diga nel tempo, al netto di qualsiasi altra variazione (analisi a condizioni costanti o identiche).

Manutenzione e cura del sistema di impermeabilizzazione con geomembrana

Il DEG costituisce un componente essenziale per il funzionamento dei bacini collinari e montani e la sua manutenzione regolare deve essere effettuata con la massima cura.

Nel caso di una geomembrana non ricoperta, è opportuno:

- mantenere un livello minimo d'acqua sul fondo del bacino per lo zavorramento contro il vento;
- assicurare un'ispezione visiva regolare e completa, una volta all'anno, della geomembrana o, come minimo, in occasione della visita tecnica approfondita. A tal fine, le zone di raccordo con le opere in calcestruzzo devono essere verificate con cura;
- se la geomembrana non è protetta nella parte superiore del pendio a monte, verificare che, nella zona soggetta all'oscillazione del livello e al moto ondoso, l'azione delle onde non deformi gli strati di terreno di appoggio (formazione di un "gradino");
- procedere alla rimozione di eventuali corpi galleggianti che, al di fuori della stagione invernale, potrebbero danneggiare la geomembrana;
- se la geomembrana necessita di pulizia, attenersi alle istruzioni fornite dall'impresa di impermeabilizzazione, in particolare per quanto riguarda il materiale e i prodotti utilizzati.

Nelle parti dell'opera in cui la geomembrana è coperta, non è più possibile effettuare un'ispezione visiva diretta della stessa. Si privilegiano quindi metodi indiretti (prove con fluoresceina, metodi elettrici, ecc.) per individuare difetti o lacerazioni in queste zone.

I danni che richiedono interventi di manutenzione possono essere causati in particolare da:

- invecchiamento prematuro;
- assestamenti del supporto in prossimità di opere in calcestruzzo;
- effetti del ghiaccio per i bacini in quota;
- operazioni di manutenzione stesse;
- vandalismo.

Per la riparazione di fori accidentali o giunti difettosi di breve lunghezza, che potrebbero causare danni più gravi, si raccomanda di rivolgersi, nell'ambito della manutenzione annuale, all'impresa di impermeabilizzazione che ha realizzato la posa della geomembrana.

Se il danneggiamento della geomembrana è causato da un sasso sporgente, è opportuno praticare una piccola incisione, rimuovere il sasso, far scivolare un pezzo di geotessile sotto l'incisione e saldare una toppa sulla geomembrana. Se l'origine del difetto corrisponde a una zona troppo aggressiva e più ampia dello strato di supporto, è necessario rimuovere un'ampia superficie della geomembrana, rifare integralmente lo strato di supporto, ricostituire il drenaggio nella parte inferiore, quindi reinstallare un pezzo di geomembrana. Tale operazione è delicata e deve essere eseguita nell'ambito di una direzione lavori qualificata ed essere affidata a un'impresa specializzata in impermeabilizzazioni.

Pertanto, gli interventi di riparazione dipendono dalla natura della geomembrana, dalla causa e dall'entità dei danni, dall'analisi della loro prevedibile velocità di evoluzione futura (ad esempio, invecchiamento precoce), dal costo delle riparazioni e dalla possibilità di riparazione (ad esempio, può essere molto difficile saldare una nuova geomembrana su quella vecchia). Gli interventi sulla geomembrana possono assumere livelli di importanza

molto diversi, dalla semplice manutenzione (posa di alcuni pezzi su zone perforate) fino al risanamento (rifacimento dello strato di supporto, sostituzione della geomembrana).

Lo strato superiore della struttura di copertura della geomembrana, se presente, è soggetto all'azione delle onde e del ghiaccio nei bacini montani. Il sottodimensionamento dello strato di protezione rispetto all'azione delle onde porta quasi sempre a danni più o meno rapidi sul rivestimento a monte. È quindi opportuno intervenire rapidamente quando si constata l'inizio dei deterioramenti: in caso di danni localizzati su una protezione in massi, è sufficiente procedere a riparazioni puntuali, ricaricando la copertura e posizionando massi di dimensioni maggiori rispetto a quelli che sono stati spostati.

Manutenzione e cura delle strutture idrauliche

Le opere idrauliche di una diga comprendono uno o più sfioratori di piena, lo scarico di fondo e una o più opere di presa. In generale, tali opere sono funzionalmente distinte; nel caso di dighe di piccole dimensioni, tuttavia, alcune di esse possono essere integrate, almeno parzialmente, nella medesima struttura.

Sfioratore di piena

Dopo ogni piena, gli sfioratori devono essere sottoposti a un controllo visivo da parte del proprietario.

Nella stragrande maggioranza dei casi, i bacini collinari o d'alta quota sono dotati di sfioratori a soglia libera, privi di elementi mobili quali paratoie o saracinesche. La manutenzione di uno sfioratore a soglia libera consiste essenzialmente nel rimuovere periodicamente, o almeno dopo ogni piena, tutti i rami, i corpi galleggianti e altri depositi che ostruiscono la bocca della soglia, la soglia stessa, il canale di scarico o il bacino di dissipazione.

Per i bacini in quota è necessario procedere alla rimozione della neve (compresa la rimozione di eventuali cumuli) alla fine della stagione invernale in vista delle piene da disgelo. Qualsiasi negligenza in questa manutenzione rischia di ridurre la capacità dello sfioratore o di comprometterne il corretto funzionamento durante le piene. Inoltre, il lavoro di rimozione dei depositi o di sgombero della neve è tanto più facile quanto più viene effettuato regolarmente.

Opere di scarico e opere di derivazione

Lo scarico deve essere considerato un organo di sicurezza della diga poiché il suo azionamento consente, in caso di incidente e per la sicurezza dell'opera, di abbassare il livello dell'acqua in poche ore. La o le paratoie di scarico devono essere collaudate almeno una volta all'anno, anche in inverno. Se la condotta di scarico è dotata di una paratoia di guardia a monte e di una paratoia di regolazione a valle, la paratoia di guardia è aperta durante il funzionamento normale.

Durante le prove, è necessario controllare:

- l'apertura almeno parziale della valvola di regolazione sotto carico;
- la chiusura e l'apertura della valvola di sicurezza, con la valvola di regolazione chiusa;
- l'apertura totale della valvola di regolazione, se necessario con la valvola di sicurezza chiusa.

Le paratoie di derivazione vengono azionate regolarmente nell'ambito del normale funzionamento della diga. Qualsiasi malfunzionamento si manifesterà quindi da sé. Tuttavia, è necessario verificare almeno una volta all'anno il corretto funzionamento delle eventuali paratoie di sicurezza delle derivazioni.

Manutenzione e ispezione del sistema di drenaggio

Particolare attenzione deve essere prestata in via prioritaria alla manutenzione dei dispositivi di drenaggio, il cui funzionamento è cruciale per la sicurezza dei bacini collinari e montani. Tra i vari lavori di manutenzione si possono citare:

- scarichi dei drenaggi del rilevato: sgombero della vegetazione, controllo di eventuali apporti solidi (esaminare in particolare l'interno dei tubi in corrispondenza dello scarico), eliminazione di muschi e alghe che si sviluppano negli scarichi;
- fossati di raccolta delle acque: pulizia regolare, rimozione della vegetazione, se necessario, rifacimento dei rivestimenti;
- drenaggi e piezometri con griglia in un terrapieno: verifica periodica del livello del fondo del drenaggio e, se necessario, lavaggio mediante circolazione di acqua a bassa pressione;
- drenaggi perforati nelle fondazioni: rimozione regolare della calcite o dei vari depositi che possono formarsi in superficie allo scarico dei drenaggi; se necessario, pulizia interna del drenaggio con getto a bassa pressione (l'idropulitrice ad alta pressione è da evitare nei drenaggi con griglia);
- parti metalliche delle protezioni dei drenaggi e dei piezometri: lubrificazione delle filettature e dei lucchetti, verniciatura delle parti soggette a ossidazione, numerazione;
- punti di riferimento e picchetti di livellamento: sgombero della vegetazione, verniciatura.

Per i bacini di raccolta in quota durante l'inverno, è necessario prevedere una manutenzione specifica per poter continuare le misurazioni sugli strumenti di lettura semplice: sgombero della neve, sblocco dei pozzetti, verifica del corretto funzionamento degli strumenti interessati, ecc.

Manutenzione della vegetazione

La vegetazione è un elemento molto importante nella progettazione di uno sbarramento, poiché influisce in modo significativo non solo sul comportamento del rilevato, ma anche sulle condizioni di stabilità dei versanti che circondano e definiscono il bacino stesso. Gli effetti possono essere sia positivi sia negativi sotto il profilo meccanico e idraulico.

Dal punto di vista meccanico, le radici possono contribuire ad aumentare la resistenza al taglio degli strati superficiali di terreno, principalmente attraverso un aumento della coesione apparente e, in misura minore, mediante modifiche dell'angolo di attrito interno. Le radici che intersecano le possibili superfici di scivolamento agiscono come inclusioni fibrose capaci di opporsi alle deformazioni grazie alla loro resistenza a trazione e all'ancoraggio nel terreno circostante. L'entità di tale incremento di resistenza dipende dalla specie vegetale, dalla densità e dal diametro delle radici, nonché dal contenuto d'acqua del suolo. L'efficacia del rinforzo su scala macroscopica è fortemente condizionata dalla distribuzione spaziale delle radici, dal loro orientamento e dalla qualità dell'interfaccia radice-terreno. La geometria e la distribuzione degli apparati radicali sono dunque fattori determinanti:

radici profonde e verticali contribuiscono ad aumentare la resistenza al taglio dei primi strati di terreno dei pendii, mentre sistemi radicali superficiali e fibrosi risultano particolarmente efficaci nel contrastare fenomeni di instabilità superficiale ed erosione. L'orientazione delle radici influisce inoltre sulla modalità di trasferimento degli sforzi: configurazioni complesse e intrecciate risultano più efficaci nel migliorare la resistenza complessiva rispetto a sistemi uniformemente orientati.

Oltre agli effetti meccanici, la vegetazione influenza in modo significativo il comportamento idraulico dei pendii. Le radici modificano i processi di infiltrazione e la distribuzione delle pressioni interstiziali, agendo sia come percorsi preferenziali per il flusso dell'acqua durante eventi di pioggia, sia come elementi attivi nella dispersione dell'umidità dal terreno nei periodi asciutti. In condizioni di precipitazioni moderate, la presenza di radici fini favorisce l'infiltrazione superficiale e riduce il ruscellamento, contribuendo a ritardare la saturazione degli strati più profondi. Tuttavia, in caso di piogge intense o prolungate, gli stessi percorsi possono facilitare la percolazione profonda e determinare un aumento delle pressioni interstiziali nelle zone inferiori del pendio, con possibili effetti destabilizzanti. Un contributo particolarmente rilevante alla stabilità è fornito dalla suzione indotta dall'attività radicale. L'assorbimento di acqua da parte delle piante e i processi di evapotraspirazione determinano una riduzione delle pressioni interstiziali e un incremento delle tensioni efficaci, con conseguente aumento della resistenza al taglio nei terreni parzialmente saturi. Questo effetto può tradursi in un incremento temporaneo del coefficiente di sicurezza, soprattutto durante periodi asciutti. Tuttavia, si tratta di un contributo transitorio, che si riduce rapidamente al crescere del contenuto d'acqua del terreno, ad esempio in seguito a eventi meteorici intensi.

La variabilità stagionale e climatica introduce un ulteriore livello di complessità. Durante le stagioni umide, l'infiltrazione attraverso i canali radicali può annullare la suzione e favorire condizioni di instabilità temporanea. Nei periodi di siccità, invece, il disseccamento del terreno e la contrazione degli apparati radicali possono indurre la formazione di fessurazioni, che diventano vie preferenziali per l'infiltrazione al ritorno delle piogge. Nel lungo periodo, l'alternanza di cicli di alta umidità ed aridi può contribuire al degrado progressivo degli strati superficiali del pendio. Le tendenze climatiche attuali, caratterizzate da eventi estremi più frequenti e periodi siccitosi prolungati, possono amplificare tali dinamiche, rendendo necessario considerare esplicitamente questi effetti nelle analisi di stabilità.

In versanti rocciosi, l'effetto della vegetazione dipende dalla sua interazione con fratture, microfratture e pori presenti nella matrice rocciosa e con le discontinuità strutturali esistenti. Con particolare riguardo alle specie arboree, l'apparato radicale ha la capacità di penetrare anche in microscopiche fratture o pori e lì crescere, inducendo uno stato di sollecitazione tale da far propagare le fratture stesse, con conseguente riduzione delle proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso e variazione sostanziale delle sue caratteristiche idrauliche. L'effetto finale è un maggior grado di fratturazione dell'ammasso roccioso, con conseguente incremento della probabilità di distacco di blocchi di roccia. Per contro, nel caso di crolli diffusi, la fase di movimento dei blocchi di roccia lungo il versante può essere controllata dalla presenza di vegetazione boschiva. Gli alberi infatti assorbono parte o tutta l'energia cinetica posseduta dal blocco di roccia in movimento, arrestando il fenomeno o comunque riducendone il contenuto energetico. In questo caso il bosco diventa un vero e proprio intervento di mitigazione del rischio da crollo. In caso di versanti in roccia potenzialmente instabili per crollo, è dunque suggeribile rimuovere gli alberi instabili o con grandi radici inserite nella parete rocciosa, e salvaguardare e mantenere la vegetazione sul versante interessato dal transito di blocchi. Occorre infine ricordare che le caratteristiche degli alberi

cambiano nel tempo con la crescita e la maturazione della pianta, con le stagioni e con le condizioni climatiche e ambientali e, in caso il versante sia già interessato da opere di protezione (barriere, reti, ecc.), la vegetazione incontrollata può causare il loro deterioramento nel tempo.

Con riferimento al corpo diga, in terra, la vegetazione presente sui paramenti rappresenta un fattore che può influenzare in modo significativo il comportamento del rilevato, anche in questo caso con effetti sia benefici sia critici. Dal punto di vista meccanico, gli apparati radicali di specie arboree o arbustive, contribuendo al rinforzo degli strati superficiali del terreno, determinano un miglioramento della stabilità nei confronti di fenomeni superficiali sui paramenti. Tuttavia, le radici introducono anche discontinuità nel terreno e possono interagire negativamente con eventuali sistemi di rinforzo o impermeabilizzazione, riducendo la stabilità interna del rilevato, come già discusso nel capitolo 3.7. Sotto il profilo idraulico, la vegetazione da un lato favorisce la regolazione del contenuto d'acqua, riduce le pressioni interstiziali attraverso l'evapotraspirazione e contribuisce alla protezione dall'erosione superficiale. Dall'altro lato, la presenza di radici può generare percorsi preferenziali di filtrazione, aumentare il rischio di infiltrazioni profonde ed erosione interna, nonché compromettere l'efficienza dei sistemi drenanti. Inoltre, la degradazione o rimozione della vegetazione può lasciare vuoti persistenti nel terreno. Dal punto di vista applicativo, una copertura erbacea o arbustiva superficiale, continua e controllata rappresenta generalmente la soluzione più idonea, in quanto consente di limitare l'erosione e mantenere la piena ispezionabilità del paramento. Al contrario, la presenza di vegetazione arborea è generalmente incompatibile con una corretta gestione dell'opera, per i rischi indotti sulla stabilità e per la riduzione dell'accessibilità e del controllo. In sintesi, la vegetazione deve essere considerata come una componente progettuale e gestionale del rilevato. La sua presenza è vantaggiosa solo se adeguatamente controllata, evitando interferenze con i sistemi drenanti e strutturali e garantendo la possibilità di monitoraggio.

La vegetazione deve dunque essere considerata come una vera e propria variabile progettuale e gestionale. La sua efficacia dipende da condizioni di compatibilità rigorose, che richiedono la corretta selezione della specie, il controllo dello sviluppo radicale, l'assenza di interferenze con i dispositivi drenanti e strutturali e il mantenimento della continuità del terreno.

La gestione della vegetazione richiede pertanto un approccio interdisciplinare, basato sull'integrazione tra analisi geotecniche, idrauliche ed eco-idrologiche, nonché su adeguate attività di monitoraggio e manutenzione nel tempo. A tale riguardo si rimanda al manuale sulla gestione della vegetazione sui rilevati di contenimento dei bacini in terra, predisposto nell'ambito di questo progetto.

CAPITOLO 5

Riqualificazione e potenziamento delle dighe di piccole e medie dimensioni già esistenti



Analisi della documentazione e dei dati storici

Documentazione geologica e geotecnica

La verifica delle condizioni di stabilità e sicurezza degli sbarramenti esistenti richiede la conoscenza delle informazioni geologiche e geotecniche utilizzate in fase di progettazione, nonché i criteri di scelta dei parametri meccanici ed idraulici del suolo. Occorre altresì considerare eventuali variazioni delle caratteristiche del suolo avvenute nel tempo di vita dell'opera, indotte da processi di invecchiamento, variazione naturale di alcuni parametri nel tempo (fenomeni di creep, per esempio) o da azioni antropiche.

A tale scopo occorre raccogliere tutta la documentazione esistente di carattere geologico e geotecnico, che consenta di inquadrare l'opera e il sito nell'ambiente in cui è stata costruita. Richiamando quanto descritto nel dettaglio al capitolo "Caratterizzazione geologica e geotecnica", occorre fornirsi dei seguenti dati:

- Dati geologici, relativi al sito di costruzione dello sbarramento:
  - Litologia e caratteristiche stratigrafiche;
  - Struttura e assetto tettonico;
  - Morfologia e stabilità dei versanti;
  - Sismicità e condizioni sismotettoniche.
- Dati geotecnici, relativi al suolo di fondazione e di contenimento del bacino:
  - Struttura dell'ammasso roccioso (caratteristiche delle discontinuità);
  - Classificazione dell'ammasso roccioso;
  - Permeabilità dei terreni e delle rocce;
  - Resistenza meccanica e deformabilità degli strati;
  - Condizioni idrogeologiche e livello di falda.
- Dati di caratterizzazione del materiale costituente la diga:
  - Distribuzione granulometrica;
  - Densità, per verificare che il grado di compattazione sia ancora adeguato;
  - Caratteristiche dell'eventuale rinforzo;
  - Caratteristiche dell'eventuale geomembrana di copertura e comunque del sistema di impermeabilizzazione.
- Dati sulle instabilità dei versanti e su eventuali interventi di stabilizzazione e/o difesa eventualmente presenti e documenti progettuali relativi.
- Dati su eventuali interventi di miglioramento del suolo di fondazione effettuati e documenti progettuali relativi.

Queste informazioni costituiscono la base per le analisi successive e, in caso non siano disponibili o non sia verificabile la loro qualità, o si siano verificate drastiche variazioni delle condizioni di sollecitazione e resistenza nel tempo, per cause antropiche o ambientali, devono essere integrate con ulteriori indagini.

Documentazione idrologica ed idraulica

La verifica della sicurezza idraulica di un'opera esistente viene condotta seguendo gli stessi passaggi necessari per le nuove opere che sono descritti nei capitoli precedenti.

In primo luogo, è necessario un rilievo accurato della geometria dei manufatti di evacuazione delle portate di piena, in modo da poterli caratterizzare idraulicamente. In particolare, è fondamentale determinare la capacità di deflusso dello sfioratore di sicurezza e del relativo canale fugatore.

La portata di piena di riferimento deve essere rivalutata, aggiornando l'analisi idrologica alla luce di nuovi dati e nuove conoscenze. L'aggiornamento dell'analisi idrologica può essere svolto, in assenza di indicazioni più specifiche delle Autorità di Bacino o degli enti competenti, mediante le metodologie descritte nel paragrafo "Pericoli idrologico-idraulici, incluso il pericolo di inondazione torrentizia", avendo cura di utilizzare la base dati più aggiornata possibile.

Infine, si verifica la compatibilità degli scarichi con la nuova portata di piena di riferimento; nel caso la verifica non risultasse soddisfatta, è necessario procedere ad un adeguamento delle opere progettando un'adeguata modifica delle stesse, secondo i criteri già riportati nel paragrafo "Progettazione delle opere accessorie".

Documentazione della progettazione strutturale

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione, è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.

Preliminarmente alla valutazione di sicurezza è necessario esaminare il comportamento dello sbarramento durante l'esercizio, evidenziando eventuali insufficienze originarie legate a carenze progettuali o realizzative, o criticità successivamente intervenute.

La valutazione della sicurezza delle dighe esistenti riguarda opere già definite in termini di geometria, proprietà fisiche dei materiali, comportamento meccanico dei materiali e schemi di funzionamento. Le proprietà dei materiali sono spesso mutate nel corso dell'esercizio dell'opera e devono pertanto essere preliminarmente caratterizzate eventualmente integrando (o controllando) quanto noto dalle fasi progettuali e costruttive con nuove prove di sito e di laboratorio. Non è sufficiente, dunque, il riferimento alla documentazione delle fasi progettuali e costruttive. Parimenti, possono essere variati nel tempo gli schemi di funzionamento dell'opera. Da un attento esame interpretativo dei dati strumentali dedotti dalla documentazione disponibile deve essere desunto lo schema corrente di funzionamento dell'opera. In particolare, anche attraverso l'esame della documentazione disponibile, occorre:

- caratterizzare i materiali a mezzo di prove in sito e prove di laboratorio;
- controllare il comportamento dell'opera mediante l'esame della serie storica dei dati di monitoraggio;
- considerare i vari aspetti riguardanti la sicurezza (interrimento, opere di scarico, potenziali situazioni critiche delle sponde, altre opere rilevanti);
- porre attenzione all'esame della risposta della diga agli eventi sismici avvenuti durante l'esercizio.

L'analisi critica dei dati esistenti rappresenta il necessario presupposto sul quale basare le verifiche, in particolare quelle sismiche. L'analisi delle misure, se esistono, delle fasi statiche caratterizza il comportamento d'insieme dell'opera corrispondente alla condizione iniziale, nella quale incardinare gli scenari di verifica del comportamento sismico.

Identificazione del danno negli sbarramenti esistenti in terra o in calcestruzzo

Le Linee Guida presentate dal Politecnico di Torino nell'ambito del progetto RESBA (REsilienza degli SBArramenti, programma ALCOTRA V Francia – Italia) forniscono una metodologia sistematica per valutare lo stato di conservazione e la vulnerabilità residua delle dighe in calcestruzzo e in terra. Lo stato di salute di una diga (in materiale sciolto o calcestruzzo) viene misurata tramite indicatori di performance che tendono a decrescere nel tempo. L'analisi scompone il manufatto in componenti chiave (corpo diga, paramenti, coronamento, fondazioni, scarichi) e, per ogni componente, vengono identificati difetti specifici, classificati in *cinque classi di intensità* allo scopo di ottenere una valutazione sintetica dell'opera. A ogni difetto rilevato viene assegnato un punteggio basato sulla sua intensità: questi punteggi vengono poi aggregati per fornire un punteggio complessivo utile per definire l'urgenza e la tipologia degli interventi di manutenzione necessari. In sintesi, la procedura trasforma l'ispezione visiva e strumentale in un dato numerico oggettivo, permettendo ai gestori di graduare le verifiche di sicurezza in base all'importanza e allo stato di degrado reale dello sbarramento.

Rischio, pericolosità, danno potenziale e vulnerabilità

Il concetto di "rischio"

Nel 1984 mediante un apposito rapporto UNESCO redatto da Varnes (Varnes, 1984), il rischio viene definito numericamente dal prodotto di tre parametri: la pericolosità P, la vulnerabilità V e il danno potenziale DP:

$$R = P \cdot V \cdot DP$$

Essi assumono valori compresi tra 0 e 1 e così pure il rischio stesso, dove 0 rappresenta la condizione di rischio nullo e 1 rischio molto elevato.

In altre parole, il rischio rappresenta la misura di un costo statisticamente atteso, definito dal prodotto della probabilità di un evento sfavorevole per il valore monetario del danno causato dal verificarsi dell'evento stesso. L'introduzione del valore monetario del danno determina la dipendenza funzionale del rischio dal soggetto o dal territorio oggetto d'indagine.

In generale l'analisi del rischio riguarda tutti i fenomeni potenzialmente pericolosi (rischi naturali o rischi legati all'azione antropica), cioè quei processi aventi una determinata probabilità di accadimento nell'ambito di una certa area e in grado di arrecare danni alla popolazione, ai beni, alle proprietà, alle attività economiche, nonché ai servizi e alle risorse presenti nell'ambito territoriale medesimo.

Nell'eq. 1 il parametro P rappresenta, come si è detto, la pericolosità intesa come la probabilità che un dato fenomeno di data intensità si verifichi in una data area e in un dato periodo di tempo (nella pratica un anno). Relativamente agli invasi artificiali, la pericolosità non ha una definizione univoca, si esprime come probabilità di malfunzionamenti degli organi di scarico, di rottura dello sbarramento, di sormonto del coronamento, ecc. Nell'ambito di una consulenza alla Regione Piemonte da parte del Politecnico di Torino (Poggi et al., 2009) è stata proposta una metodologia di valutazione della pericolosità fondata sul prodotto pesato della probabilità di accadimento di una serie di anomalie per ciascuna delle componenti fondamentali dell'invaso.

Il danno potenziale Dp

Il danno potenziale Dp è il valore, inteso come valore economico, o numero di unità, degli elementi a rischio in una data area (beni privati, attività, infrastrutture, patrimoni artistici e ambientali, ecc. presenti in un'area esposta a un determinato pericolo e pertanto passibili di subire danni a seguito del verificarsi di un dato evento).

Non si entra in questa sede nel merito del rischio per la vita umana in quanto ciò presuppone l'attribuzione di un valore monetario alla potenziale perdita di vite umane.

Il valore dei beni materiali esposti al rischio può essere determinato valutando il valore del singolo elemento oppure dell'unità di superficie e moltiplicando quest'ultimo per il numero di elementi presenti oppure per l'estensione areale complessiva. Al fine del calcolo del valore esistono differenti approcci quali il calcolo del valore discreto dei singoli elementi, l'utilizzo di funzioni di utilità, l'utilizzo di formule empiriche, la stima qualitativa del valore complessivo per una certa area, l'utilizzo della carta tematica dell'uso del suolo denominata CORINE.

Una valutazione speditiva può essere fatta mediante foto aeree e analisi degli elaborati di pianificazione urbanistica individuando, anziché Dp, un parametro di esposizione E. Per esempio, si possono definire tre livelli crescenti di esposizione come (Poggi et al., 2009):

- E1 aree disabitate o non produttive;
- E2 case sparse, infrastrutture viarie minori, zone agricole o a verde pubblico;
- E3 nuclei abitati, insediamenti industriali/artigianali/commerciali e turistici, infrastrutture viarie.

La valutazione dell'esposizione o del danno potenziale rientra in questa tesi poichè è strettamente legata all'area potenzialmente allagata. Tale area allagata a seguito dell'ipotetico collasso dello sbarramento deve essere definita caso per caso, tramite modellazioni idrauliche.

Tali modellazioni forniranno come risultato un layer GIS che sovrapposto, per esempio, alla mappa CORINE potrà fornire una quantificazione numerica dell'esposizione al rischio dell'area considerata.

La vulnerabilità V

La vulnerabilità V è definita come il grado di perdita prodotto su un certo elemento o gruppo di elementi a rischio in seguito al verificarsi di un dato fenomeno di una data intensità. La stima rigorosa di questo parametro risulta di norma un processo complesso funzione di numerosi fattori tra cui la tipologia dell'evento, la relativa intensità, la connotazione fisica degli elementi oggetto di studio, ecc., e porta, nel caso del dam-break, all'analisi della relazione intensità della piena-danno.

Per quanto concerne l'intensità della piena in letteratura scientifica (Black, 1975; Clausen e Clark, 1990; Karvonen et al., 2000, in RESCDAM, 2000) si assume la possibilità di descrivere l'evento mediante due grandezze fisiche reperibili dalle analisi idrauliche: la profondità e la velocità localmente raggiunte dall'acqua. Le curve che legano queste due grandezze definiscono nel piano altezza (y)-velocità (v) delle aree di maggior o minor danno.

A titolo di esempio in Figura 16 si riportano le curve di vulnerabilità ottenute da Clausen e Clark nel 1990 sulla base dei dati raccolti a seguito del collasso della diga Dale Dike (UK) del 1864. Nel dettaglio si ipotizza semplice inondazione qualora il parametro vy sia inferiore a

3 m^2/s, danni strutturali limitati qualora esso sia compreso tra 3 e 7 m^2/s, totale distruzione nel caso esso superi 7 m^2/s (le analisi condotte dagli stessi autori dimostrano tuttavia come, indipendentemente dalla profondità del tirante idrico y, velocità del flusso inferiori a 2 m/s siano cagione di sola inondazione).

L'ambito di validità del criterio di Clausen e Clark è limitato alle strutture realizzate in mattoni e cemento armato.

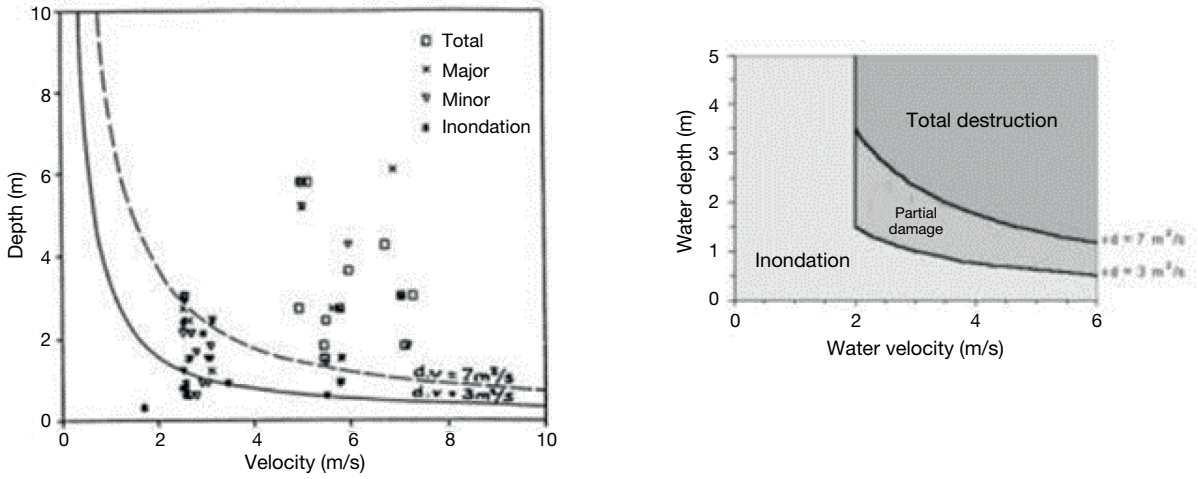


***Figura 16**: Immagini tratte dal report tecnico RESCDAM (2000) e relative al lavoro di Clausen e Clark (1990).*

A sinistra dati sperimentali relativi ai danni riportati da palazzine a seguito del collasso della diga Dale Dike, UK (1864) e curve sperimentali dedotte da Clausen e Clark.

A destra le curve di vulnerabilità derivanti dall'analisi dell'immagine a sinistra secondo Clausen e Clark.

La pericolosità P

Nell'equazione precedente il parametro P rappresenta, come si è detto, la pericolosità intesa come la probabilità che un dato fenomeno di data intensità si verifichi in una data area e in un dato periodo di tempo (nella pratica un anno).

Relativamente agli invasi artificiali, la pericolosità non ha una definizione univoca, si esprime come probabilità di malfunzionamenti degli organi di scarico, di rottura dello sbarramento, di sormonto del coronamento, ecc.

La probabilità associata non è direttamente collegabile a una probabilità di collasso, ma indica la probabilità con cui lo sbarramento perde la propria funzionalità, compromettendo la propria sicurezza: in seguito al verificarsi di una serie di eventi lo sbarramento può entrare in crisi e, in ultimo, giungere al collasso parziale o totale.

La possibilità che uno sbarramento non sia in grado di garantire un adeguato livello di sicurezza è il risultato di un complesso processo, che può includere fattori di diversa origine. Tra questi si ricorda l'errore umano in fase di progettazione, costruzione, utilizzo, mantenimento e controllo, oltre a fattori strettamente ingegneristici di tipo intrinseco, quali il sifonamento delle parti in materiale sciolto, il cedimento delle fondazioni, i fenomeni di fatica o stress delle parti strutturali. A questi si devono aggiungere anche fattori esterni non strettamente collegati alla presenza dello sbarramento, come fenomeni meteorologici e

idrologici particolarmente intensi, dissesti geologici nell'area di interesse, sismi e in genere fenomeni di tipo naturale o accidentale (ad esempio onde di piena in arrivo al serbatoio di valle correlate alla presenza di ulteriori invasi a monte). Risulta, così, necessario individuare il processo con il quale è possibile decidere se il rischio esistente per lo sbarramento è tollerabile, e se le eventuali misure da mettere in atto sono adeguate alla sua messa in sicurezza.

Metodi di classificazione delle dighe per ottimizzare i controlli/monitoraggi

Sia a livello regionale che nazionale, sono stati proposti dei metodi che consentono di classificare le dighe/sbarramenti fluviali a seconda della loro pericolosità intrinseca, consentendo pertanto di scegliere a quali opere dedicare maggiore attenzione dal punto di vista della sorveglianza e del monitoraggio.

A livello internazionale

Come si può vedere dalle risultanze della pubblicazione "Dam Surveillance – Lessons learnt from case histories" dell'ICOLD (International Commission on Large Dams – Commission Internationale des Grands Barrages, 2022) su circa 76 dighe di competenza nazionale (con altezza dello sbarramento superiore a 15 m o volume trattenuto superiore a 1 milione di m^3), riportate nelle figure seguenti, la maggior parte degli incidenti sulle grandi dighe nel mondo avviene sugli sbarramenti costituiti da un rilevato arginale di contenimento idrico realizzato in materiale inerte, con o senza nocciolo impermeabile o con teli impermeabili sul paramento di monte.

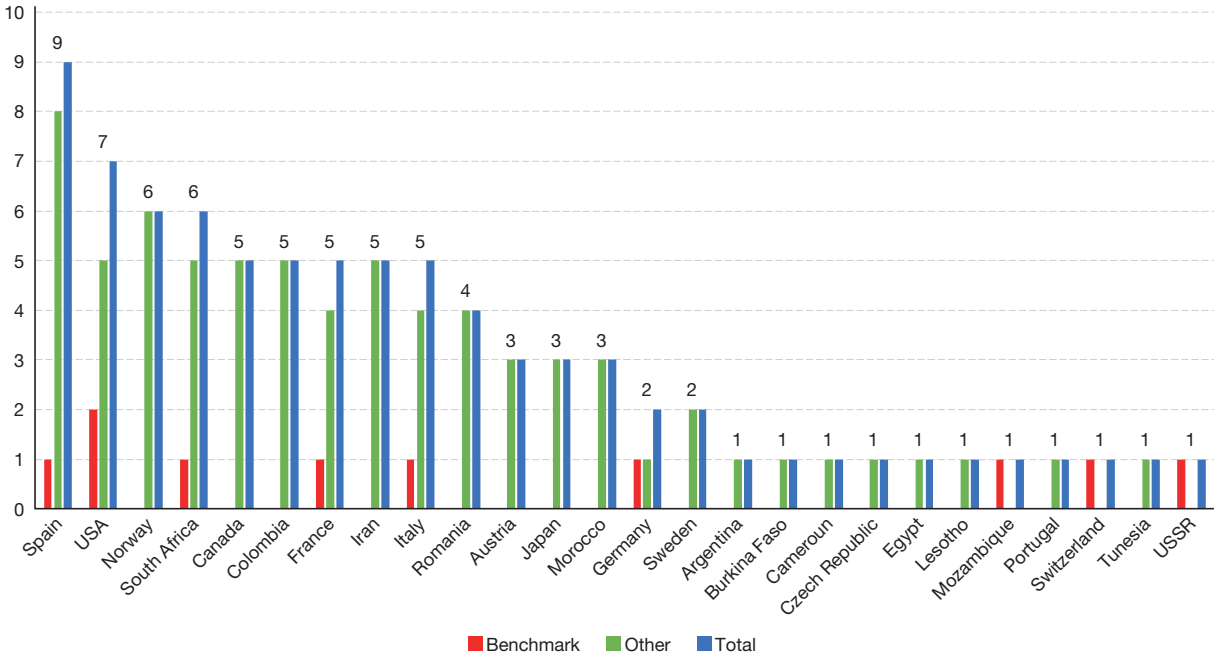


***Figura 17**: Numeri di casi studio suddivisi per nazione.*

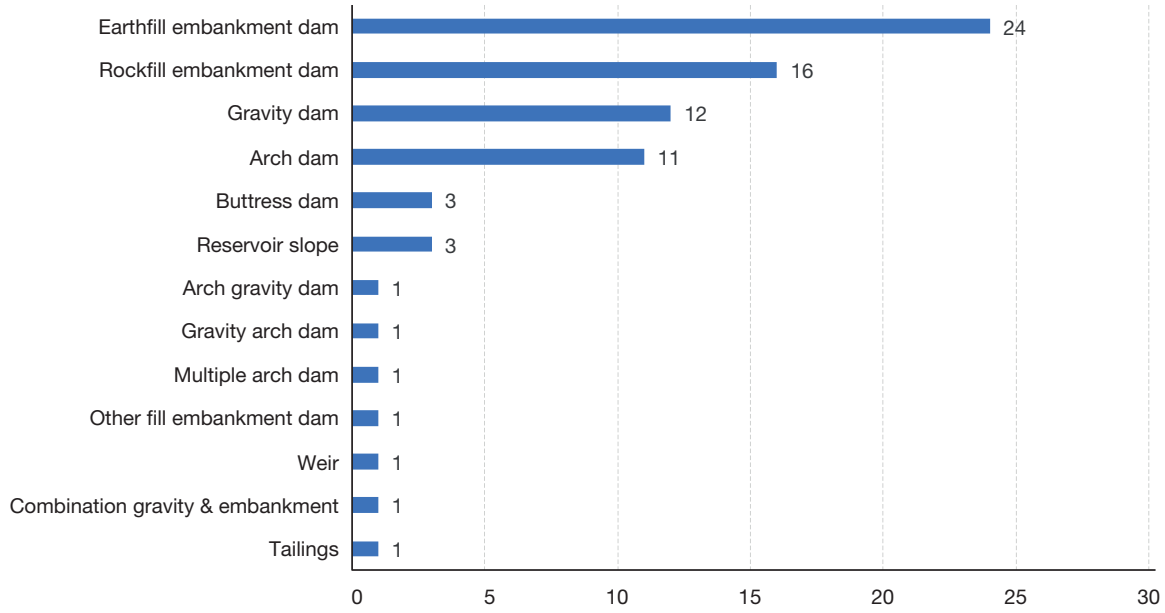


***Figura 18**: Tipologia delle dighe prese in esame.*

Applicazione alle dighe più grandi (competenza nazionale): le "classi di attenzione"

Le classi di attenzione per le dighe nazionali sono state introdotte in Italia dal D.M. n. 94 del 14 maggio 2024 e definite dal Decreto Direttoriale n. 510 del 29 luglio 2025 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT). Questo sistema suddivide gli impianti di ritenuta in quattro livelli di attenzione per graduare le attività di vigilanza, controllo e manutenzione delle circa 530 grandi dighe italiane. La procedura prevede che la classe di attenzione di una diga venga assegnata in due fasi. Nella prima fase si stabilisce la classe di attenzione di progetto, determinata sulla base delle caratteristiche dell'opera e delle caratteristiche del territorio a valle. Alla fine di questa valutazione, le dighe sono suddivise in due classi: bassa e media. Nella seconda fase, si definisce la classe di attenzione di esercizio, che modifica la classe di attenzione di progetto, integrandola con il giudizio sul comportamento in esercizio dell'opera. Al termine di questa fase si definisce la classe di attenzione dell'impianto di ritenuta che può essere bassa, media o alta.

I parametri caratteristici che definiscono la classe di attenzione del progetto risultano essere i seguenti: tipologia dello sbarramento, altezza e volume dello sbarramento, caratteristiche del sito (comprendente sismicità del sito e presenza di frane attive o di faglie attive), tipologia degli scarichi di superficie, età dello sbarramento; tali indicatori vengono sommati tra di loro e moltiplicati per un indice indicativo della popolazione e delle opere infrastrutturali di interesse a valle della diga, definendo quindi la classe di attenzione di progetto Fp.

In esercizio la classe di attenzione è una sommatoria di indici indicanti le seguenti caratteristiche: manutenzione dello sbarramento, osservazione del comportamento, efficienza degli scarichi, rivalutazione sismica del corpo diga e rivalutazione idrologica e idraulica. La classe di attenzione di progetto può venire confermata od incrementata a seconda della definizione del comportamento in esercizio.

La classe di attenzione finale di un impianto di ritenuta è desunta dalla seguente matrice:

		Classe di attenzione degli impianti di ritenuta		
Fatore di progetto	>9	MEDIA	ALTA	ALTA
	≤9	BASSA	MEDIA	ALTA
		<5	5-10	≥10
		Fatore di esercizio		

***Figura 19**: Classi di attenzione per le dighe più grandi (nazionali).*

Sulla base della classe di attenzione ottenuta, vengono graduate le attività di controllo dell'Autorità tutoria.

Applicazione alle dighe/sbarramenti più piccoli (competenza regionale)

Gli impianti di ritenuta costituiscono un pericolo, in quanto un'eventuale fuoriuscita incontrollata di acqua dall'invaso, di entità variabile fino ad un massimo teorico conseguente al collasso istantaneo dello sbarramento, può avere effetti anche gravi sugli insediamenti e le infrastrutture circostanti.

In Regione Piemonte si sono suddivisi gli impianti in tre classi di "rischio potenziale" (basso, medio e alto) sulla base di elementi semplici, quali le dimensioni dell'invaso e dello sbarramento, la pendenza dell'impluvio o del versante ricettore delle acque defluenti a seguito della rottura dello sbarramento e la distanza da insediamenti civili, industriali e da infrastrutture rilevanti.

Anche al fine di procedere in breve tempo a una classificazione degli invasi in base ad un criterio di rischio, in via cautelativa, sono stati considerati ugualmente «pericolosi» tutti gli invasi, ponendo l'elemento P pari ad 1.

La probabilità di accadimento inerente alla possibilità che uno sbarramento non sia in grado di fornire un adeguato livello di sicurezza è il risultato di un complesso processo, che annovera fattori di diversa origine, quali la corretta progettazione e realizzazione dell'impianto, la sua costante manutenzione e l'esercizio dello stesso secondo criteri di sicurezza, nonché della storia dell'invaso e delle anomalie/incidenti occorsi negli anni. La puntuale valutazione del valore di pericolosità associato ad ogni invaso di competenza regionale è un processo tuttora in corso di svolgimento.

Pertanto, il concetto di "rischio potenziale" in base al quale gli impianti sono stati classificati non è esattamente corrispondente al concetto di rischio come comunemente inteso. Il motivo di tale scelta dipende dal fatto che sugli elementi che influiscono direttamente sul rischio potenziale (volumetrie interessate, topografia, dislocazione di edifici e infrastrutture) non è possibile una forma di controllo o regolamentazione, se non minima. Essi costituiscono dei meri dati di fatto, che però possono essere utilizzati per discernere quali siano gli impianti sui quali concentrare prioritariamente le attività di monitoraggio e controllo sulla manutenzione e gestione, attività estremamente efficaci per ridurre la pericolosità.

I criteri per la valutazione del rischio potenziale

I criteri di massima che permettono di suddividere le dighe a seconda del "rischio potenziale" e che devono essere applicati tenendo conto delle particolarità dei casi reali, sono i seguenti:

- l'onda di piena generata dal collasso dello sbarramento interessa edifici o infrastrutture o un'infrastruttura di importanza residuale;
- nel caso di onde di piena che vengano collettate in un alveo naturale, occorre verificare che l'aumento impulsivo di portata non causi esondazioni che interessino edifici o infrastrutture o l'eccessiva riduzione del franco di sicurezza in corrispondenza di ponti o rilevati arginali;
- le dighe con un volume invasato molto basso (minore di 500 m^3), che non sbarrano direttamente un corso d'acqua naturale, con pendenza bassa del terreno a valle, anche in presenza di infrastrutture e edificati vengono ritenuti di classe di rischio potenziale "basso";
- presenza di traverse per le quali un ipotetico collasso della struttura oppure un ipotetico blocco in posizione di chiusura degli organi di trattenuta dell'acqua sul corso principale comporta un'esondazione, anche verso monte, che può interessare edifici o infrastrutture;
- un ipotetico collasso della struttura della traversa di tipo fisso comporta un'esondazione che interessa edifici o infrastrutture;
- gli invasi temporanei per la laminazione delle piene sono definiti a rischio potenziale "alto";
- valutazione della tipologia di alimentazione dell'invaso: sbarramento diretto di un corso d'acqua naturale; alimentazione in derivazione che non garantisce pienamente l'esclusione della stessa anche in caso di piena ed esondazione del corso d'acqua naturale; alimentazione da scorrimenti superficiali su terreni limitrofi all'invaso che non permettono, in caso di intense piogge, il controllo o l'esclusione della stessa (assenza di bypass); alimentazione diretta da falde sotterranee e sorgenti non controllabili; alimentazione da falde sotterranee o da località a quote inferiori con adduzione meccanica;
- valutazioni delle condizioni dello sbarramento: sbarramento in pessime condizioni strutturali (fessurazioni, cedimenti, franamenti) o di tenuta idraulica (perdite evidenti) o di capacità di regolazione (problemi di movimentazione di valvole o paratoie); sbarramento in cattive condizioni strutturali che potrebbero far prevedere peggioramenti della situazione di tenuta idraulica o di capacità di regolazione; assenza di gestori responsabili dell'impianto di accumulo; ignoranza sulle condizioni strutturali ed idrauliche dello sbarramento (mancanza di progetti, perizie) e impossibilità di valutare visivamente le condizioni; ridotto controllo dello stato dello sbarramento e ridotte manutenzioni dello stesso;
- valutazioni delle condizioni dell'ambiente circostante lo sbarramento: estesi versanti in frana incombenti sull'invaso o che potrebbero danneggiare lo sbarramento; possibili rilevanti apporti di materiale solido trasportati dagli immissari nell'invaso; possibili rilevanti apporti di materiale legnoso trasportato dagli immissari nell'invaso; vegetazione deperente presente sul perimetro dell'invaso o a rischio caduta nell'invaso per erosione di sponda; condizioni climatiche gravose e/o presenza di animali che potrebbero danneggiare lo sbarramento.

Fenomeni di degrado/instabilità e riabilitazione degli sbarramenti

I fenomeni di degrado o instabilità che possono determinare delle anomalie nel funzionamento degli sbarramenti fluviali e delle dighe possono essere diversi (si veda "Manuale Anomalie – Regione Piemonte"). Nel seguito si affronteranno le tipologie principali di

tali fenomeni, accompagnati dalla descrizione di alcuni casi concreti occorsi in Regione Piemonte, nonché, ove è stato possibile, dei lavori necessari alla loro risoluzione.

Tipologie principali dei fenomeni di degrado o instabilità che possono determinare un'anomalia

Come si può vedere dalle risultanze della pubblicazione "Dam Surveillance – Lessons learnt from case histories" dell'ICOLD (International Commission on Large Dams – Commission Internationale des Grands Barrages) su circa 76 dighe di competenza nazionale, le infiltrazioni e le erosioni all'interno delle dighe in terra costituiscono le tipologie di danno maggiormente frequenti nelle dighe a livello mondiale.

Tipologia di anomalia	Benchmark		Altri		Totale	
	N.	%	N.	%	N.	%
Filtrazione	1	11.1%	25	35.2%	26	32.5%
Erosione (fondazione e corpo diga)	1	11.1%	15	21.1%	16	20.0%
Pressioni interstiziali	2	22.2%	8	11.3%	10	12.5%
Fratturazione idraulica	1	11.1%	4	5.6%	5	6.3%
Deformazione della roccia di fondazione	1	11.1%	5	7.0%	6	7.5%
Cedimenti, deformazioni e movimenti del corpo diga	1	11.1%	9	12.7%	10	12.5%
Sottopressione	1	11.1%	7	9.9%	8	10.0%
Scivolamento del corpo diga	-	-	1	1.4%	1	1.3%
Azione termica	-	-	1	1.4%	1	1.3%
Invecchiamento del calcestruzzo e fessurazione	1	11.1%	6	8.5%	7	8.8%
Membrane di tenuta (fessure e comportamento)	-	-	4	5.6%	4	5.0%
Stabilità dei paramenti della diga	-	-	4	5.6%	4	5.0%
Erosione dell'alveo a valle	-	-	1	1.4%	1	1.3%
Scivolamento dei versanti dell'invaso	1	11.1%	2	2.8%	3	3.8%
Terremoto	-	-	3	4.2%	3	3.8%
Sedimentazione	-	-	1	1.4%	1	1.3%
Miglioramento dei sistemi di monitoraggio	2	22.2%	3	4.2%	5	6.3%
Analisi accurata dei dati di monitoraggio	1	11.1%	2	2.8%	3	3.8%
Sabotaggio	1	11.1%	-	-	1	1.3%
Corretto esercizio e manutenzione	2	22.2%	-	-	2	2.5%

***Tabella 9**: Statistiche su differenti tipi di anomalie.*

Una casistica completa delle anomalie che possono comportare situazioni di pericolo di collasso o malfunzionamento dello sbarramento/diga è raccolta nel "Manuale tecnico anomalie sbarramenti" approvato con D.G.R. n.43 – 13539 del 16 marzo 2010 della Regione Piemonte.

Le tipologie di anomalie determinanti fenomeni di degrado o instabilità sono riassumibili nei seguenti punti, che non verranno trattati in dettaglio, poiché la trattazione può essere ricercata nel manuale suddetto.

Problemi idraulici

- Fenomeni di filtrazione:
  - Filtri (tipologie e diaframmi);
  - Fenomeno del sifonamento;
  - Fenomeni di erosione interna;
  - Effetti delle sottopressioni;
  - Problemi relativi ai dreni;
  - Fenomeni di interrimento del serbatoio (sedimentazione, controllo dell'interrimento).

Problemi legati agli scarichi

- Dimensione insufficiente dello scarico di superficie;
- Dimensione insufficiente dello scarico di fondo;
- Errato dimensionamento o assenza del canale fugatore;
- Assenza dello scarico di fondo, o dello scarico di superficie;
- Errato calcolo dell'onda di piena;
- Occlusione o danneggiamento dello scarico di fondo;
- Occlusione parziale o totale dello scarico di superficie;
- Degrado e mal funzionamento delle paratoie, perdite a livello delle saldature (trattamento anticorrosivo);
- Degrado delle condotte degli scarichi di superficie, di fondo e di esaurimento
- Perdite ai giunti;
- Erosione a valle degli scarichi.

Instabilità degli sbarramenti in muratura

- Fessurazione del calcestruzzo o della muratura (metodologie di indagine e interventi);
- Degrado del calcestruzzo per i cicli di gelo e disgelo e per le variazioni della temperatura esterna;
- Degrado del calcestruzzo per abrasione, urti e cavitazione;
- Degrado dei rivestimenti del paramento di monte e di valle;
- Contrazione, ritiro, fluage del calcestruzzo;
- Invecchiamento e degrado del calcestruzzo;
- Degrado del calcestruzzo dovuto all'attacco delle acque chimicamente aggressive;
- Reazione alcali – aggregati (AAR) del calcestruzzo;
- Interrimento;
- Sottopressioni;
- Cedimenti delle fondazioni (deterioramento della fondazione per carichi alternati, sifonamento, deterioramento dello schermo di iniezioni, aumento del livello di falda nelle sponde).

Instabilità degli sbarramenti in materiali sciolti

- Cedimenti;
- Scivolamenti dei paramenti di monte o di valle;
- Sifonamento;

- Instabilità dello sbarramento per attraversamento di condotte/gallerie nel corpo diga;
- Lesionamento del rilevato;
- Degradazione ed erosione superficiale dei paramenti per l'azione meccanica delle onde e dello svaso;
- Danni all'impermeabilizzazione del paramento di monte.

Instabilità dei versanti e/o del serbatoio

- Frane di crollo e di ribaltamento;
- Frane di scivolamento planare o rotazionale;
- Frane di espansione;
- Frane di colamento (debris flow, colata di fango (mud flow), debris flood, ecc.);
- Frana complessa;
- Deformazione gravitativa profonda del versante (DGPV);
- Soliflusso;
- Valanga (di detrito o di roccia);
- Crollo per cavità di carsismo;
- Crollo per cavità di miniere.

Presenza di vegetazione

- Infiltrazione dovuta alle radici delle piante nel corpo diga;
- Ostruzione degli scarichi dovuta alla vegetazione;
- Eutrofizzazione.

Altri problemi

- Condizioni climatiche;
- Azione dell'inquinamento chimico sul calcestruzzo e sugli elementi di impermeabilizzazione;
- Presenza di tane di animali nel corpo dello sbarramento;
- Anomalie della strumentazione di controllo, gestione e monitoraggio;
- Franco di progetto insufficiente;
- Azione e/o spinta del ghiaccio non prevista;
- Difetti progettuali;
- Difetti organizzativi.

Esempi di casi reali

Vengono proposti nel seguito alcuni esempi di anomalie ed eventuali risoluzioni delle stesse, che si sono presentate su alcuni sbarramenti ed invasi di competenza regionale in Piemonte.

Esempio 1

L'invaso, costituito da uno sbarramento in materiali sciolti, risultava in stato di abbandono durante un sopralluogo tecnico. In particolare, è emersa la presenza di una forte incisione del rilevato in terra sul paramento di valle, probabilmente accentuato a seguito della caduta

di alberi, che ha praticamente annullato la larghezza del coronamento, nel punto di maggiore altezza del rilevato. Zone umide a valle dello sbarramento denotano una permeabilità elevata dei materiali costituenti il rilevato arginale.



Figura 20: Vista laterale dell'incisione.

Esempio 2

L'invaso è determinato da uno sbarramento in materiali sciolti, il cui canale di scarico risultava esser stato rivestito in mezzi tubi in cls; durante un sopralluogo in ottobre 2022 i tubi risultavano completamente sconnessi. I fenomeni di erosione e degradazione del canale di scarico, progredendo verso monte, hanno interessato anche lo sfioratore superficiale.



***Figura 21**: Importante degrado dello sfioratore (sinistra) e del canale di scarico (destra).*

Esempio 3

Invaso di innevamento artificiale, impermeabilizzato internamente che presenta dei massi di media pezzatura nella parte di sponda interna, più soggetta al moto ondoso delle acque invasate. La forte pendenza determina alcuni scivolamenti dei massi, provocando numerose forature del telo impermeabile. Tali danneggiamenti provocano importanti perdite idriche dell'acqua invasata, obbligando il gestore ad effettuare ripetuti interventi di rappezzo del manto impermeabile.



***Figura 22**: Panoramica della sponda interna e del bacino impermeabilizzato.*

Esempio 4

Un evento meteorico particolarmente intenso ha determinato molteplici anomalie su un invaso in area collinare, collocato subito a monte di un altro invaso irriguo:

- l'errato dimensionamento dello sfioratore superficiale ha determinato il sormonto del coronamento e la conseguente apertura di una breccia, con parziale svuotamento dell'invaso;
- si è attivato uno scivolamento traslativo, sul versante collocato a monte del bacino irriguo;
- si è verificato un fenomeno di scivolamento rotazionale sul paramento di valle del rilevato nel punto in cui questo presentava l'altezza massima.



***Figura 23**: Apertura di una breccia a seguito di collasso arginale.*



***Figura 24**: Dissesto sul versante a monte del bacino irriguo.*



***Figura 25**: Scivolamento rotazionale sul paramento di valle del rilevato.*

Esempio 5

Esteso fenomeno di dissesto sul paramento di valle di un invaso che ha provocato accumulo di materiale al piede del rilevato.



***Figura 26**: Dettaglio dello scivolamento.*



***Figura 27**: Particolare del materiale di accumulo al piede del paramento di valle.*

Esempio 6

Danneggiamento per erosione dello sfioratore e del canale di scarico.



***Figura 28**: Vista verso valle del canale di scarico.*

Esempio 7

Evidenza di importanti segni di filtrazione dal paramento in cls e pietra e malta di una vasca di carico.



***Figura 29**: Filtrazione sul paramento di valle del muro in cls e pietrame e malta (maggio 2012).*

Esempio 8

Sedimentazione di materiale fine in una vasca di demodulazione.



***Figura 30**: Materiale sedimentato all'interno della vasca di demodulazione (luglio 2005).*

Verifiche strutturali, geotecniche e sismiche degli sbarramenti esistenti

La progettazione e costruzione degli impianti di ritenuta ha lo scopo di assicurare, con un adeguato livello di sicurezza:

- la permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e della funzionalità degli organi necessari alla vuotatura controllata del serbatoio, anche in caso di eventi estremi;
- la capacità prestazionale necessaria all'esercizio dell'opera, cioè è necessario garantire un adeguato margine di sicurezza nei confronti degli SLU e degli SLE.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono quelle condizioni che, se superate, comportano il rilascio incontrollato dell'acqua di invaso, con conseguente rischio per l'incolumità delle persone, rischio di gravi danni ambientali e sociali o rischio di fuoriuscita di servizio permanente dell'impianto di ritenuta. Gli stati limite di esercizio (SLE) sono quelle condizioni che, se superate, possono impedire il normale esercizio dell'impianto di ritenuta fino a quando non siano messi in atto interventi di manutenzione. I livelli di sicurezza richiesti nei confronti degli SLU e SLE devono essere garantiti non soltanto dallo sbarramento in senso stretto, ma anche da tutte le opere che con esso interagiscono e che concorrono a garantire la funzionalità dell'impianto (SLE) e la capacità di ritenuta (SLU).

Bibliografia

Associazione Geotecnica Italiana (AGI). (1997 – new edition on 2022). Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche in Sito. Edizioni AGI.

Associazione Geotecnica Italiana (AGI). (2022). Progettazione degli Interventi di Mitigazione del Rischio da Frana. Edizioni AGI.

Black, R. D. (1975). Flood Proofing Rural Residences: A Project Agnes Report. EDA 77-088. Washington, DC: U.S. Department of Commerce, Economic Development Administration.

Cascini, L., Ferlisi, S., Moraci, N., & Soccodato, C. (a cura di). (2022). Progettazione degli interventi di mitigazione del rischio da frana. Roma: Associazione Geotecnica Italiana (AGI) – ISPRA.

CIRIA, CUR & CETMEF. (2007). The Rock Manual: The Use of Rock in Hydraulic Engineering (2nd ed., CIRIA C683). London: CIRIA.

Clausen, L., & Clark, P. B. (1990). The development of criteria for predicting dam-break flood damages using modelling of historical dam failures. In W. R. White (Ed.), International Conference on River Flood Hydraulics (17–20 September 1990) (pp. 369–380). Chichester: John Wiley & Sons / Hydraulics Research Limited.

Comité français des barrages et réservoirs (CFBR). (2015). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai [Guidelines for the justification of embankment dams and levees]. Paris : CFBR.

Comité français des barrages et réservoirs (CFBR). (2013). Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [Dam spillway design guideline]. Paris : CFBR.

Comité français des géosynthétiques (CFG). (2021). Recommandations pour la protection contre le poinçonnement des géomembranes. Paris : CFG.

Comité français des géosynthétiques (CFG). (2017). Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéité par géomembranes. Paris : CFG.

Comité français des géosynthétiques (CFG). (2012). Recommandations pour l'emploi des géosynthétiques dans les systèmes de drainage et de filtration. Paris : CFG.

Comité français des géosynthétiques (CFG). (2003). Présentation de méthodes de détection et de localisation de défauts dans les dispositifs d'étanchéité par géomembranes. Paris : CFG.

Comité français des grands barrages (CFGB), Degoutte, G. (coord.). (2002). Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi [Small dams: guidelines for design, construction and monitoring]. Antony/Paris: Cemagref Éditions – ENGREF.

Commission internationale des grands barrages (CIGB) / International Commission on Large Dams (ICOLD). (2022). Dam surveillance. Lessons learnt from case histories [Surveillance des barrages. Leçons tirées d'études de cas]. Bulletin n° 180. Paris : CIGB/ICOLD.

Commission internationale des grands barrages (CIGB) / International Commission on Large Dams (ICOLD). (2010). Geomembrane sealing systems for dams: Design principles and review of experience [Dispositifs d'étanchéité par géomembranes pour les barrages. Principes de conception et retour d'expérience]. Bulletin n° 135. Paris : CIGB/ICOLD.

Commission internationale des grands barrages (CIGB) / International Commission on Large Dams (ICOLD). (1996). Dams and related structures in cold climate. Design guidelines and case studies. Bulletin n° 105. Paris : CIGB/ICOLD.

Commission internationale des grands barrages (CIGB) / International Commission on Large Dams (ICOLD). (1993). Embankment dams: upstream slope protection. Review and recommendations [Barrages en remblai : protection du talus amont. Synthèse et recommandations]. Bulletin n° 91. Paris : CIGB/ICOLD.

Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslide types and processes. In A. K. Turner & R. L. Schuster (Eds.), *Landslides: Investigation and Mitigation*. Washington, DC: National Academy Press. Coll. Transportation Research Board Special Report 247, p. 36–75.

Dalrymple, T. (1960). Flood-frequency analyses, Manual of Hydrology: Part 3. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1543-A. Washington, DC: U.S. Government Printing Office. https://doi.org/10.3133/wsp1543A

Derro, L., Fry, J.-J. (2023). Érosion interne dans les ouvrages hydrauliques. Vol. 3. Guide pour l'ingénieurie. Paris : Presses des Ponts. Projet national ERINOH.

Dressler, R. F. (1952). Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 49(3), 217–225.

Evangelista, G., Woods, R., & Claps, P. (2023). Dimensional analysis of literature formulas to estimate the characteristic flood response time in ungauged basins: A velocity-based approach. Journal of Hydrology, 627, 130409. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.130409

Evans, S. G. (1986). The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 385–387. https://doi.org/10.1139/t86-053

French Committe of Small Dams. (2005). Guidelines for Design, Construction, and Monitoring. Coordinator Gerard Degoutte.

Froehlich, D. C. (1995). Peak outflow from breached embankment dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 121(1), 90–97. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1995)121:1(90)

Giroud, J.-P. (2015, août 23). Comparaison des géomembranes. *Techniques de l'ingénieur*.

Giroud, J.-P. (2015, août 23). Géomembranes polymériques thermoplastiques. *Techniques de l'ingénieur*.

Giroud, J.-P. (2015, août 21). Géomembranes. *Techniques de l'ingénieur*.

Grimaldi, S., Kao, S.-C., Castellarin, A., Papalexiou, S. M., Viglione, A., Laio, F., Aksoy, H., & Gedikli, A. (2011). Statistical hydrology. In P. Wilderer (Ed.), *Treatise on Water Science* (Vol. 2, pp. 479–517). Oxford: Elsevier/Academic Press. https://doi.org/10.1016/B978-0-444-53199-5.00046-4

Hosking, J. R. M., & Wallis, J. R. (1997). *Regional Frequency Analysis: An Approach Based on L-Moments*. Cambridge: Cambridge University Press. https://doi.org/10.1017/CBO9780511529443

Institut des routes, des rues et des infrastructures pour la mobilité (Idrrim) & Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (Cerema). (2024). GTR ou Guide des terrassements des remblais et des couches de forme. Principes généraux et annexes techniques. Bron : Cerema.

Karvonen, R. A., Hepojoki, H. K., Huhta, H. K., & Louhio, A. (2000). The Use of Physical Models in Dam-Break Flood Analysis: Development of Rescue Actions Based on Dam-Break Flood Analysis (RESCDAM). Final Report, 57 pp. Helsinki: Finnish Environment Institute / Helsinki University of Technology.

Kirkpatrick, G. W. (1977). Evaluation guidelines for spillway adequacy. In *The Evaluation of Dam Safety: Proceedings of the Engineering Foundation Conference* (pp. 395–414). New York: American Society of Civil Engineers.

MacDonald, T. C., & Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567–586. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:5(567)

Manuali tecnici sugli sbarramenti per l'accumulo idrico della Regione Piemonte, https://www.regione.piemonte.it/web/temi/protezione-civile-difesa-suolo-opere-pubbliche/difesa-suolo/dighe/manuali-tecnici-sugli-sbarramenti-per-laccumulo-idrico (manuale_tecnico_sbarramenti.pdf e manuale_anomalie-2011_rid3.pdf)

Maidment, D. R. (Ed.). (1993). *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill.

Ministero dei Lavori Pubblici. (2018). Norme tecniche per le costruzioni. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2025). Decreto direttoriale n. 510 del 29 luglio 2025. Criteri e procedure tecniche per la determinazione delle classi di attenzione degli impianti di ritenuta, in attuazione dell'art. 4 del D.M. 14 maggio 2024, n. 94. Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture Idriche.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2024). Decreto 14 maggio 2024, n. 94. Regolamento recante la disciplina del procedimento di approvazione dei progetti e del controllo sulla costruzione e l'esercizio degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale n. 156 del 5 luglio 2024.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). Decreto 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (NTC 2018). Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2014). Decreto 26 giugno 2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale n. 156 dell'8 luglio 2014.

Peyras, L., & Mériaux, P. (Eds). (2009). *Retenues d'altitude*. Versailles : éditions Quæ, 352 p.

Poggi, D., Grimaldi, S., Perucca, E., Miotto, F., Pozzallo, M., & Cagninei, A. (2009). Definizione di una metodologia speditiva per il calcolo del coefficiente di rischio globale per gli sbarramenti di competenza regionale. Contratto di ricerca, Regione Piemonte.

Progetti transfrontalieri INTERREG Francia-Italia: RISBA "Sicurezza degli sbarramenti artificiali" (ALCOTRA 2007-2013) e RESBA "Resilienza degli sbarramenti" (ALCOTRA 2014-2020)

Ritter, A. (1892). Die Fortpflanzung der Wasserwellen. *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure*, 36(33), 947–954.

Tahir, H., Veylon, G., Stoltz, G., & Peyras, L. (2026). Development of a thermo-mechanical model for PVC geomembrane—Application to geomembrane stability on dam slopes. *Applied Sciences*, 16(3), 1160. https://doi.org/10.3390/app16031160

U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (1982). *Guidelines for Defining Inundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams*. Reclamation Planning Instruction No. 82-11. Denver, CO: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In R. L. Schuster & R. J. Krizek (Eds.), *Landslides: Analysis and Control*. Washington, DC: National Academy of Sciences. Coll. Transportation Research Board Special Report 176, p. 11–33.

Varnes, D. J., & International Association of Engineering Geology, Commission on Landslides and Other Mass Movements on Slopes. (1984). *Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice*. Natural Hazards, 3. Paris: UNESCO.

Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe, degli Scarichi e delle Opere Complementari e Accessorie Istruzioni per l'applicazione della Normativa Tecnica di cui sl D.M. 26.06.2014 (Ntd14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18) a cura di Armando Lanzi e Paolo Paoliani – Divisione VI Strutture e Geotecnica

Whitham, G. B. (1955). The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 227(1170), 399–407. https://doi.org/10.1098/rspa.1955.0019

DOI: 10.5281/zenodo.23419296

Région Autonome Vallée d'Aoste
Regione Autonoma Valle d'Aosta
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
Liberté
Égalité
Fraternité
INRAE
1859
Politecnico di Torino
UNIVERSITÉ SAVOIE MONT BLANC
REGIONE PIEMONTE
REPVBBLICA ITALIANA