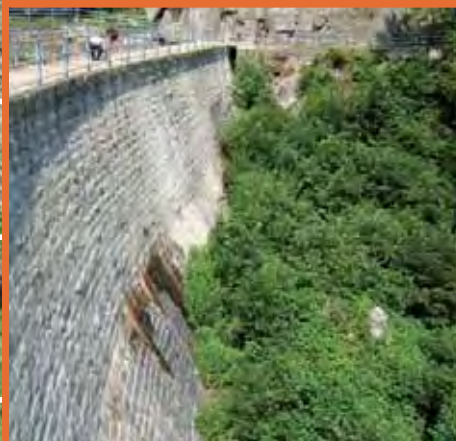


REGIONE
PIEMONTE



Manuale tecnico

ANOMALIE SBARRAMENTI





Manuale tecnico ANOMALIE SBARRAMENTI



REGIONE
PIEMONTE

Manuale tecnico approvato con
D.G.R. n.43 – 13539 del 16 marzo 2010

RISULTATO DI UN CONTRATTO DI CONSULENZA TRA LA REGIONE PIEMONTE
E IL POLITECNICO DI TORINO – DIPARTIMENTO DI IDRAULICA,
TRASPORTI E INFRASTRUTTURE CIVILI

Hanno lavorato alla stesura del manuale:

Ing. Maurizio ROSSO, Ing. Isabella BOTTA (Politecnico di Torino)

Dott.ssa Giulia BODRATO, Ing. Roberto DEL VESCO, Ing. Davide PATROCCO
(Regione Piemonte)

Ing. Arturo MAGNO, Ing. Fabio DE POLO (Provincia Autonoma di Bolzano)

Ing. Silvia CASTELLI (Regione Lombardia)

Si ringraziano per la collaborazione prestata:

Ing. Gianfranco LEONCAVALLO, Ing. Chiara SILVESTRO (Regione Piemonte)

INDICE

CAPITOLO 1

PROBLEMI IDRAULICI	13
1.1 Filtrazione	13
1.1.1 <i>Filtri</i>	15
1.1.2 <i>Strumenti per il monitoraggio</i>	21
1.1.3 <i>Interventi</i>	21
1.1.4 <i>Diaframmi</i>	22
1.2 Sifonamento	27
1.2.1 <i>Interventi</i>	32
1.3 Erosione interna	32
1.3.1 <i>Interventi</i>	33
1.4 Sottopressioni	44
1.4.1 <i>Interventi</i>	44
1.5 Problemi relativi ai dreni	45
1.6 Interrimento del serbatoio	46
1.6.1 <i>Fenomeno della sedimentazione nel serbatoio</i>	49
1.6.2 <i>Controllo dell'interrimento</i>	57
1.6.3 <i>Interventi per la difesa dall'interrimento</i>	57
1.7 Indagini non distruttive in situ	60
1.7.1 <i>Misure di temperatura in piezometri</i>	60
1.7.2 <i>Termografia ad infrarossi</i>	61
1.7.3 <i>Monitoraggio su larga scala di temperatura mediante sensori in fibra ottica</i>	61
1.7.4 <i>Termografia ad impulso di calore</i>	62
1.7.5 <i>Misure radiometriche</i>	63
1.7.6 <i>Traccianti</i>	64

CAPITOLO 2

PROBLEMI LEGATI AGLI SCARICHI	69
2.1 Dimensione insufficiente dello scarico di superficie	69
2.2 Dimensione insufficiente dello scarico di fondo	70
2.3 Errato dimensionamento o assenza del canale fugatore	73
2.4 Assenza dello scarico di fondo	74
2.5 Assenza dello scarico di superficie	74
2.6 Errato calcolo dell'onda di piena	75
2.7 Occlusione o danneggiamento dello scarico di fondo	76
2.8 Occlusione parziale o totale dello scarico di superficie	76
2.9 Degrado e mal funzionamento delle paratoie, perdite a livello delle saldature	76
2.9.1 <i>Trattamento anticorrosivo</i>	78
2.10 Degrado delle condotte degli scarichi di superficie, di fondo e di esaurimento	80
2.11 Perdite ai giunti	80
2.12 Erosione a valle degli scarichi	83

CAPITOLO 3

INSTABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI IN MURATURA	89
3.1 Fessurazione del calcestruzzo o della muratura	89
3.1.1 <i>Metodologie di indagine</i>	91
3.1.2 <i>Interventi</i>	94
3.2 Degrado del calcestruzzo per i cicli di gelo e disgelo e per le variazioni della temperatura esterna	96
3.2.1 <i>Interventi</i>	99
3.3 Degrado del calcestruzzo per abrasione, urti e cavitazione	100
3.4 Degrado dei rivestimenti del paramento di monte e di valle	101
3.5 Contrazione, ritiro, fluage del calcestruzzo	105
3.5.1 <i>Interventi</i>	106
3.6 Invecchiamento e degrado del calcestruzzo	108
3.6.1 <i>Interventi</i>	109

3.7	Degrado del calcestruzzo dovuto all'attacco delle acque aggressive	109
3.7.1	<i>Interventi</i>	110
3.8	Reazione alcali – aggregati (AAR) del calcestruzzo	111
3.8.1	<i>Interventi</i>	115
3.9	Interrimento	117
3.9.1	<i>Interventi</i>	117
3.10	Sottopressioni	118
3.10.1	<i>Interventi</i>	120
3.11	Cedimenti delle fondazioni	122
3.11.1	<i>Deterioramento della fondazione per carichi alternati</i>	122
3.11.2	<i>Sifonamento</i>	123
3.11.3	<i>Deterioramento dello schermo di iniezioni</i>	123
3.11.4	<i>Aumento del livello di falda nelle sponde</i>	124
3.11.5	<i>Interventi</i>	124

CAPITOLO 4

INSTABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI IN MATERIALI SCIOLTI		129
4.1	Premessa	129
4.2	Cedimenti	132
4.3	Scivolamenti dei paramenti di monte o di valle	138
4.4	Sifonamento	142
4.5	Instabilità dello sbarramento per attraversamento di condotte/gallerie nel corpo diga	142
4.6	Lesionamento del rilevato	142
4.7	Degradazione ed erosione superficiale dei paramenti per l'azione meccanica delle onde e dello svaso	142
4.8	Danni all'impermeabilizzazione del paramento di monte	143
4.9	Altri danni	144

CAPITOLO 5

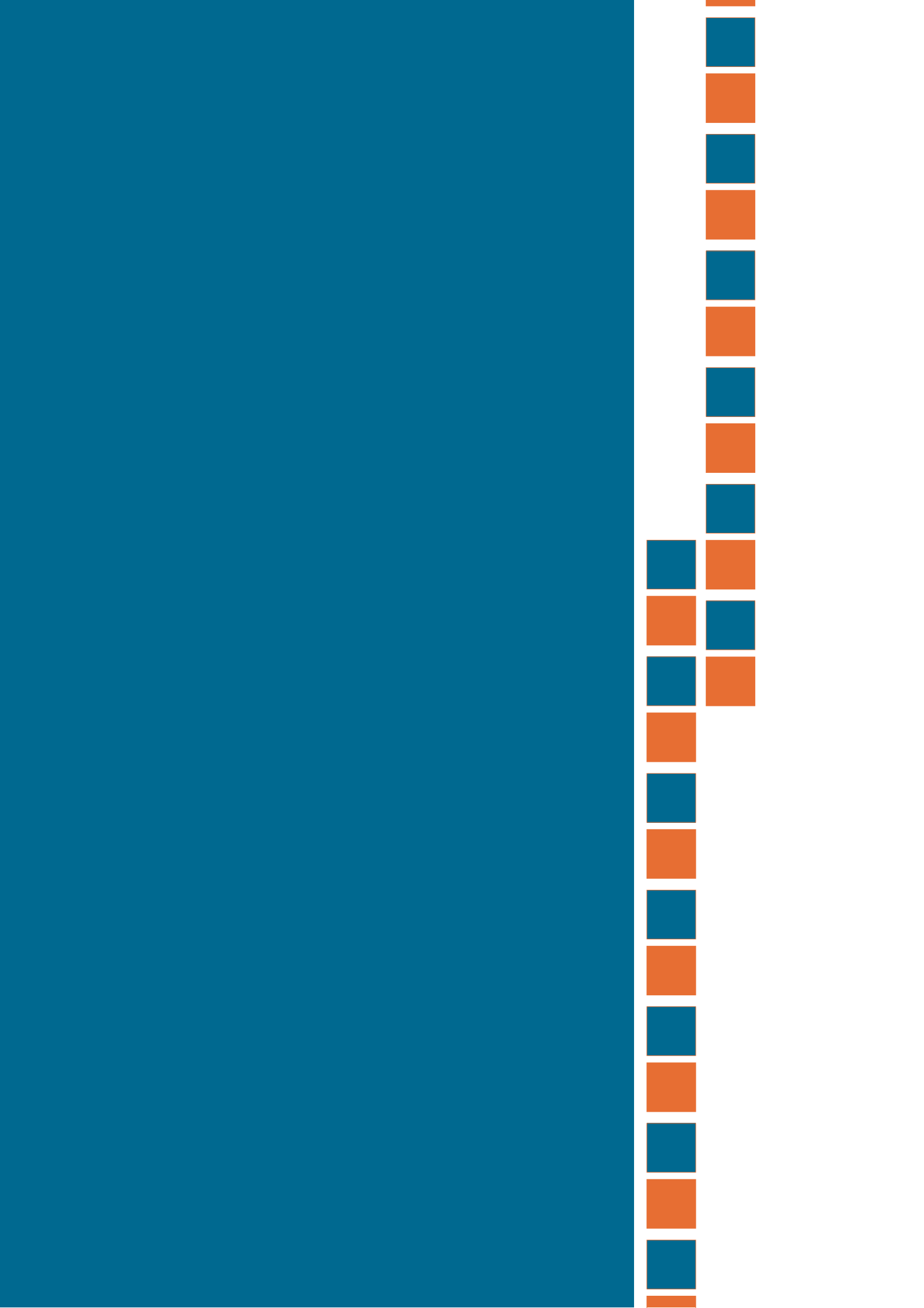
INSTABILITA' DEI VERSANTI E/O DEL SERBATOIO	149
5.1 Frane di crollo e di ribaltamento	151
5.2 Frane di scivolamento planare o rotazionale	153
5.3 Frane di espansione	154
5.4 Frane di colamento	154
5.4.1 <i>Flusso secco di sabbia, limo, ghiaia o detrito</i>	155
5.4.2 <i>Flow slide in sabbia, limo, detrito o roccia tenera</i>	156
5.4.3 <i>Flow slide in argilla</i>	157
5.4.4 <i>Flusso di torba</i>	157
5.4.5 <i>Flusso di terra</i>	157
5.4.6 <i>Flusso di detrito (debris flow)</i>	158
5.4.7 <i>Colata di fango (mud flow)</i>	160
5.4.8 <i>Debris flood</i>	160
5.5 Frana complessa	161
5.6 Deformazione gravitativa profonda del versante	161
5.7 Soliflusso	163
5.8 Valanga	163
5.8.1 <i>Valanga di detrito</i>	163
5.8.2 <i>Valanga di roccia</i>	164
5.9 Crollo per cavità di carsismo	164
5.10 Crollo per cavità di miniere	165
5.11 Indagini in situ dirette ed indirette	165
5.12 Tecniche di stabilizzazione di versanti in roccia	168
5.13 Protezione dei pendii interni all'invaso	169

CAPITOLO 6

PRESENZA DI VEGETAZIONE	175
6.1 Infiltrazione dovuta alle radici delle piante nel corpo diga	175
6.2 Ostruzione degli scarichi dovuta alla vegetazione	176
6.3 Eutrofizzazione	177

CAPITOLO 7

ALTRI PROBLEMI	183
7.1 Condizioni climatiche	183
7.2 Azione dell'inquinamento chimico sul calcestruzzo e sugli elementi di impermeabilizzazione	184
7.3 Presenza di tane di animali nel corpo dello sbarramento	185
7.4 Anomalie della strumentazione di controllo, gestione e monitoraggio	186
7.4.1 <i>Assestimetri</i>	186
7.4.2 <i>Estensimetri</i>	190
7.4.3 <i>Pendoli</i>	191
7.4.4 <i>Clinometri</i>	193
7.4.5 <i>Collimatori</i>	195
7.4.6 <i>Termometri</i>	198
7.4.7 <i>Piezometri</i>	199
7.4.8 <i>Inclinometri</i>	200
7.4.9 <i>Deformometri removibili</i>	201
7.4.10 <i>Sistemi automatici di acquisizione</i>	202
7.4.11 <i>Considerazioni generali sulle strumentazioni</i>	204
7.5 Franco di progetto insufficiente	205
7.6 Azione e/o spinta del ghiaccio non prevista	206
7.7 Difetti progettuali	207
7.8 Difetti organizzativi	207



INTRODUZIONE

Il presente lavoro nasce dalla collaborazione tra la Regione Piemonte, Direzione Difesa del Suolo, Settore Sbarramenti Fluviali di Ritenuta e Bacini di Accumulo, e il Dipartimento di Ingegneria Idraulica Trasporti e Infrastrutture Civili del Politecnico di Torino, nonché la Provincia Autonoma di Bolzano e la Regione Lombardia, al fine di definire un quadro generale delle anomalie delle dighe. Esso si propone come strumento di descrizione delle problematiche, anche prevedibili, che si possono incontrare nella gestione di uno sbarramento, nonché degli interventi utili alla prevenzione delle stesse e delle tecniche manutentive per risolvere ogni inconveniente, con particolare riferimento agli aspetti di carattere idraulico e geotecnico. Tale lavoro ha permesso di predisporre anche delle schede per la registrazione ed archiviazione in maniera omogenea con gli altri enti che hanno collaborato dei casi incontrati durante lo svolgimento delle proprie attività. La condivisione più ampia possibile delle proprie esperienze nel campo del controllo e vigilanza delle strutture di sbarramento permette una maggiore preparazione nell'esame delle problematiche da affrontare.

Questo manuale è indirizzato in particolare a quanti operano nel campo dell'esercizio e della sicurezza delle dighe (gestori, ingegneri responsabili delle strutture, tecnici professionisti incaricati della redazione di perizie) ed hanno quindi occasione di doversi confrontare con i deterioramenti che si sviluppano nel corso del tempo in condizioni di normale esercizio dell'opera, ma anche per tutti i tecnici delle amministrazioni pubbliche, comunali, provinciali, regionali, che per differenti competenze devono esaminare perizie o strutture esistenti. Le cause delle alterazioni sono insite spesso nella concezione e costruzione dell'opera; il tempo è il fattore che condiziona l'insorgere e il progredire delle alterazioni.

Il manuale è stato suddiviso in sette capitoli relativi alle diverse tipologie di anomalie degli sbarramenti in materiale sciolto e in muratura, nonché agli interventi per la messa in sicurezza degli stessi. In ogni capitolo vengono analizzate diverse problematiche, cause ed effetti, che portano al deterioramento delle proprietà delle opere. Le cause sono fattori che determinano le condizioni favorevoli per l'inizio e lo sviluppo nel tempo del processo di degrado e sono legate alle condizioni locali, alla costruzione, alla gestione e all'esercizio del serbatoio e alla manutenzione, inoltre inducono sulle opere certe azioni e attraverso queste influiscono sulle loro proprietà. Le azioni, che determinano l'innescare e l'evoluzione del deterioramento, possono essere interne alla struttura, ambientali, operative, esse producono effetti sia diretti che indiretti nel comportamento della struttura che rivelano che un processo di deterioramento è in atto. Il perdurare delle azioni e degli effetti porta nel medio termine a conseguenze negative di natura meccanica (scivolamento, ribaltamento, ecc.) o idraulica (sifonamento). Nella trattazione sono descritti gli interventi di risanamento che normalmente vengono intrapresi prima delle conseguenze estreme sopracitate.

Il primo capitolo descrive i problemi idraulici relativi agli sbarramenti, con particolare riferimento a quelli in materiale sciolto. Si considerano la filtrazione, il sifonamento, l'erosione interna, le sottopressioni, i problemi relativi ai dreni e l'interrimento del serbatoio. I problemi legati agli scarichi sono descritti nel secondo capitolo.

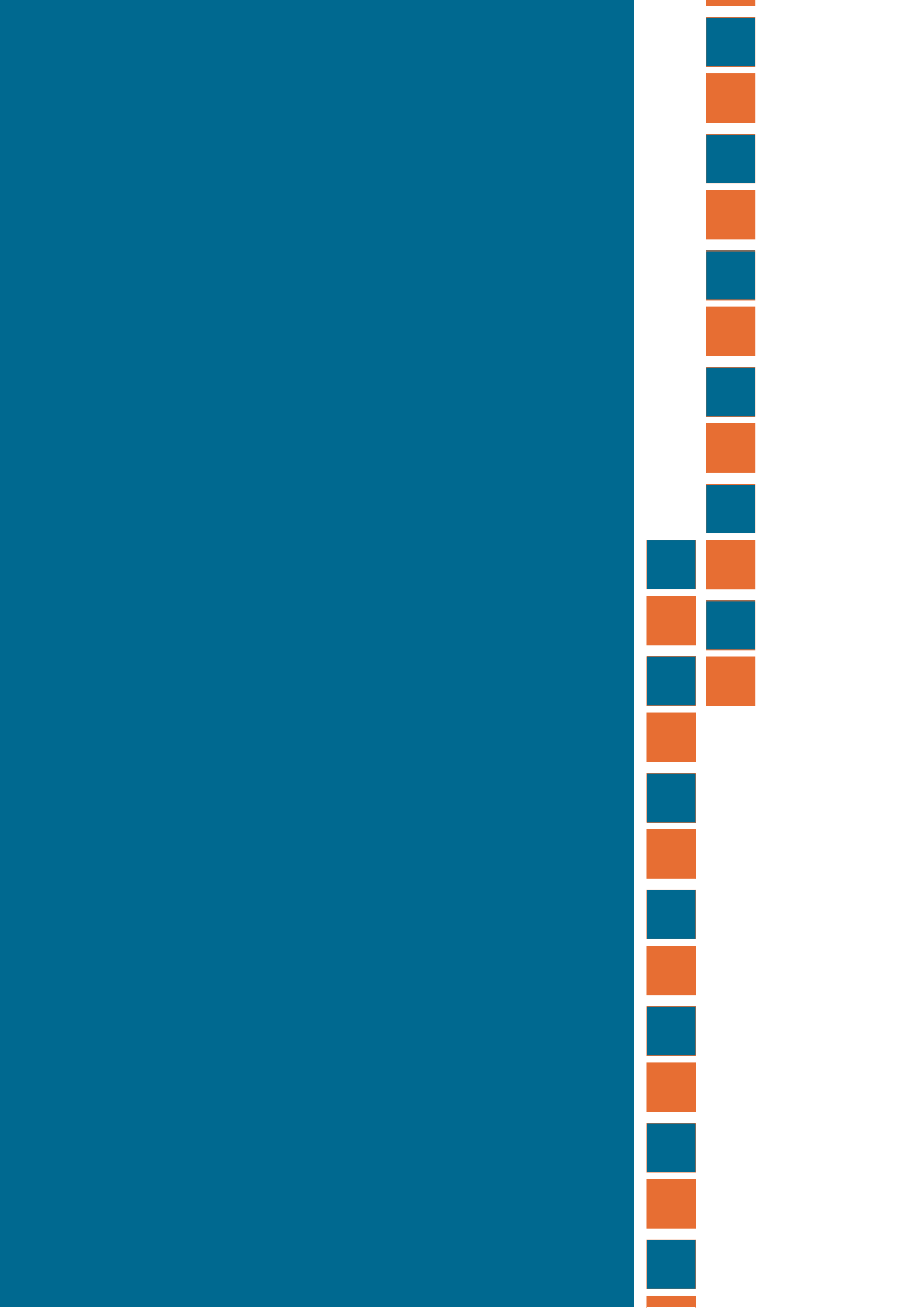
Nei due capitoli successivi vengono analizzate le cause che provocano l'instabilità dello sbarramento sia in muratura che in materiali sciolti, e vengono fornite indicazioni sugli accorgimenti per evitare il degrado del calcestruzzo, l'erosione superficiale dei paramenti e gli scivolamenti.

L'instabilità dei versanti e del serbatoio è affrontata nel quinto capitolo, di impronta più specificatamente geologica e geotecnica.

Le anomalie legate alla presenza di vegetazione nel corpo diga e sulle sponde è descritta nel sesto capitolo.

Il settimo e ultimo capitolo affronta diversi temi, non inseribili in nessuna delle categorie precedentemente trattate; in particolare sono descritte le problematiche relative alle strumentazioni di controllo, gestione e monitoraggio.

Le problematiche da affrontare sono state affrontate in maniera completa anche richiamando diversi riferimenti bibliografici alla fine di ogni capitolo per eventuali ulteriori approfondimenti.



CAPITOLO 1
PROBLEMI IDRAULICI

1.1 Filtrazione

Un primo problema progettuale, legato ai moti di filtrazione e alle pressioni neutrali che si sviluppino sia nel corpo diga che nel terreno di fondazione, consiste nel rappresentare in maniera corretta il reticolo di flusso della filtrazione, in funzione della permeabilità dei materiali costituenti il rilevato e il terreno di fondazione.

Uno schema del reticolo di flusso è rappresentato nella Figura 1.1: le condizioni di flusso e le pressioni neutrali variano sensibilmente in base all'anisotropia del coefficiente di permeabilità e in presenza di terreni di fondazione permeabili.

Le fessure offrono una via preferenziale alla filtrazione, che si propaga da monte a valle, a meno che sia intercettata da un filtro o da un dreno.

L'aumento della pressione interstiziale, su tempi lunghi, può provocare la progressiva apertura di fessure trasversali, in direzione monte/valle, entro il nucleo o nell'intero rilevato. Si possono manifestare zone sature e franamenti sul paramento di valle, con assestamento di porzioni di materiale saturo e formazione di inghiottitoi più frequenti sul paramento di monte.

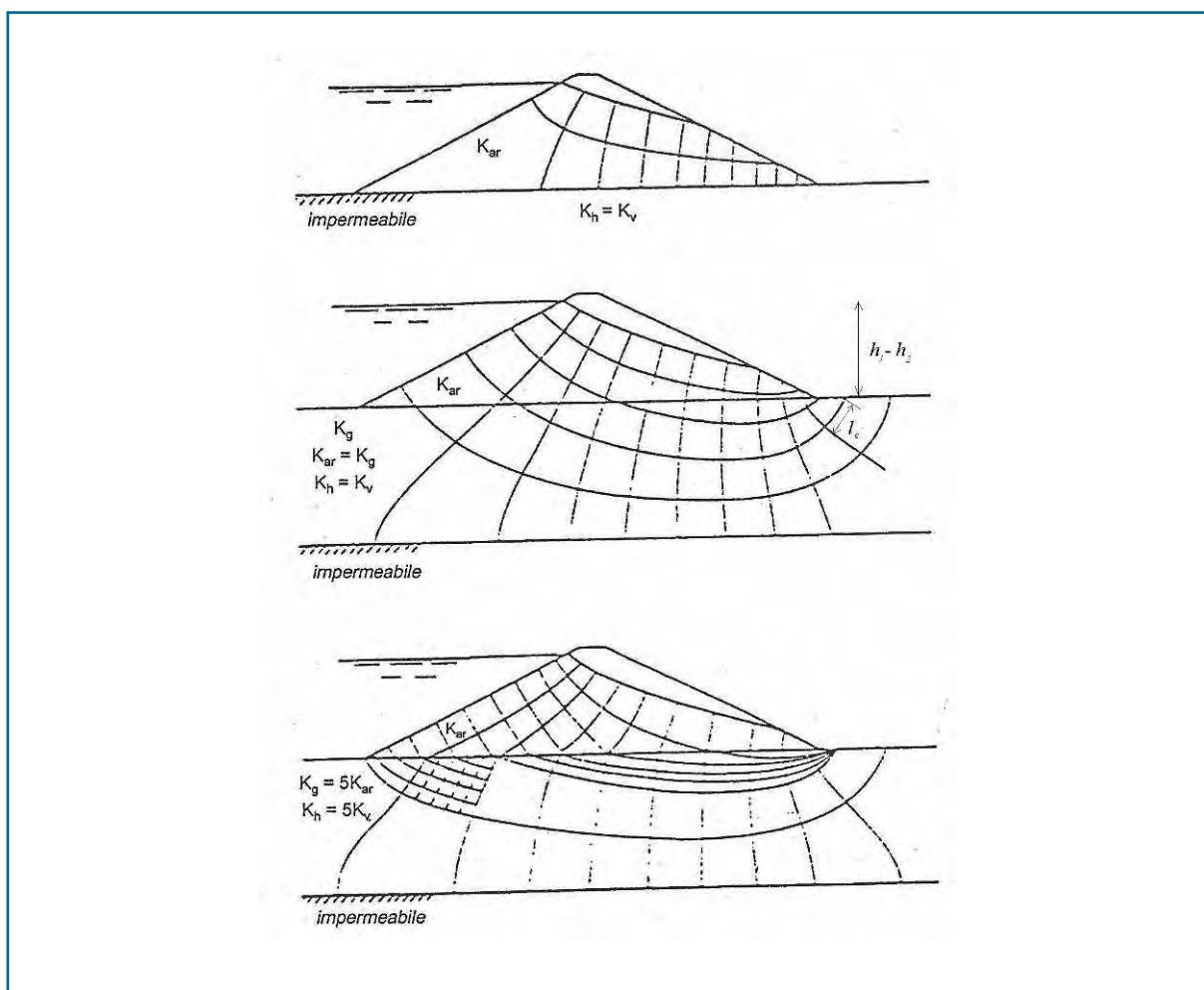


Figura 1.1 – Schema del reticolo di flusso all'interno di uno sbarramento in materiali sciolti [Colleselli, 1998].

Il sistema delle equazioni che descrivono il fenomeno di moto vario è rappresentato dalla relazione:

$$\Delta^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (1.1)$$

e dall'equazione della superficie libera (Giugni e Fontana, 1999):

$$\frac{m}{k} \frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1.2)$$

dove h indica la quota piezometrica rispetto alla base dell'acquifero, supposta orizzontale, m la porosità e k la permeabilità del mezzo.

Il sistema è valido nell'ipotesi della legge di Darcy, di un mezzo omogeneo, isotropo, ed indeformabile, fluido perfetto e incompressibile e per le condizioni al contorno di Neumann e di Dirichlet.

Per determinare la linea di saturazione attraverso il rilevato, in letteratura vi sono soluzioni analitiche o semianalitiche, caratterizzate da diversi ordini di approssimazione nella descrizione della variabilità spaziale del carico h , nel caso di mezzo omogeneo ed isotropo. Le soluzioni proposte per la trattazione del problema (casi lineari e non lineari, oscillazioni confrontabili con lo spessore della falda, la soluzione completa) non vengono qui riportate e, per un'analisi completa, si rimanda ai testi specifici indicati in bibliografia.

Nella Figura 1.2 vengono confrontate le disposizioni della linea di saturazione nel caso di flusso in moto permanente e di moto vario per un rilevato su terreno di fondazione impermeabile; si osserva come la linea di saturazione in moto vario sia inferiore a quella usualmente assunta nel progetto con una pendenza pari a 1:5 – 1:6.

Di notevole importanza è la corretta valutazione dell'andamento delle pressioni neutrali nello sbarramento e nel terreno di fondazione; ciò permette di stimare il grado di sicurezza del paramento di valle nei confronti della possibile rottura per scivolamento.

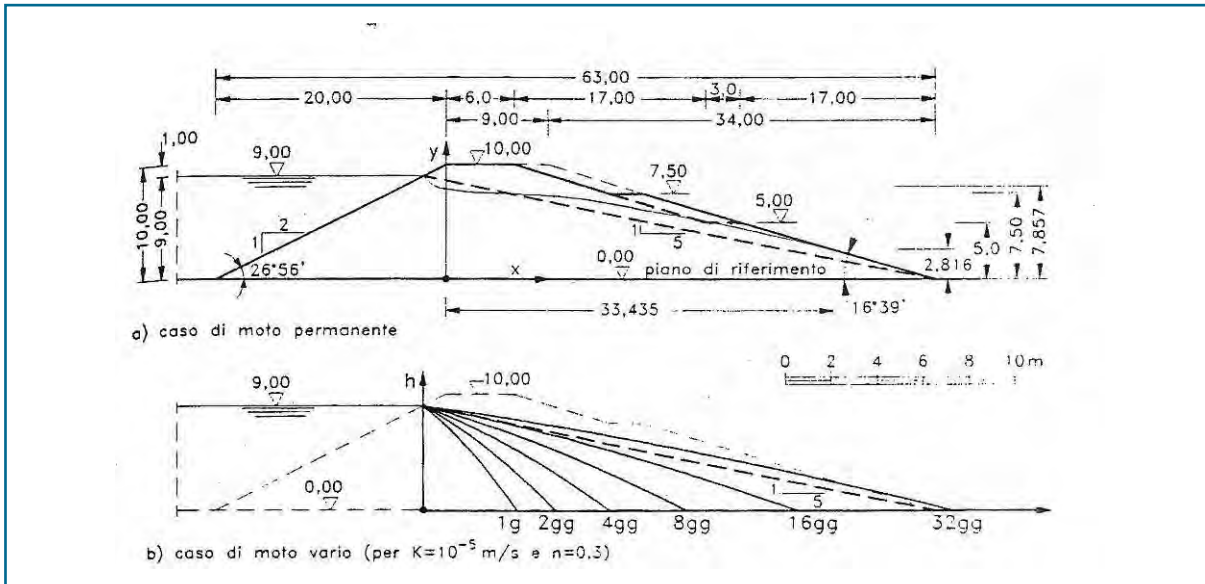


Figura 1.2 – Linee di infiltrazione [Princeton University, 1962].

Lo studio della filtrazione attraverso il rilevato deve tenere conto delle condizioni più gravose a cui lo sbarramento può essere sottoposto, cioè il ripetuto innalzamento e abbassamento del livello dell'acqua nell'invaso. E' importante considerare diversi fattori: la modifica delle permeabilità e delle proprietà meccaniche legate alle variazioni del contenuto d'acqua, il grado di saturazione e la pressione dell'aria e dell'acqua nei pori.

1.1.1 Filtri

Un filtro ha la funzione di trattenere il materiale terroso e permettere di indirizzare il passaggio dell'acqua. Per questo motivo, i pori devono avere una dimensione tale da consentire il flusso d'acqua più libero possibile e da impedire il passaggio di particelle dal terreno.

La filtrazione comporta la formazione nel terreno di un'interfaccia stabile tra gli strati più fini e quelli a grana più grossa. Due fenomeni possono rivelare la perdita di efficienza del filtro:

- l'intasamento del filtro dovuto al completo riempimento dei pori ad opera delle particelle più fini di terra, con conseguente riduzione della funzione drenante;
- la rottura del filtro causata da una filtrazione con trasporto di particelle di terra attraverso il filtro e con inizio di erosione.

Nelle protezioni di rilevati o di scavi in materassi metallici e gabbioni, come in quelle in pietrame sciolto, lo spessore del rivestimento e le dimensioni del pietrame devono essere tali da resistere al movimento causato dalla corrente e da evitare l'erosione del materiale di base. La velocità v_b

dell'acqua al di sotto del rivestimento dipende principalmente dalla pendenza del corso d'acqua e dalla grandezza dei vuoti tra il pietrame, cioè dalle dimensioni del pietrame medesimo, nell'ipotesi che la direzione predominante del flusso sia parallela alla superficie del rivestimento in pietrame o in materassi metallici. Tale velocità rimane praticamente costante al variare delle condizioni idrauliche e dello spessore del rivestimento.

La velocità residua v_b può essere calcolata con la formula di Manning (valida per materiali posati sul fondo):

$$v_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} \sqrt{i_f} \quad (1.3)$$

in cui i_f e n_f sono rispettivamente la pendenza del fondo alveo e il coefficiente di scabrezza al fondo della formula di Manning. In particolare i valori sono:

$n_f = 0.025$ se sotto il rivestimento è presente un filtro in ghiaia;

$n_f = 0.020$ se sotto il rivestimento è presente un filtro in geotessile o se non c'è filtro.

La velocità v_b dovrà essere confrontata con la velocità v_c ammissibile all'interfaccia con il materiale di base.

Nel caso di terreni coerenti, la velocità v_c che il terreno può sopportare senza venire eroso (massima velocità ammissibile) può essere stimata utilizzando il grafico della Figura 1.3.

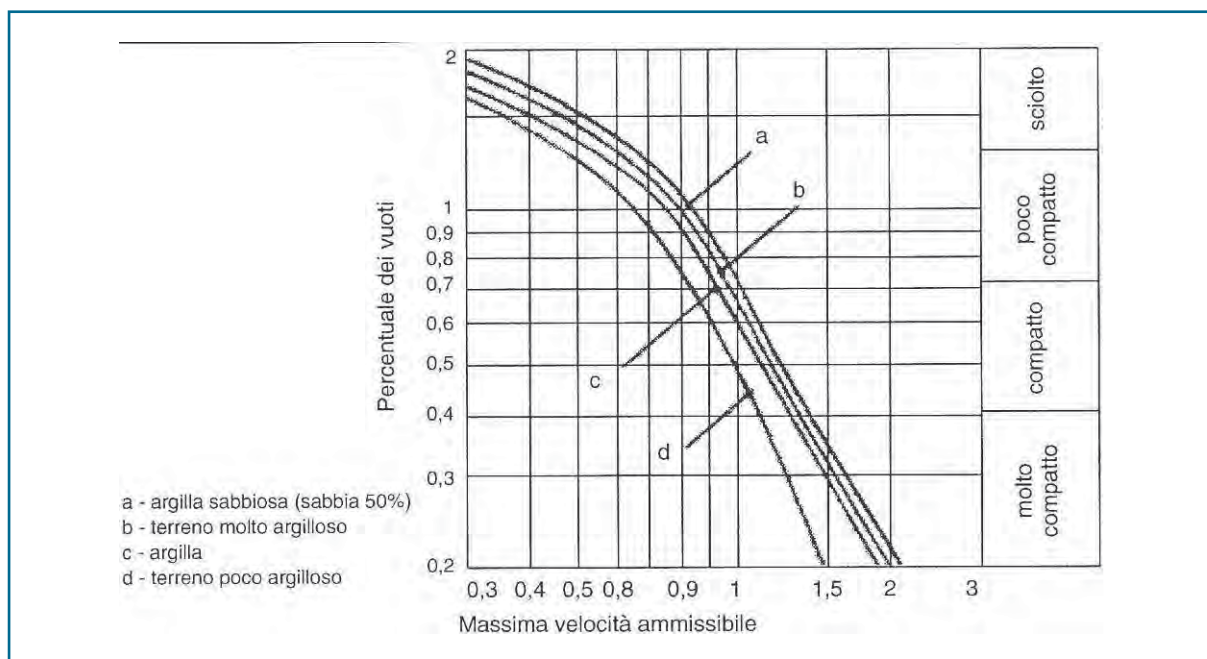


Figura 1.3 – Valori delle massime velocità ammissibili per i terreni coesivi [Officine Maccaferri].

Nel caso di terreni incoerenti la v_c vale:

$$v_c = 16,1\sqrt{d} \quad (1.4)$$

dove v_c è espressa in m/s e d è la dimensione delle particelle del suolo che si vuole evitare vengano erose (espressa in m).

Nel caso di impiego di un filtro geotessile, la velocità dell'acqua passando da sopra a sotto il geotessile, all'interfaccia con il suolo si riduce e vale $\frac{1}{2}$ - $\frac{1}{4}$ del valore di v_c a seconda del tipo di geotessile.

Il superamento delle condizioni limite al di sotto del rivestimento rende necessario l'uso di un filtro. Se inserito, un geotessile ha una duplice funzione: da un lato filtra attivamente l'acqua dal terreno per lungo tempo, dall'altro deve agire da catalizzatore nella formazione, a partire dal terreno originale in situ, di un filtro stabile in terra. Per descrivere questo comportamento si considerano due criteri: il criterio di ritenzione o di filtrazione e quello di permeabilità.

Criterio di ritenzione

Il criterio di ritenzione impedisce che le particelle fini del materiale possano essere rimosse.

Si considera il rapporto tra una dimensione caratteristica della granulometria del terreno D e il diametro medio dei pori interni o il diametro di filtrazione del geotessile, O_f . La relazione che lega le due grandezze è del tipo $O_f \leq cD_{\%}$, dove $D_{\%}$ è il diametro caratteristico del terreno base corrispondente al valore della percentuale passante.

Altri parametri da considerare sono: il coefficiente di uniformità ($U=D'_{60}/D'_{10}$), la densità della terra e il gradiente idraulico, il coefficiente U' di uniformità lineare dato dalla forma $U'=D'_{60}/D'_{10}$. I valori D'_{60} e D'_{10} si ottengono interpolando con una retta il tratto centrale della curva granulometrica: scartando la parte più fine e più grossolana del materiale e stimando sulla retta stessa i nuovi D'_{60}/D'_{10} .

Nella Tabella 1.1 sono riportati i criteri di ritenzione per i geotessili impiegati nei filtri, proposti da vari autori.

Tabella 1.1 – Criteri di ritenzione dei geotessili (condizione di flusso unidirezionale) [Da Deppo, Datei, Salandin,1995].

Autore	Tipo di filtro geotessile	Tipo di terreno base	Criterio di ritenzione
Calhoun (1972)	tessuti tessuti	terreni incoerenti terreni coesivi	$O_f \leq D_{85}$ $O_f \leq 210 \mu$
Ragutzki (1973) Zitscher (1975) Ogink (1975)	tessuti tessuti non-tessuti	sabbie sabbie sabbie	$O_f \leq 2,7 D_{50}$ $O_f \leq D_{90}$ $O_f \leq 1,8 D_{90}$
Cedergren (1977) Schober e Teindl (1979)	tessuti e non-tessuti tessuti; non-tessuti fini non-tessuti spessi	non descritto sabbie sabbie	$O_f \leq D_{85}$ $O_f \leq B_1(U)D_{50}$ $O_f \leq B_2(U)D_{50}$
Giroud (1982)	non-tessuti agotrattati	terreni sciolti ($1 < U' < 3$) terreni sciolti ($U' > 3$) terreni di media densità ($1 < U' < 3$) terreni di media densità ($U' > 3$) terreni densi ($1 < U' < 3$) terreni densi ($U' > 3$)	$O_f < U D_{50}$ $O_f < (9/U') D_{50}$ $O_f < 1,5 U' D_{50}$ $O_f < (13,5/U') D_{50}$ $O_f < 2 U' D_{50}$ $O_f < (18/U') D_{50}$
Heerten (1981) e (1982)	tessuti e non-tessuti termicamente saldati tessuti e non-tessuti tessuti e non-tessuti tessuti e non-tessuti	terreni con $1 < U < 3$ terreni con $U > 3$ terreni incoerenti ($U \geq 5$) terreni incoerenti ($U < 5$) terreni coesivi	$O_f < (9/U') D_{50}$ $O_f < 10 D_{50}$ $O_f \leq D_{90}$ $O_f < 2,5 D_{50}$ $O_f \leq D_{90}$ $O_f < 10 D_{50}$ $O_f \leq D_{90}$ $O_f \leq 100 \mu$
Loudière e altri (1982) Loudière e altri (1983)	tessuti e non-tessuti tessuti e non-tessuti tessuti e non-tessuti tessuti e non-tessuti	terreni incoerenti ($U > 4$) terreni incoerenti ($U < 4$) terreni coesivi ($U < 4$) terreni coesivi ($U < 4$)	$O_f < D_{95}$ $O_f < 0,8 D_{50}$ $O_f < D_{85}$ $O_f \geq 50 \mu$ $O_f < 0,8 D_{50}$ $O_f \geq 50 \mu$
CFGG (1983)	tessuti e non-tessuti	terreni sciolti ($U < 4$) terreni sciolti ($U < 4$) terreni densi ($U > 4$) terreni densi ($U > 4$) terreni coesivi	$O_f < 0,8 x n D_{85}$ $O_f < 0,6 x n D_{85}$ $O_f < 1,25 x n D_{85}$ $O_f < x n D_{85}$ anche $O_f \geq 50 \mu$

Legenda:

O_f diametro di filtrazione del geotessile ($\mu = 10 - 6 \text{ m}$);

D_{50} , D_{85} , D_{90} dimensione delle particelle del terreno di base (m);

U coefficiente di uniformità del terreno (D_{60} / D_{10});

U' coefficiente di uniformità lineare del terreno (D'_{60} / D'_{10});

$B_1(U)$, $B_2(U)$ funzioni dipendenti dal coefficiente di uniformità del terreno U ;

x parametro dipendente dal gradiente idraulico;

n parametro dipendente dalla funzione del geotessile.

Criterio di permeabilità

Le funzioni fondamentali di un filtro sono principalmente due: impedire l'insorgere del sifonamento e assicurare al filtro una permeabilità maggiore di quella del terreno, per evitare il formarsi di rilevanti valori di pressione.

Questi due criteri sono espressi (a partire dal lavoro di Terzaghi, 1922) da alcune disequazioni riportate nel seguito. Con i simboli $d_{\%}$ e con $D_{\%}$ si indicano i diametri del filtro e del terreno corrispondenti ad una nota percentuale di passante.

$$\frac{d_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{terreno})} < 4 + 5 \quad (1.5)$$

$$\frac{d_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{terreno})} > 4 + 5 \quad (1.6)$$

L'U. S. Army of Engineers, nel 1971, fornisce un'ulteriore relazione:

$$\frac{d_{30}(\text{filtro})}{D_{30}(\text{terreno})} < 4 + 5 \quad (1.7)$$

L'U.S. Army of Engineers afferma che, se è verificata la condizione $d_{15} \geq 5D_{15}$, il filtro è approssimativamente più permeabile del terreno di 25 volte. Altre fonti sostengono che dovrebbe essere $k(\text{filtro}) > 100 k(\text{terreno})$.

Altre relazioni riguardano le caratteristiche del materiale del filtro posto in prossimità a contatto con la struttura drenante di raccolta (fessure o fori circolari praticati su condotte oppure giunti tra condotte). L'U.S. Army raccomanda ancora, rispettivamente:

$$\frac{d_{85}(\text{filtro})}{\text{spessore della fessura}} > 1,2 \quad (1.8)$$

$$\frac{d_{85}(\text{filtro})}{\text{diametro del foro}} > 1 \quad (1.9)$$

$$\frac{d_{85}(\text{filtro})}{\text{max apertura del giunto}} = 2 \text{ o più} \quad (1.10)$$

La percentuale del materiale fine (con passante al setaccio di diametro 0,074 mm) costituente il filtro, non deve contenere materiali argillosi in quantità superiore al 5%.

La permeabilità iniziale del geotessile nuovo, in assenza di sollecitazioni, deve essere circa cento volte più grande di quella della terra di base poiché essa diminuirà nel tempo per l'intasamento e per gli sforzi di compressione. Inoltre, il numero che esprime la permittività iniziale del campione nuovo non sollecitato, deve essere superiore alla permeabilità della terra di base di un fattore $10^4 \div 10^5$, essendo gli spessori dell'ordine della decina di mm.

Per quanto riguarda i filtri realizzati con geotessili, i vari criteri di permeabilità, proposti da vari Autori, sono illustrati nella Tabella 1.2.

Tabella 1.2 – Criteri di permeabilità per geotessili (condizione di flusso unidirezionale)
(Da Deppo, Datei, Salandin, 1995).

AUTORE	CARATTERISTICHE DEL GEOTESSILE	STRUTTURA IN TERRA	CRITERIO DI PERMEABILITÀ
Schober e Teindl (1979)	Compresso dopo le modificazioni dell'intasamento	Non specificato	$k_g > k$
Heerten (1981)			
Giroud (1982)	Compresso dopo le modificazioni dell'intasamento	Non specificato Diga in terra	$k_g > 0,1k$ $k_g > 10^2 k$
Loudiere e altri (1983)	Non compresso Nuovo Non compresso	Diga in terra	
CFGG (1983)	Nuovo		

Legenda:

k_g permeabilità verticale del geotessile (m/s);

H spessore del geotessile (m);

y permittività del geotessile (s-1);

k permeabilità del terreno (m/s).

1.1.2 Strumenti per il monitoraggio

Per monitorare la filtrazione sugli sbarramenti in materiali sciolti, è opportuno posizionare una serie di piezometri di tipo Casagrande o a tubo aperto, per il controllo della linea di saturazione. I piezometri devono essere posizionati a coppia sulla stessa sezione (almeno una sezione ogni 10 m), uno a monte e uno a valle del nucleo di tenuta degli sbarramenti in terra.

All'estremità di valle dei filtri, occorre predisporre opportune canalette che convergano in un piccolo locale ispezionabile, dove porre uno stramazzo che consenta la misura delle portate di filtrazione.

Per gli sbarramenti in calcestruzzo, le portate di filtrazione vengono raccolte dalle canne di drenaggio e trasmesse ad uno stramazzo.

La lettura della portata di filtrazione deve essere effettuata almeno quotidianamente, e la sua frequenza deve essere aumentata durante precipitazioni intense ed eventi di piena.

Il controllo e un corretto piano di manutenzione devono garantire il corretto funzionamento delle apparecchiature di misura.

1.1.3 Interventi

Per attenuare l'entità della filtrazione è possibile intervenire in diversi modi; i più diffusi sono:

- Impermeabilizzazione del paramento di monte con un piccolo taglione all'unghia di monte. L'impermeabilizzazione può essere attuata stendendo sul paramento di monte uno strato d'argilla (di spessore di almeno 30 cm) che, dopo la compattazione, viene ricoperto da un altro strato di materiale granulare di protezione. Lo stesso scopo può essere raggiunto utilizzando geomembrane, materiali bentonitici, calcestruzzi bituminosi con additivi impermeabili, e altri materiali.

- Interventi sulla fondazione dello sbarramento.

In una fondazione su roccia, le perdite d'acqua attraverso le fratture e i giunti o gli elevati valori di sottopressione idraulica possono essere contrastati mediante iniezioni di cemento o di altri leganti.

Nel caso di fondazione su terreni grossolani ad elevata permeabilità, occorre invece introdurre un setto impermeabile alla base di monte del rilevato, oppure rivestire con materiale poco permeabile il piano d'appoggio del rilevato. E' inoltre opportuno predisporre opere di drenaggio nel paramento di valle del rilevato, quali tubi di drenaggio e pozzi di alleggerimento, per evitare la formazione di percorsi di filtrazione nella fondazione.

1.1.4 Diaframmi

La necessità di impedire o contenere i problemi legati alla filtrazione e al sifonamento ha portato all'impiego di diaframmi a tenuta impermeabile, applicati al corpo arginale e al terreno. Tali strutture vengono infisse nel terreno per raggiungere uno strato impermeabile o per allungare significativamente il percorso di filtrazione. Importanti sono le caratteristiche di resistenza, deformabilità e permeabilità di tali strutture.

La scelta del tipo di diaframma è fatta in relazione alla natura dei terreni, all'accessibilità dei luoghi, ai tempi d'esecuzione, alla qualità del risultato e ai costi.

La funzione dei diaframmi può essere di tenuta idraulica o statica, oppure entrambe.

Quando la diaframmatura ha la funzione di intercettare o ridurre il flusso della filtrazione sotto il corpo diga, non è necessario che interessi il rilevato stesso e può essere posta all'unghia di monte.

L'altezza da assegnare ai diaframmi varia in funzione della profondità a cui si trova uno strato impermeabile del terreno di fondazione.

Quando lo strato impermeabile non può essere raggiunto, è opportuno approfondire in misura notevole il diaframma. Infatti, affinché la riduzione di portata sia significativa, è necessario che il rapporto s/T (indicando con s la profondità del diaframma e T quella dello strato del mezzo poroso di fondazione) sia all'incirca $0,8 \div 0,9$. Ciò si può osservare nella Figura 1.4, che riporta i risultati delle sperimentazioni della Polubarinova – Kochina, P.Y. ("Theory of Ground Water Movement", Princeton University Press, 1962).

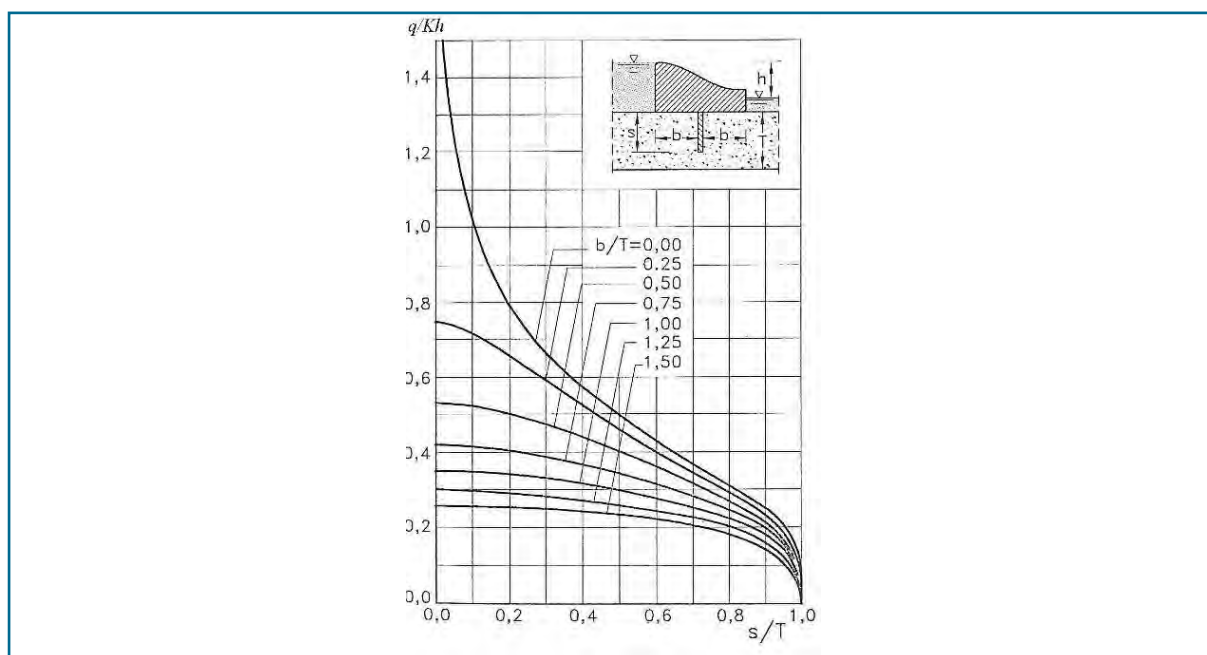


Figura 1.4 – Variazione della portata specifica sotto un argine per differenti profondità del diaframma [Da Deppo, 1997].

Diaframmi in conglomerato cementizio

La funzione di un diaframma in conglomerato cementizio armato è duplice: statica e idraulica. Le modalità costruttive dei diaframmi sono molteplici. I primi diaframmi, talvolta ancora utilizzati, venivano realizzati con una serie di elementi cilindrici secanti del diametro di circa 60 cm (Figura 1.5).

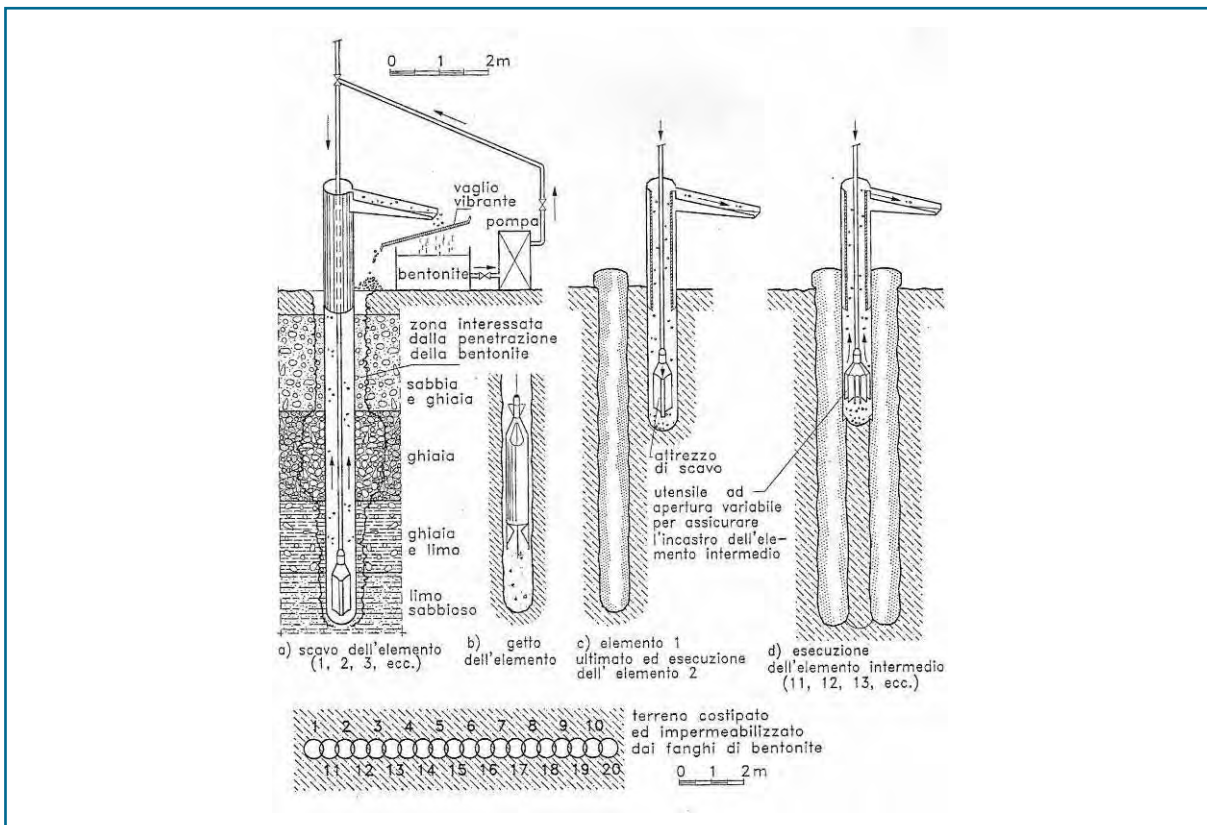


Figura 1.5 – Costruzione di un diaframma con elementi circolari secanti [Da Deppo, 1996].

Un'evoluzione di questa tecnica consiste nell'adozione di elementi rettangolari o pannelli, di spessore variabile da 50 cm a 150 cm e lunghezza da 2 a 6 m (Figura 1.6). I pannelli possono avere anche diverse sezioni: a T, a croce, a stella.

Inizialmente, lungo l'asse longitudinale del diaframma, vengono costruiti due cordoli in cemento armato (corree), alti circa 80-120 cm e larghi 20-30 cm, aventi la funzione di sostenere la parte più alta dello scavo. Lo scavo, di profondità massima di 80 m, è eseguito impiegando fango bentonitico in circolazione, che consente il sostentamento dello scavo senza rivestimento. Ultimato lo scavo del primo pannello, viene inserita la gabbia d'armatura ed in seguito viene eseguito il getto del calcestruzzo a partire dal fondo, per permettere al fango di risalire senza mescolarsi con il conglomerato.

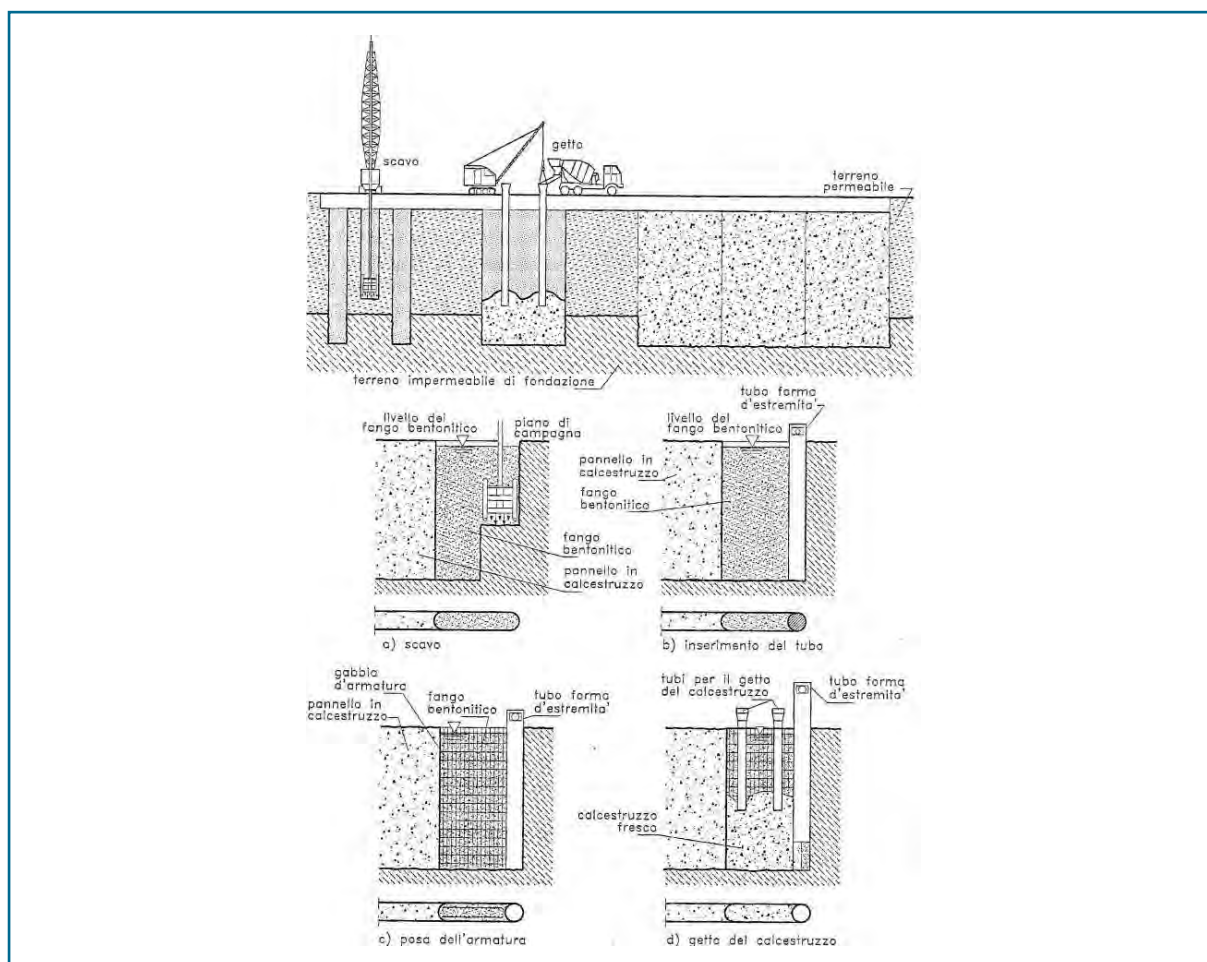


Figura 1.6 – Costruzione di un diaframma a pannelli in conglomerato cementizio [Da Deppo, 1996].

Apposite casseforme permettono una migliore distribuzione del calcestruzzo. La forma più comune dei casseri è quella tubolare o quella a forma di palancola di Larssen. È importante, a scavo ultimato, mantenere puliti i giunti, in modo da garantire la perfetta aderenza tra pannelli contigui.

Il ciclo completo per la realizzazione di un diaframma è rappresentato nella Figura 1.7 che rappresenta le varie fasi, dalla formazione della miscela con la bentonite alla circolazione e rigenerazione dei fanghi.

Il fango è ottenuto con miscelazione meccanica della bentonite con acqua dolce ($0,50 \text{ kN/m}^3$), e necessita di almeno 24 ore per garantire l'idratazione completa della bentonite.

Per la realizzazione di diaframmi all'unghia dell'argine oppure nel corpo arginale (se la struttura arginale è costituita da materiale di qualità scadente), si ricorre alla tecnica del jet-grouting (Figura 1.8).

Un'altra tecnica utilizzata è quella del vibrojetting con asportazione del materiale, che permette di raggiungere i 20 m di profondità (Figura 1.9). Il vibrojetting è anche usato senza asportazione del materiale terroso. La massima profondità raggiunta in questo caso è di 25 m circa e lo spessore del diaframma è di 8-16 cm. Questa tecnica non può essere utilizzata in caso siano presenti trovanti nel terreno.

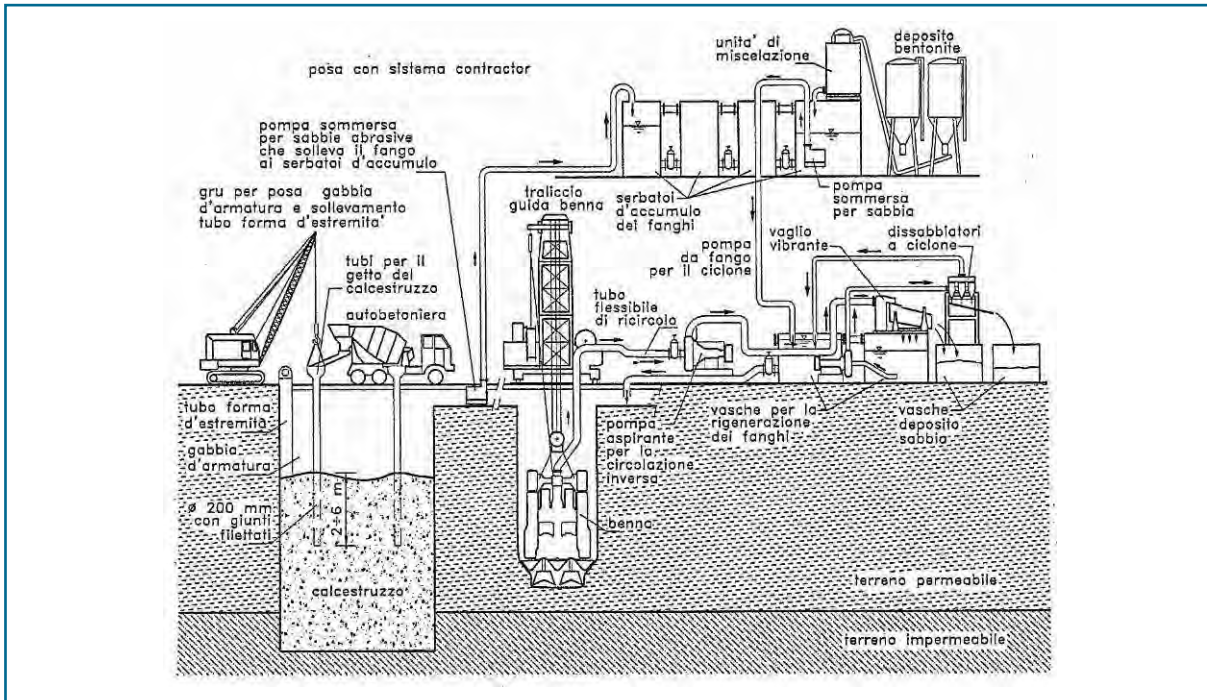


Figura 1.7 – Ciclo di realizzazione di un diaframma in conglomerato cementizio [Da Deppo, 1996].

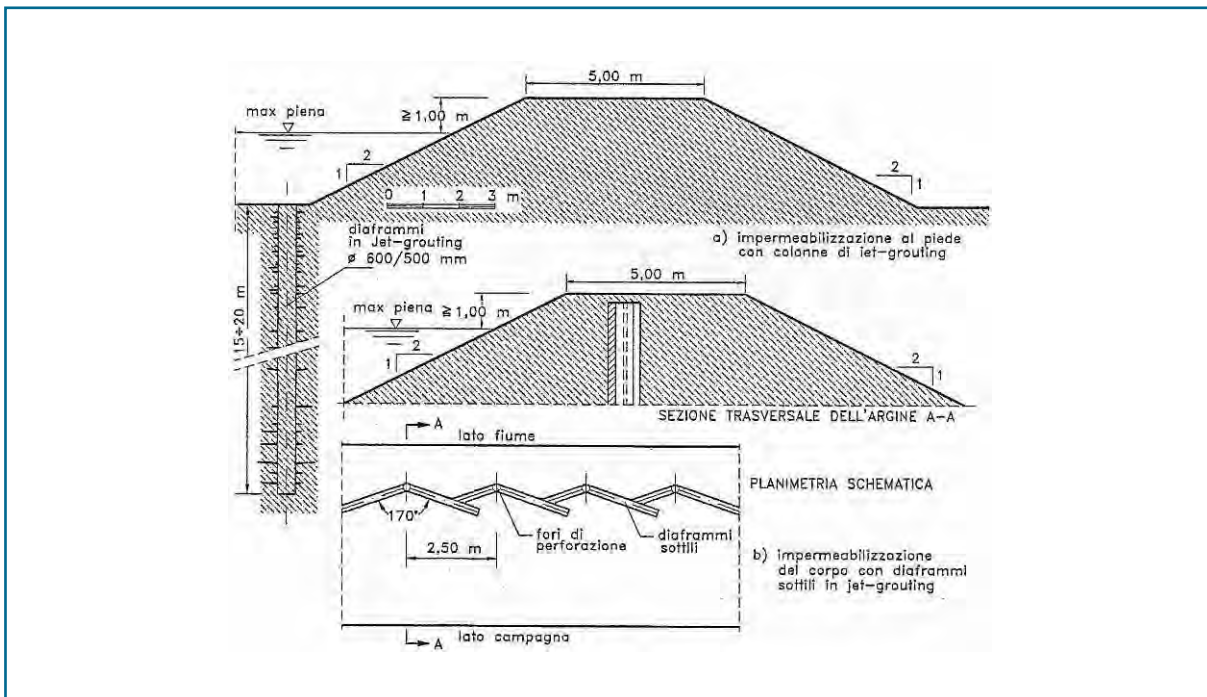


Figura 1.8– Impermeabilizzazioni arginali con la tecnica del jet-grouting [Da Deppo, 1996].

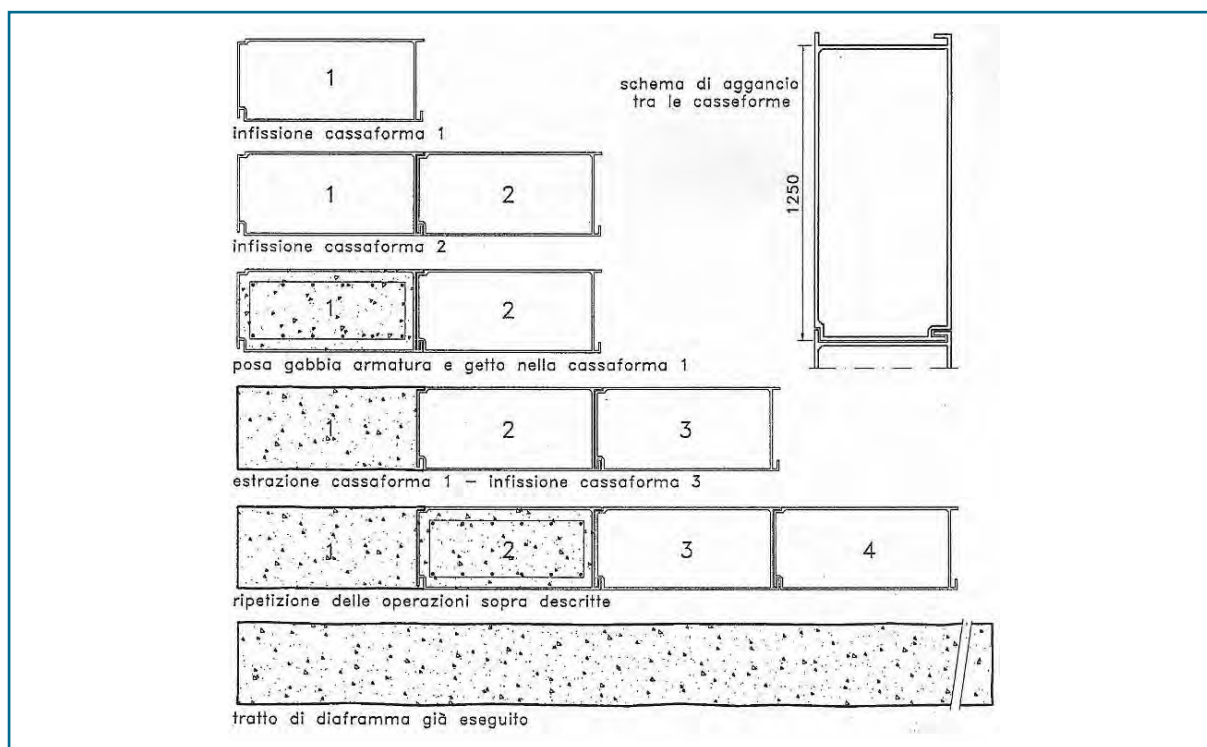


Figura 1.9 – Fasi di esecuzione di un diaframma vibrojetting con asportazione del materiale [Da Deppo, 1996].

Diaframmi plastici

I diaframmi plastici, oltre alla funzione di tenuta impermeabile, sopportano anche moderati spostamenti senza rotture, con deformazione fino al 5% nel campo plastico del piano (σ, ϵ) del materiale impiegato. Essi in passato venivano realizzati con un conglomerato di cemento, addizionato con argilla o bentonite. Tale miscela doveva essere poco permeabile, deformabile, chimicamente inerte e stabile nel tempo e caratterizzata da moduli di elasticità compatibili con quello del terreno circostante. La tecnica oggi più diffusa utilizza invece fango autoindurente. Questa miscela è costituita da acqua, cemento, bentonite ed eventuali additivi. La miscela inizialmente svolge la funzione di fango di perforazione; in seguito, realizzata la trincea, funge da struttura di tenuta, resistente e deformabile, e con vantaggi nella definizione dei giunti.

La proprietà autoindurente della miscela garantisce, nella fase operativa, una bassa viscosità con un processo d'agitazione continua, ma ha un'elevata viscosità in quiete o a riposo con progressivo irrigidimento.

I fanghi sono composti dal rapporto bentonite/acqua dell'ordine di $0,04 \div 0,07$ e di $0,15 \div 0,30$ per il rapporto cemento/acqua. La resistenza meccanica a compressione semplice varia da 20 a 1000 kPa. Con questa tecnica si raggiungono profondità di scavo anche di 50 – 60 m (Figura 1.10).

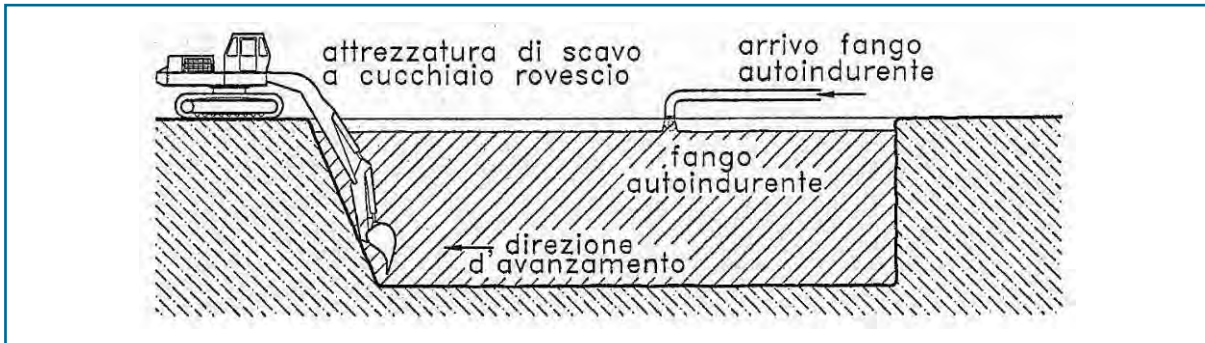


Figura 1.10 – Costruzione di un diaframma plastico con fanghi autoindurenti realizzato con escavatore a cucchiaio rovescio [Da Deppo, 1996].

1.2 Sifonamento

Il fenomeno del sifonamento al piede dello sbarramento o nelle zone a valle dello stesso è generato da un eccesso di pressione neutrale nel terreno di fondazione. Le conseguenze del fenomeno sono l'asportazione di materiale, la formazione di cavità nel corpo dello sbarramento o nella fondazione ed il possibile collasso del rilevato (Figura 1.11). Tale fenomeno si manifesta principalmente in materiali di fondazione incoerenti e permeabili e, soprattutto, in quelli a granulometria più fine (sabbie e limi).

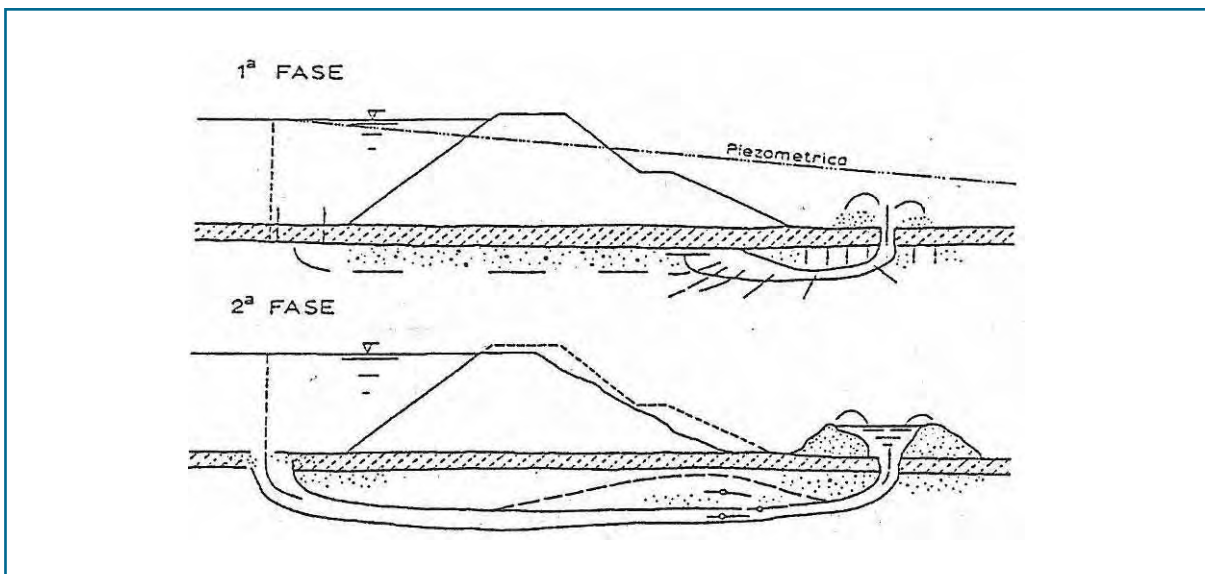


Figura 1.11 – Rottura per sifonamento [Colleselli, 1998].

Il metodo di Bligh (1910), per determinare il coefficiente di sicurezza per le rotture di sifonamento, valuta il rapporto di scorrimento C , tra il percorso L più breve della filtrazione che l'acqua compie nel terreno di fondazione del rilevato (la lunghezza della base dello sbarramento) e la differenza delle quote del pelo libero a monte e a valle della diga (h_1-h_2):

$$C = \frac{L}{h_1 - h_2} \leq C^* \quad (1.11)$$

Vengono indicati i valori di soglia C^* , dipendenti dalla tipologia dei terreni, che devono essere superati dal rapporto C , per garantire la sicurezza del corpo diga (Tabella 1.3).

Tabella 1.3 – Valori di soglia del fattore di sicurezza C^* di Bligh dipendenti dalla tipologia dei terreni.

TIPO DI TERRENO	C^*
Sabbia molto fine o limo	18
Sabbia fine	15
Sabbia e ghiaia	12
Ciottoli misti a sabbia	9,5
Ciottoli	4

Lane (1935) modificò tale rapporto, tenendo conto delle diverse permeabilità orizzontale (k_h) e verticale del terreno (k_v):

$$C = \frac{\frac{1}{3}k_h + k_v}{h_1 - h_2} \leq C^{**} \quad (1.12)$$

I valori di C^{**} in questo caso sono quelli mostrati in Tabella 1.4.

Tabella 1.4 – Valori di soglia del fattore di sicurezza C^{} (Lane) dipendenti dalla tipologia dei terreni.**

TIPO DI TERRENO	C^{**}
Sabbia molto fine o limo	8,5
Sabbia fine	7
Sabbia media	6
Sabbia grossa	5
Ghiaia fine	4
Ghiaia media	3,5
Ghiaia grossa con ciottoli	3
Massi con ciottoli e ghiaia	4

La verifica al sifonamento può anche essere eseguita con riferimento al gradiente idraulico i_e in uscita dall'ultimo elemento prismatico del reticolo di filtrazione, subito a valle del corpo diga:

$$i_e = \frac{h_1 - h_2}{l_e \cdot N} < i_s \quad (1.13)$$

dove l_e è la lunghezza del lato dell'elemento, N è il numero degli elementi che costituiscono i tubi di flusso in cui può essere suddiviso il campo di moto e aventi ciascuno la perdita di carico totale pari a $\frac{h_1 - h_2}{N}$ (Figura 1.1), i_s è il gradiente idraulico massimo ammissibile in uscita.

Per la verifica al sifonamento deve risultare $i_s < 1$; nel caso di incrementi di carico improvvisi, può essere usata la Tabella 1.5.

Tabella 1.5 – Valori del gradiente idraulico massimo ammissibile in uscita dipendente dal tipo di terreno.

MATERIALE	i_s
Ciottoli	1/4 ÷ 1/5
Sabbia grossa	1/5 ÷ 1/6
Sabbia fine	1/6 ÷ 1/7

Terzaghi ha indagato l'instabilità al fenomeno di trascinamento del materiale fine che si può verificare al piede di valle di una platea di una traversa.

Con riferimento alla Figura 1.12, per una ritenuta limitata da un diaframma infisso alla profondità s_0 , Terzaghi ha ipotizzato che una porzione di terreno larga $s_0/2$ e profonda s_0 , possa essere interessata al sifonamento.

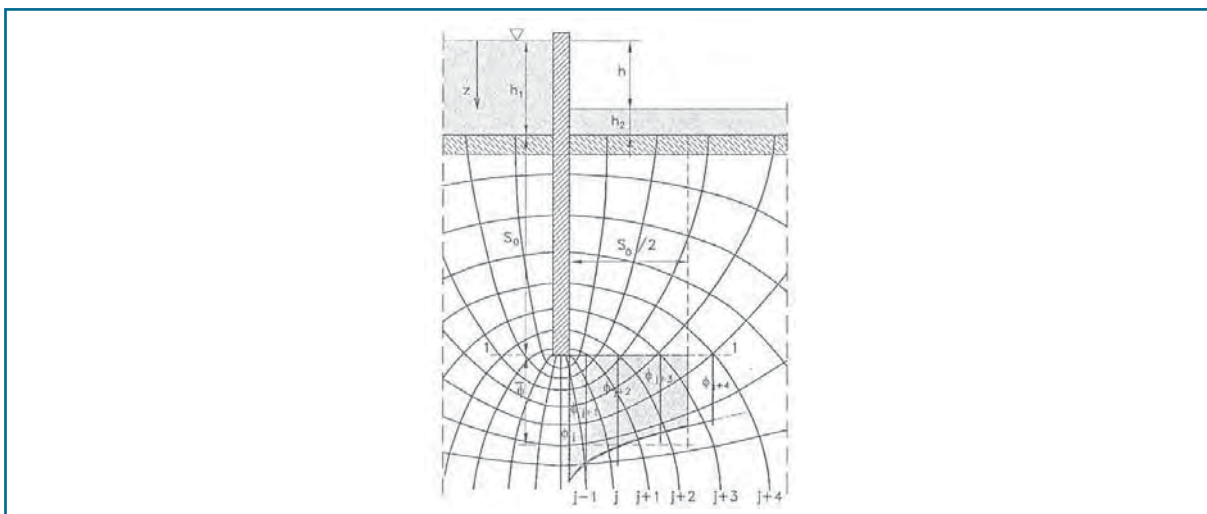


Figura 1.12 – Schema di calcolo secondo Terzaghi (Da Deppo, Datei, 2001).

Tracciato il reticolo idrodinamico della filtrazione (con un modello numerico o con metodo manuale grafico), si può individuare una pendenza critica i_c , data dal rapporto $\bar{h} / s_0$ per la quale vale la relazione:

$$i_c = \frac{\bar{h}}{s_0} = \frac{\gamma_{ms} - \gamma_a}{\gamma_a} \cong 1 \quad (1.14)$$

con:

- γ_{ms} peso specifico del terreno saturo;
- γ_a peso specifico dell'acqua;
- $\bar{h} = \frac{\Phi}{k}$
- Φ valore medio di Φ nell'intorno della base del diaframma;
- $\Phi = k \left(z + \frac{p}{\gamma_a} \right)$
- k coefficiente di permeabilità idraulica;
- $\left(z + \frac{p}{\gamma_a} \right)$ altezza piezometrica di un punto a quota z e pressione p .

La stabilità si realizza quando la pendenza $i_e = \bar{h} / s_0$ sia apprezzabilmente minore di i_c . Il fattore di sicurezza F vale:

$$F = \frac{i_c}{i_e} = i_c \frac{s_0}{\bar{h}} \geq 4 + 5 \quad (1.15)$$

Si devono anche verificare i punti di profondità $y = s < s_0$.

Se F non raggiunge il valore di sicurezza si suggerisce di inserire un filtro rovescio (di sovraccarico q per unità di superficie), applicato su $s_0/2$, e realizzato, ad esempio, con un adeguato strato di materiale inerte e incoerente. Si ha quindi:

$$F = i_c \frac{s_0}{\bar{h}} + \frac{q}{\gamma_a \bar{h}} \quad (1.16)$$

Il reticolo idrodinamico della filtrazione sotto la traversa consente anche di calcolare:

- a. la portata di filtrazione; ciascuna cella del reticolo delle linee di flusso e di quelle equipotenziali è di forma all'incirca quadrata di lato Δn , con una dissipazione Δh lungo il lato dello stesso. La pendenza i è data allora da $i = \Delta h / \Delta n$ e la portata vale $q = v \cdot \Delta n = k(\Delta h / \Delta n) \Delta n = k \Delta h$. Se m è il numero dei quadrangoli nei quali è diviso ogni tubo di flusso e p il numero dei tubi di flusso, si ha:

$$Q = k \frac{H}{m} p \quad (1.17)$$

b. l'andamento delle sottopressioni al contorno della platea e dei taglioni. Un esempio è quello della Figura 1.13.

Il valore del coefficiente k di permeabilità (o conduttività) è strettamente dipendente dal materiale e dal suo assetto. Alcuni valori indicativi sono dati nella Tabella 1.6.

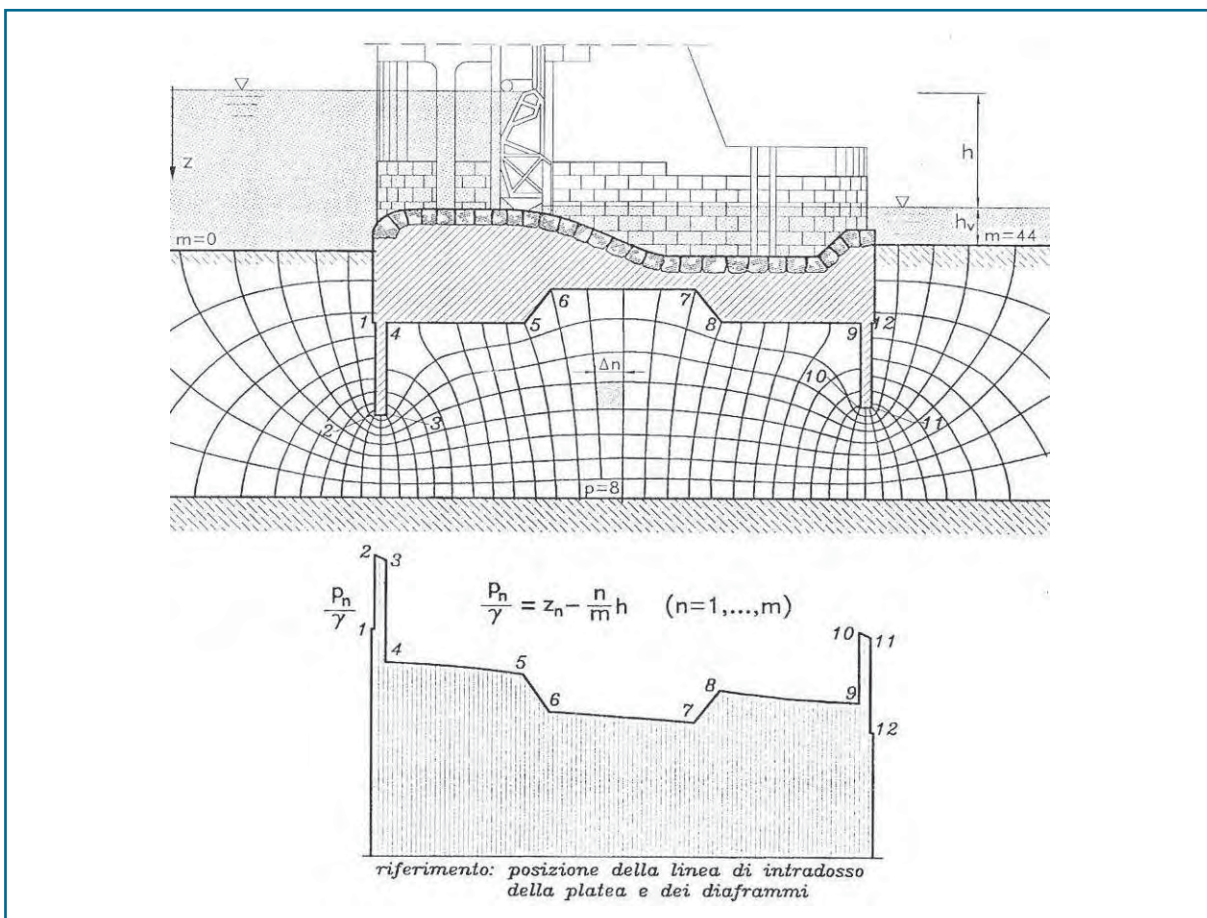


Figura 1.13 – Esempio di reticolato di deflusso sotto una traversa [Da Deppo, Datei, 2001].

Tabella 1.6 – Valori del coefficiente di permeabilità k in funzione del materiale.

CATEGORIA	k (cm/s)	CARATTERE DEL MATERIALE
Ghiaia	$1 \div 10^2$	molto permeabile
Sabbia pulita o mista con ghiaia	$10^{-3} \div 10$	permeabile
Sabbia fine, sabbia argillosa	$10^{-7} \div 10^{-3}$	poco permeabile
Argille	$10^{-9} \div 10^{-7}$	praticamente impermeabile

1.2.1. Interventi

Gli interventi atti a prevenire o a limitare il pericolo di sifonamento, riguardano anzitutto la realizzazione di opportuni drenaggi in modo da non “opporsi” alla filtrazione nel corpo diga, ma “guidandola” nelle canalette al piede di valle. Per il terreno di fondazione si devono prevedere setti verticali impermeabili, con palancolati o diaframmi di vario tipo, con profondità tale da raggiungere gli strati di fondazione impermeabili o sufficiente, come già detto, ad allungare adeguatamente il percorso di filtrazione.

1.3 Erosione interna

L'erosione interna è un processo che si sviluppa lentamente nel tempo e può rimanere a lungo inosservato perché ha carattere regressivo, sviluppandosi da valle verso monte. Si manifesta in particolare nel nucleo, al contatto nucleo-fondazione, nella porzione di valle del rilevato.

L'erosione ha origine per insufficienze di progetto e di costruzione e si verifica in rilevati suscettibili di fessurazione, sifonamento, erosione. La fessura offre una via di passaggio e la filtrazione si propaga e trova sbocco a valle: aumentando la velocità, alcune particelle sono rimosse e la filtrazione diviene torbida. Si hanno successivi assestamenti e rotture locali con l'innescare del sifonamento.

In rilevati a granulometria discontinua, l'innescare di una filtrazione tra i piani di debolezza origina la migrazione del materiale fine e, in mancanza di un idoneo filtro, la conseguente rottura della matrice grossolana.

Le cause dirette possono essere varie:

- roccia fessurata o solubile, suscettibile di erosione, al contatto rilevato-fondazione;
- fessurazione ed elevato gradiente di filtrazione del nucleo;
- danni sulla parete di monte provocati da uno svaso rapido del serbatoio;
- instabilità interna dovuta all'utilizzo di terreni morenici nelle dighe a sezione omogenea;
- degrado e dissoluzione del materiale costituente lo sbarramento;
- invecchiamento delle opere di tenuta;
- cedimenti della fondazione.

L'erosione interna è il processo di invecchiamento più comune nelle fondazioni di dighe in materiali sciolti. Essa si può verificare anche molti anni dopo il primo riempimento del serbatoio, benché sia da mettere in relazione con l'inadeguatezza della progettazione e dei procedimenti costruttivi. Nelle fondazioni in roccia caratterizzate da materiale di riempimento dei giunti tenero e alterabile, è possibile la creazione di vuoti. Di conseguenza l'acqua si propaga attraverso la rete di giunti o pozzi ed il flusso può aumentare perché l'asportazione dei materiali fini è agevole. La velocità di filtrazione può determinare il trascinamento di particelle ed innescare un sifonamento; tutto ciò può comportare pericolose conseguenze sul rilevato.



Figura 1.14 – Sbarramento in terra – Novello (CN): breccia verificatasi a seguito di infiltrazioni incontrollate ed erosione interna del rilevato (Regione Piemonte).

1.3.1 Interventi

Per la messa in sicurezza di sbarramenti interessati dall'erosione interna è possibile intervenire con diverse tipologie di interventi:

- a. impermeabilizzazione del paramento di monte (argilla e pietrame, geomembrane, conglomerato bituminoso, materassi Reno, rivestimenti in conglomerato cementizio);
- b. iniezioni.

In via cautelativa è comunque opportuno diminuire il livello dell'acqua nel serbatoio.

I diversi interventi vengono descritti nel seguito.

1. a) Geomembrane

La tenuta dello sbarramento è frequentemente affidata a manti impermeabili realizzati in materiali sintetici, PVC, polietilene, poliolefine (senza plastificanti) e simili, posati sul paramento di monte. I sistemi con geomembrane sono attualmente impiegati sia come metodi d'impermeabilizzazione per dighe di nuova costruzione (dighe in materiali sciolti e dighe in calcestruzzo rullato e compatto), sia come metodo di riabilitazione per dighe esistenti in cui occorra ripristinare l'impermeabilità. Nel campo della riabilitazione, le geomembrane sono state usate su tutti i tipi di diga.

Le tecnologie più recenti permettono, infatti, la produzione di geomembrane affidabili, di elevate caratteristiche qualitative (impermeabilità all'acqua in pressione, deformazione a ciclo termico nulla, atossicità, resistenza a sollecitazioni meccaniche e perforazione, resistenza agli agenti atmosferici, raggi UV, radici, calore, gelo e invecchiamento, ecc..), che si adottano con spessori di qualche millimetro, armate o non, a volte anche in doppio strato con interposizione di un geocomposito drenante.

Le coperture in polimeri clorati e in polietilene sono suscettibili al deterioramento quando esposte ai raggi ultravioletti, pertanto vanno protette. Le membrane in gomma sono più resistenti al deterioramento e al degrado dovuto alla luce ultravioletta; inoltre possono essere rinforzate con fibre sintetiche, generalmente polipropilene o nylon, incastrate tra fogli impermeabili.

Gli obiettivi della riabilitazione nelle dighe in calcestruzzo e muratura sono in genere uno o più tra i seguenti:

- arrestare l'infiltrazione d'acqua;
- prevenire l'ulteriore deterioramento del calcestruzzo/malta tra i giunti;
- ridurre le sottopressioni nel corpo diga;
- arrestare o rallentare eventuali reazioni alcali-aggregati.

Il sistema generalmente utilizzato per questo tipo di dighe è formato da una geomembrana di PVC, lasciata in posizione esposta, e drenata a tergo in modo da raccogliere ed evacuare eventuali acque di condensa o infiltrazione (Figure 1.15, 1.16).



Figura 1.15- Diga di Lago di Mezzo, 2004: sono visibili, da destra verso sinistra, le varie fasi di installazione: la superficie in calcestruzzo ripulita dalle pari instabili, la georete installata negli spazi tra i profili di tensionamento verticali, ed il geocomposito installato sopra la georete. [A. Scuero, G. Vaschetti].

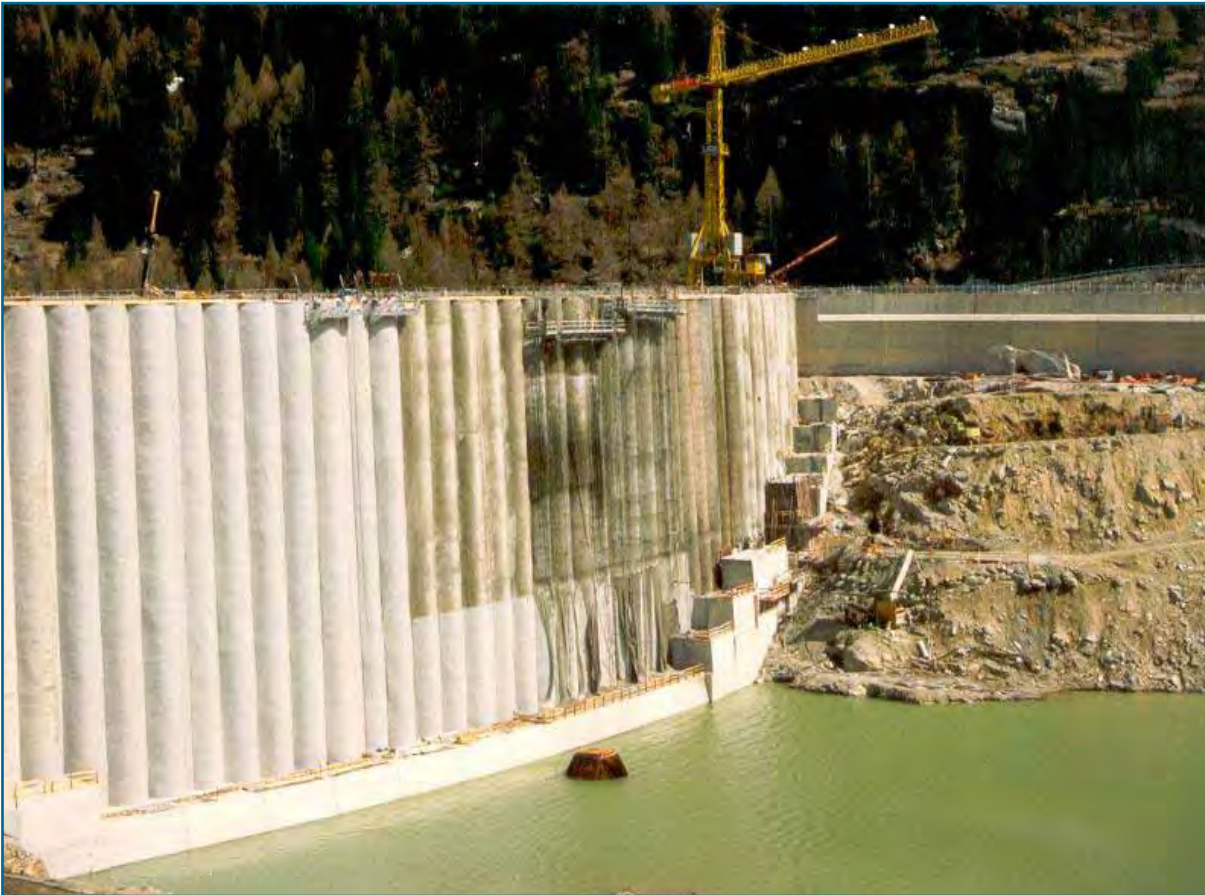


Figura 1.16 – Diga di Ceresole Reale (TO): sul paramento si è applicato un geocomposito impermeabile. Esso è costituito da una geomembrana in fogli di PVC flessibilizzato e stabilizzato ai raggi ultravioletti, accoppiata a caldo in stabilimento con un geotessile in poliestere, che ha la funzione di attenuare le irregolarità della superficie di appoggio e crea inoltre una pellicola drenante continua [N. Brizzo, AEM Torino].

Nelle dighe in materiali sciolti la geomembrana è installata sia in posizione esposta, sia in posizione coperta. In queste dighe l'adozione di una geomembrana permette di conseguire un ulteriore vantaggio rispetto ad altri sistemi di riabilitazione, in quanto è in grado di resistere senza rompersi alle deformazioni notevoli tipiche di questi tipi di dighe, specie alle connessioni tra il corpo diga, che è deformabile, e le strutture rigide in calcestruzzo (plinto, torre di presa, etc.). Il campo di applicazione riguarda sia le dighe con paramento in calcestruzzo bituminoso che le dighe con paramento in calcestruzzo; esistono anche alcuni casi di riparazione di un preesistente paramento con membrane bituminose.

La messa in opera del sistema di impermeabilizzazione richiede personale specializzato, in quanto si devono evitare irregolarità, cambiamenti di profilo, vuoti localizzati o protuberanze che potrebbero causare instabilità e perdita di efficienza idraulica (Figura 1.17).



Figura 1.17– Esempio di posa della geomembrana sul paramento di monte di una diga secondaria dell'invaso Pappadai (Puglia), completato nel 1992 [Sembenelli].

L'inclinazione appropriata dei paramenti deve preferibilmente essere inferiore a 1:3. La geomembrana va posata su di una superficie resistente e compatta.

L'ancoraggio al coronamento dello sbarramento deve rendere stabile il rivestimento. Un buon tipo di ancoraggio della geomembrana è costituito da una trincea di dimensioni minime 60 x 60 cm (Figura 1.18).

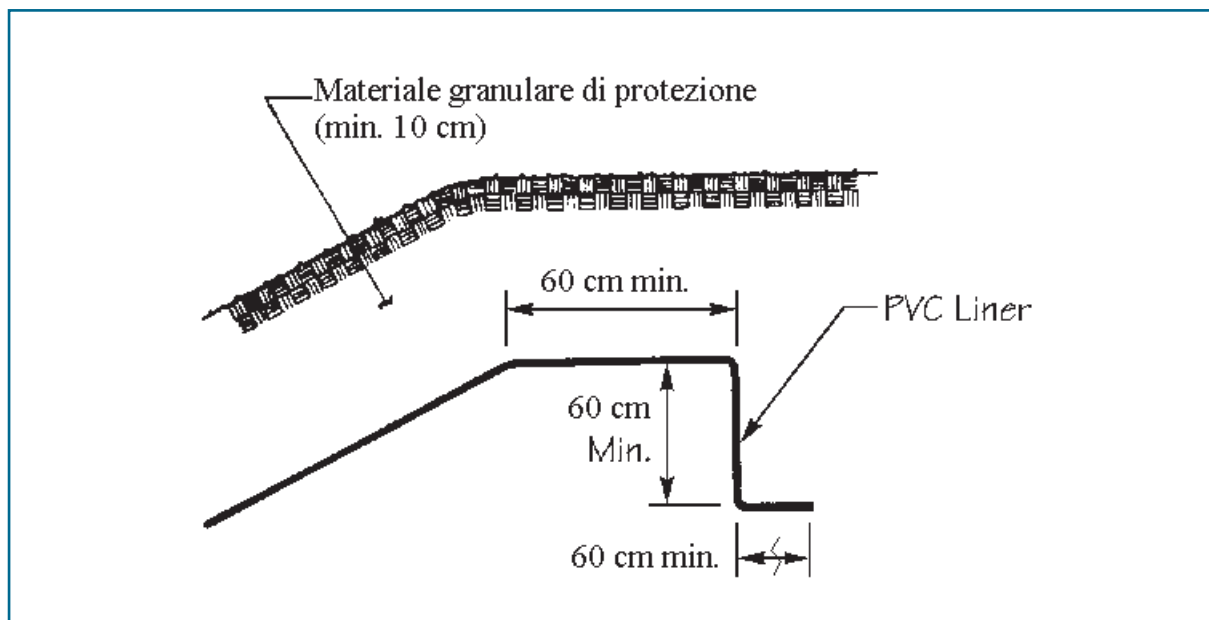


Figura 1.18 – Schema della trincea di ancoraggio della geomembrana nel coronamento.

La giunzione del rivestimento può essere eseguita in diversi modi: con solventi o adesivi per i materiali in gomma o in polimeri clorati (Figura 1.19); con aria calda o saldatura per i materiali in polietilene (Figura 1.20).



Figura 1.19 - Esempio giunzione eseguita con solventi [Environmental Protection, Inc].



Figura 1.20 – Esempio di giunzione eseguita con aria calda [Environmental Protection, Inc].

Numerose vecchie dighe in materiale sciolto e in muratura sono state riportate a normali condizioni di funzionamento con un nuovo rivestimento del paramento di monte: ed esempio le dighe di Rio Leni, di Sa Forada e di Cixerri in Sardegna. La diga in terra di Graun in Trentino Alto Adige ha avuto problemi all'ancoraggio del sistema di tenuta (Figura 1.21).



Figura 1.21 – Diga di Graun: ancoraggio del sistema di tenuta prima e dopo i lavori di ripristino [Provincia Autonoma di Bolzano].

b) Rivestimenti in conglomerato bituminoso

Tale tipo di rivestimento ha la funzione di impermeabilizzare, oltre che difendere, il paramento del rilevato di sbarramento (Figura 1.22).

Per esso valgono le stesse osservazioni del paragrafo precedente.

Il rivestimento in calcestruzzo bituminoso viene eseguito con le stesse tecniche adottate per le pavimentazioni stradali; i materiali sono del tutto simili, ma anziché usare additivi antiusura, vengono utilizzati quelli impermeabilizzanti.

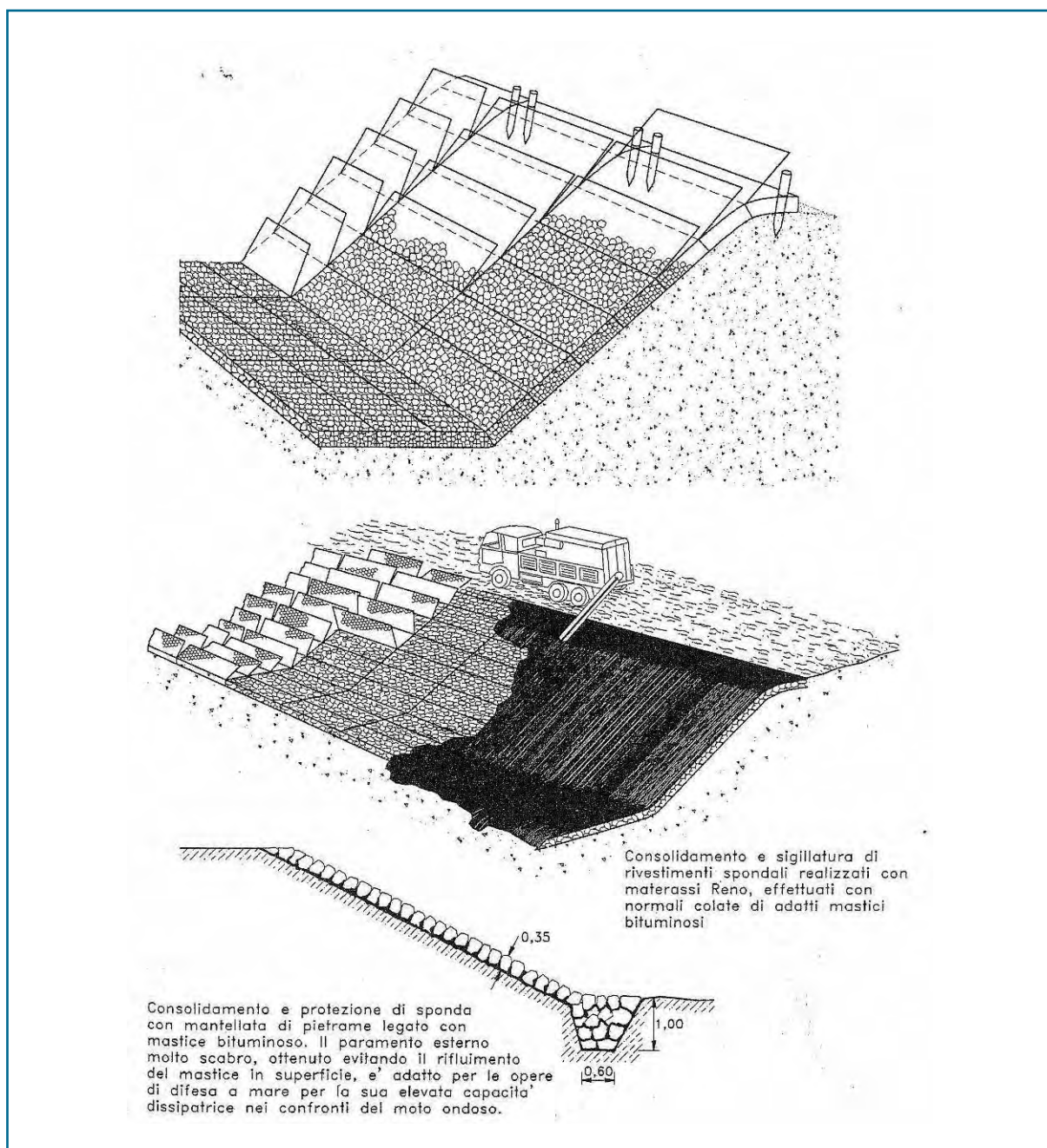


Figura 1.22 – Esempi di rivestimenti bituminosi [Da Deppo, Datei, Salandin, 1995].

c) Rivestimenti con materassi Reno

Un notevole progresso si è avuto con i materassi Reno, costituiti da una struttura parallelepipedica di contenimento a rete di acciaio zincato, successivamente riempita di ciottoli e imbibita, eventualmente, con una malta bituminosa.

La maglia della rete è circa esagonale e la struttura a moduli consente di corrispondere a tutte le esigenze costruttive che possono presentarsi.

d) Rivestimenti in conglomerato cementizio

I rivestimenti in conglomerato cementizio sono di due tipi: in lastre prefabbricate di dimensioni quadrate di circa 3 m di lato, con relativa sigillatura dei giunti, ovvero in grandi lastre gettate in opera di circa 10 – 15 m di lato e giunti *waterstop*.

Tali tipi di rivestimento sono tecnicamente ottimi, ma attualmente non più accettabili dal punto di vista ambientale, anche se sono ancora usati in alcuni Paesi europei con l'aggiunta di pigmenti colorati.

e) Iniezioni

L'iniezione è una tecnica adatta a modificare le caratteristiche meccaniche (resistenza e deformabilità) ed idrauliche (permeabilità) di corpi solidi porosi, fessurati o con grandi cavità, mediante l'immissione di adeguate "miscele" attraverso fori di piccolo diametro. Il termine "miscela" indica un fluido (sospensione, emulsione, soluzione) con proprietà reologiche inizialmente idonee alla penetrabilità, che raggiunge in seguito le caratteristiche adeguate al trattamento.

In generale, le finalità dei trattamenti di iniezione sono due: impermeabilizzazione e consolidamento. La distinzione tra i procedimenti adottati non è sempre netta, infatti, anche quando lo scopo è la tenuta idraulica, può essere necessaria la garanzia accessoria di una resistenza analoga o anche superiore a quella sufficiente ad un consolidamento in altri casi. Inoltre, un effetto consolidante omogeneo presuppone e comporta, in pratica, una netta riduzione della permeabilità.

I campi d'applicazione dei procedimenti d'iniezione sono molteplici, in particolare nella realizzazione di diaframmi impermeabili e nella costruzione di opere accessorie alle dighe.

Le diverse tipologie di trattamenti in relazione alla granulometria del terreno sono illustrate nel seguente grafico (Figura 1.23).

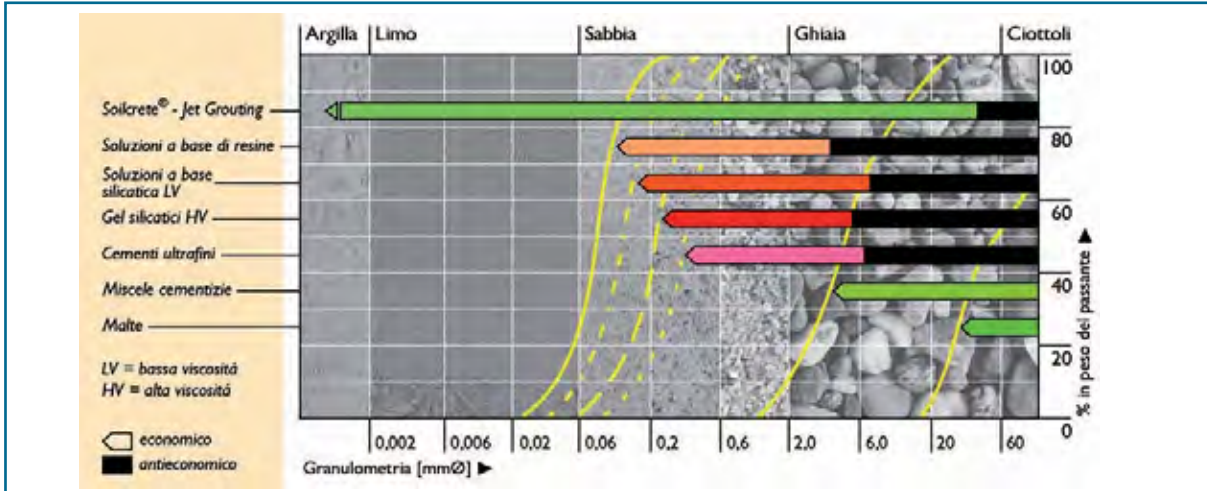


Figura 1.23 – Campi di applicazione dei diversi sistemi di iniezione [Keller Fondazioni].

La penetrabilità della miscela definisce la capacità della stessa di raggiungere la maggior parte dei vuoti nel materiale poroso, con pressione e portata sufficienti a rispondere alle esigenze di progetto. Le diverse tipologie d'iniezione e i loro limiti di applicazione sono evidenziati nella Tabella 7.

Tabella 7 – Tipologie di miscele d'iniezione e rispettivi campi di applicazione.

Sospensione di cemento			C																
Sospensione cemento- bentonite			C - I																
Miscele caricate			C - I																
Gel di bentonite deflocculata e rigidificata			I																
Miscele a penetrazione migliorata			C - I																
Emulsioni di bitume			I																
Gel di silice	Consolidamento	Concentrato	C																
		Bassa viscosità	C																
	Impermeabilizzazione	Concentrato	I																
		Diluito	I																
Resine	Acriliche		I																
	Fenoliche		C																
Caratteristiche del terreno	Permeabilità iniziale k [m/s]				10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}								
	Terreni alluvionali fini (sabbie e ghiaie, sabbie, sabbie siltose)																	Terreni grossolani	
	Terreni alluvionali grossolani pretrattati																		

	Campo d'applicazione usuale
	Campo d'applicazione limitato dal costo

C = Consolidamento

I = Impermeabilizzazione

Le tecniche di iniezione possono classificarsi nel seguente modo:

- Iniezioni per permeazione o impregnazione: la miscela riempie i vuoti senza produrre apprezzabili variazioni di volume e di struttura del terreno. L'effetto è di conferire al terreno incoerente la coesione della miscela iniettata, mantenendo inalterato l'angolo d'attrito interno. La portata e la pressione dell'iniezione vengono definite dal progettista, in modo da evitare l'idrofratturazione.
- Iniezioni per idrofratturazione (*claquage, encapsulation, squeeze grouting*): la miscela si propaga nel terreno attraverso una ragnatela di fratture prodotte a scapito di spostamenti nel terreno.
- Iniezioni solide di compattazione statica (*compaction, displacement grouting*): una miscela molto densa, e non penetrabile nel mezzo trattato, è iniettata ad elevata pressione (6-10 MPa) compattando il terreno circostante con la formazione di un bulbo compresso, secondo il principio di una cavità che s'espande.
- Iniezioni per rimescolamento: impiego di alesatori meccanici in rotazione/traslazione, associato alla contemporanea iniezione di miscele consolidanti.

Il **jet-grouting** è una tecnica che impiega l'iniezione per disgregare e reimpastare mediante l'utilizzo di getti fluidi dotati di elevata energia.

Il jet-grouting può essere eseguito con tre diversi procedimenti, dipendenti dalla natura del terreno e dalle caratteristiche funzionali e di forma dei corpi che si intendono raggiungere.

- Sistema monofluido

Utilizza il medesimo getto di miscela cementizia per tagliare e contemporaneamente cementare il terreno. La velocità di uscita del fluido dalle aste è di almeno 100 m/s e consente di raggiungere diametri delle colonne da piccoli a medi (Figura – 1.24a).

- Sistema bifluido

Come nel sistema monofluido, viene utilizzato un getto di miscela cementizia, con velocità di uscita dalle aste di almeno 100 m/s, per tagliare-cementare il terreno.

Per aumentare l'energia complessiva e, quindi, la forza erosiva ed il raggio d'azione del getto, quest'ultimo viene rivestito da un fascio anulare di aria compressa. Tale tecnica viene utilizzata per eseguire diaframature lamellari, sottofondazioni e solette impermeabili (Figura – 1.24b).

- Sistema trifluido

Un getto d'acqua con velocità di uscita dalle aste di almeno 100 m/s, supportato anularmente da un getto di aria compressa, taglia ed erode il terreno.

Da un ugello posto al di sotto dell'ugello di taglio viene contemporaneamente pompata miscela cementizia con una pressione ≥ 15 bar. Una variante di questo procedimento è prevista senza l'impiego di aria compressa. Tale sistema viene impiegato preferibilmente per sottofondazioni, diaframmi e solette impermeabili (Figura – 1.24c).

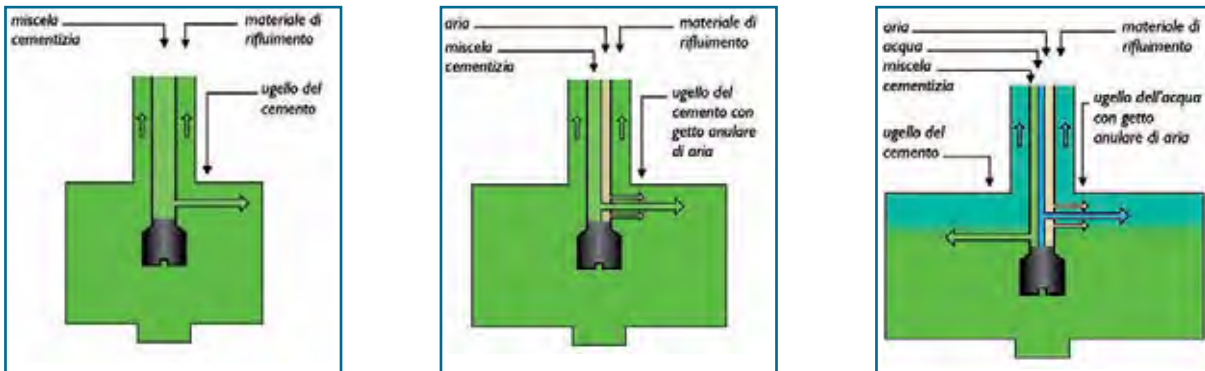


Figura 1.24– Schemi di trattamento dei terreni mediante: a) sistema monofluido, b) sistema bifluido, c) sistema trifluido [Keller Fondazioni].

La combinazione delle diverse forme geometriche del jet-grouting e la loro ripetizione laterale, così come l'esecuzione di elementi secanti, consentono di ottenere la forma finita più adatta agli scopi progettuali (Figura 1.25).

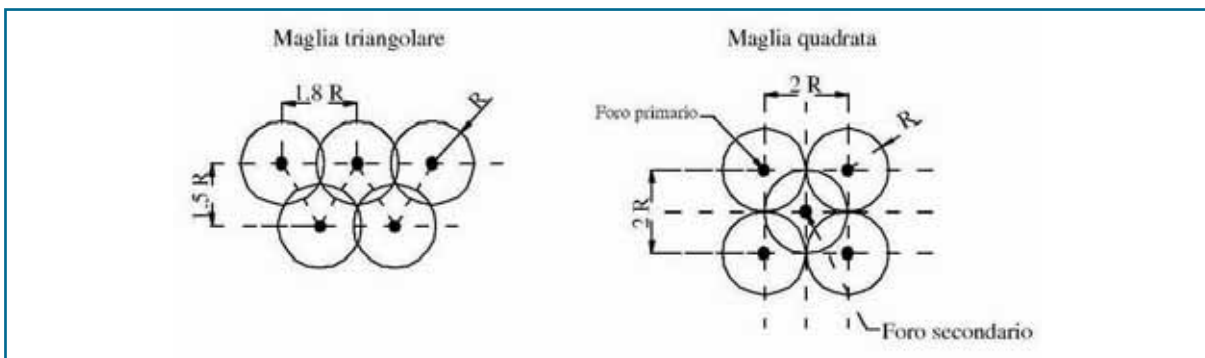


Figura 1.25 – Schemi di maglie di perforazione comunemente utilizzate.

Le tecniche di iniezione sono state diffusamente utilizzate per la risoluzione di problemi di erosione interna, di venute d'acqua e filtrazioni in diverse dighe in materiale sciolto: ad esempio, nella diga di Angae in Corea le iniezioni a maglie triangolari di cemento-bentonite nel nucleo ne hanno diminuito la permeabilità; nella diga in pietrame di Jukla in Norvegia le iniezioni di cemento-bentonite, nelle zone interessate da sifonamento, hanno diminuito le venute d'acqua sul paramento di valle.

1.4 Sottopressioni

L'aumento di sottopressione si verifica dove il flusso abituale di filtrazione trova una ostruzione o subisce un improvviso incremento, e nei terreni non coesivi dove può avvenire una migrazione di parti fini. In tal caso, per ostruzione di dreni, si verifica un aumento di sottopressione sotto il piede di valle dell'opera.

Il processo si può anche manifestare in fondazioni caratterizzate da bruschi passaggi della natura e permeabilità del terreno, e da rocce degradate e fratturate, con giunti aperti o riempiti di materiale erodibile.

Per quanto riguarda le dighe a gravità ordinaria, la sottospinta, risultante delle sottopressioni, é quella forza dovuta alla pressione dell'acqua che normalmente si infiltra nel corpo diga e sotto le fondazioni e spinge dal basso verso l'alto. Il valore massimo delle sottopressioni, a serbatoio pieno, si ha in corrispondenza del paramento di monte e valle:

$$\mu \gamma_a h \quad (1.18)$$

dove

μ é un coefficiente che varia al variare dell'altezza e del tipo di diga e delle caratteristiche dei terreni di fondazione, della loro compattezza e impermeabilità. Per altezze h superiori a 75 m si pone comunque $\mu = 1$.

La risultante di tali sottopressioni costituisce la sottospinta, forza verticale se la superficie di penetrazione dell'acqua è, come di norma ammessa, piana orizzontale. La sottospinta va considerata come forza riduttiva del peso agli effetti della stabilità allo slittamento.

1.4.1 Interventi

La presenza di drenaggi all'interno della struttura e nella fondazione, riduce la sottopressione al valore della pressione idrostatica che si ha alla quota del loro sbocco in atmosfera. Le tecniche relative alla manutenzione dei sistemi di drenaggio e il ripristino di sistemi resi inoperanti dai fenomeni di incrostazioni o deposito consentono la diminuzione delle sottopressioni.

1.5 Problemi relativi ai dreni

Il malfunzionamento del sistema di drenaggio in uno sbarramento può comprometterne la stabilità; ciò avviene quando i dreni non assolvono più al compito di allontanare l'acqua che, nonostante l'impermeabilizzazione, filtra attraverso l'opera e le sue fondazioni.

Dighe murarie

Nelle dighe a gravità le opere di drenaggio sono costituite da canne di drenaggio di forma cilindrica aventi un diametro di circa 0,20 m e da pozzi di ispezione aventi un diametro di 0,80 m circa. Una galleria di ispezione, posta nella parte inferiore della diga, permette il controllo delle canne e dei pozzi e la raccolta e la misura delle acque di filtrazione raccolte.

Nelle dighe ad arco e nelle dighe ad arco-gravità la galleria di ispezione è posta al piano pavimento, al collegamento tra pulvino e struttura.

Il deterioramento della rete dei fori di drenaggio di una diga in muratura può avvenire in diversi modi:

- formazione di depositi al fondo dei fori e di ostruzioni dei corrispondenti meati della roccia di fondazione attraverso i quali scorre la filtrazione. Ciò può essere causato dall'asportazione delle particelle di argilla o limo ad opera delle acque di falda o di filtrazione e dalla sua successiva decantazione nei fori; dalla precipitazione nel sistema drenante di carbonati insolubili generati da prodotti solubili già presenti nelle acque oppure derivanti dall'attacco del calcestruzzo e del cemento di iniezione; dalla precipitazione dovuta all'ossidazione degli ioni ferro presenti nelle acque. Si ha un aumento della pressione idrica in fondazione, con la conseguente instabilità della struttura e di masse di roccia a valle. E' tuttavia difficile la determinazione di questo fenomeno in quanto spesso si ha anche l'ostruzione del complesso di misura; un indicatore è l'affioramento delle acque di filtrazione a valle della diga.
- In climi freddi, la formazione di un tappo di ghiaccio entro il foro può comportare l'effetto sopracitato. L'azione del gelo può inoltre determinare dislocazione e rottura di tubi di drenaggio ubicati sotto lastroni corredanti opere annesse (vasche di smorzamento, scivolo di sfioratori), provocando il sollevamento di questi e consentendo l'inizio di processi di erosione e sifonamento.
- Una progettazione inadeguata, l'impiego di materiali (tubi, filtri) non affidabili, l'esecuzione di scadente qualità e mancata pulizia dei fori portano ad un regime di filtrazione alterato rispetto a quello di progetto e conseguentemente a pressioni idriche in fondazione superiori rispetto al previsto.

Anche il deterioramento della roccia a causa di carichi alternati e la possibile rottura di schermo di iniezioni, portano ad un aumento della portata nei drenaggi che può raggiungere anche valori non accettabili.

Del sistema di drenaggio possono anche far parte gallerie ricavate entro la fondazione.

Dighe in materiali sciolti

Per quanto riguarda i problemi relativi al sistema di drenaggio si veda il paragrafo 1.1 relativo alla filtrazione.

Deterioramenti e danneggiamenti del sistema di drenaggio possono comportare il cattivo funzionamento dell'opera o, al limite, il suo collasso.

I dreni vanno costruiti in modo da assicurare nel tempo la filtrazione di quantità d'acqua sufficienti, evitando intasamenti che ne ridurrebbero l'efficienza. In caso di perdite nel sistema di impermeabilizzazione non legate ad eventi meteorici precisi, è necessario verificare se sono dovute alla cattiva impermeabilizzazione dell'opera o alla filtrazione localizzata nella fondazione.

All'interno delle trincee drenanti, poste al piede del rilevato, sono posizionate tubazioni fessurate, materiale granulare ad elevata permeabilità e geotessuto. È importante che le tubazioni siano flessibili e ben giuntate in modo che eventuali cedimenti del terreno non ne danneggino la funzionalità.

1.6 Interrimento del serbatoio

La realizzazione di uno sbarramento su di un corso d'acqua crea una ritenuta, che può trattenere buona parte del materiale solido normalmente trasportato dalla corrente. È importante stimare la quantità di sedimenti che si depositerà nel serbatoio e il periodo di tempo in cui il volume occupato dai sedimenti non intaccherà la sua capacità utile (Figura 1.25).

I processi di sedimentazione in un bacino di accumulo sono abbastanza complessi e dipendono da un gran numero di fattori variabili. Tra questi, i più importanti sono:

- le fluttuazioni naturali della portata e del contenuto dei sedimenti dell'immissario;
- la granulometria dei sedimenti;
- lo scopo a cui è destinato l'invaso;
- la dimensione e la forma del serbatoio;
- la possibilità di effettuare operazioni di cacciata del materiale depositato.

Altri fattori importanti, che influenzano il processo della sedimentazione, sono: il tipo di vegetazione caratterizzante il bacino imbrifero della diga, le correnti di densità, l'erosione del materiale già depositato e la sedimentazione nei pressi delle sponde del serbatoio.

In genere, se il serbatoio è piccolo, la zona di massima deposizione si trova in prossimità o a ridosso dello sbarramento; di conseguenza il serbatoio deve essere sottoposto a periodiche operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria, per garantire la sicurezza del sistema, il recupero del volume utile d'invaso e la funzionalità degli scarichi. L'interrimento nei serbatoi provoca anche problemi di natura statica, in quanto produce un aumento delle pressioni sul paramento di monte della diga (spinta di sedimento e acqua, invece della sola spinta di acqua), e una differente risposta sismica della diga.



Figure 1.27 Esempio di serbatoio soggetto ad interrimento (Pourrier, comune di Usseaux - TO, ottobre 2007) (Regione Piemonte).



Figure 1.27 Esempio di serbatoio soggetto ad interrimento (Pourrier, comune di Usseaux - TO, ottobre 2007) (Regione Piemonte).

1.6.1 Fenomeno della sedimentazione nel serbatoio

A causa della complessità del fenomeno, vengono utilizzate relazioni empiriche e modelli matematici per simulare il processo fisico del trasporto solido e della sedimentazione nell'invaso.

A) Metodi per determinare la portata solida dell'immissario dell'invaso

Esistono tre forme di trasporto solido:

- trasporto solido di fondo (*bed load*);
- trasporto solido in sospensione (*suspended load*);
- trasporto solido in sospensione colloidale (*wash load*).

I sedimenti che costituiscono il materiale solido sono di tipo litoide e sono originati da fenomeni di erosione del bacino imbrifero, dovuti all'azione dell'acqua, del vento, dello scioglimento delle nevi e dei ghiacciai. Il trasporto totale è la somma dei tre tipi di trasporto: fondo, sospensione e *wash load*. E' importante quindi calcolare la portata solida in volume o in peso. Per valutare questa grandezza esistono diversi metodi diretti o indiretti in base al tipo di misurazioni effettuate. I metodi diretti sono basati sulla misura della portata solida e sono i più affidabili. Tra di essi vi sono: il monitoraggio nell'invaso e il campionamento dell'acqua dell'immissario.

I metodi indiretti non si basano su misure dirette, ma consistono nell'applicazione di relazioni empiriche, quali il metodo dell'influenza dei fattori o il metodo che utilizza l'equazione denominata *Universal Soil-Loss equation*.

A.1) Metodi indiretti

a. Metodo dell'influenza dei fattori

I fattori che influenzano la quantità di sedimenti presenti nella portata entrante nel serbatoio sono:

- a) frequenza ed intensità delle precipitazioni;
- b) tipo di suolo e geologia del bacino imbrifero;
- c) terreno di copertura;
- d) uso del suolo;
- e) topografia;
- f) erosione del bacino imbrifero;
- g) portata dell'immissario;
- h) caratteristiche dei sedimenti (dimensione, forma e mineralogia dei sedimenti);
- i) caratteristiche idrauliche di deflusso.

Per ogni bacino imbrifero, a ciascuno di questi fattori è attribuito un peso. In base ai pesi dei vari fattori, attraverso relazioni empiriche è stimato il valore della portata solida entrante nell'invaso.

Questo metodo è utilizzato negli studi preliminari della progettazione di una diga ed è affidabile se correlato con i valori di portata solida misurati in bacini o sottobacini adiacenti.

b. *Universal Soil-Loss equation*

Tale metodo, sviluppato da Wischmeier e Smith nel 1965, fornisce solamente una stima molto grossolana del valore della portata solida ed è applicato soprattutto a bacini imbriferi di piccole dimensioni.

A.2) Metodi diretti

c. *Metodo del monitoraggio dell'invaso*

La misura dei sedimenti accumulati nell'invaso è considerato da molti ingegneri il miglior modo per valutare la portata solida. L'obiettivo principale del monitoraggio è di paragonare il volume utile di un invasore con il volume utile iniziale (calcolato in base ai dati forniti dal primo monitoraggio eseguito in seguito al primo riempimento di un serbatoio).

Il calcolo dei volumi è effettuato da un programma informatico (Bureau of Reclamation ACAP Program, U.S.A.) basato su equazioni ai minimi quadrati, che calcolano sia l'area che il volume dell'invaso corrispondente ad ogni altezza rispetto al livello del mare. L'output del programma è di tipo grafico e mette a confronto la capacità d'invaso iniziale e l'area iniziale con il volume utile e l'area nel momento dell'ultimo sondaggio.

Un esempio dell'output grafico è riportato nel seguito ed è relativo al lago Mead negli Stati Uniti (Figura 1.28).

È importante, per poter paragonare i risultati, che i vari monitoraggi siano eseguiti nello stesso modo in cui è stato eseguito il primo: anche il programma di calcolo adottato per il calcolo del volume utile e dell'area deve essere sempre il medesimo.

Per completare i risultati ottenuti, è opportuno eseguire campionamenti sui sedimenti depositati in ogni parte dell'invaso. Si procede poi alla valutazione della densità, della distribuzione granulometrica e della composizione mineralogica. Tali valutazioni sono importanti per studiare le correnti di densità, per individuare il tipo di sedimenti in ingresso nell'invaso e per verificare i modelli empirici da adottare nella progettazione di altri serbatoi. Inoltre, i campioni prelevati in prossimità dello sbarramento, unitamente alla posizione dell'opera di presa, sono utili ad identificare i futuri problemi di sedimentazione agli imbocchi della galleria d'adduzione in pressione e dello scarico di fondo.

Altri programmi relativi ai sondaggi permettono di correlare la profondità dell'invaso con la percentuale di sedimenti contenuti in esso.

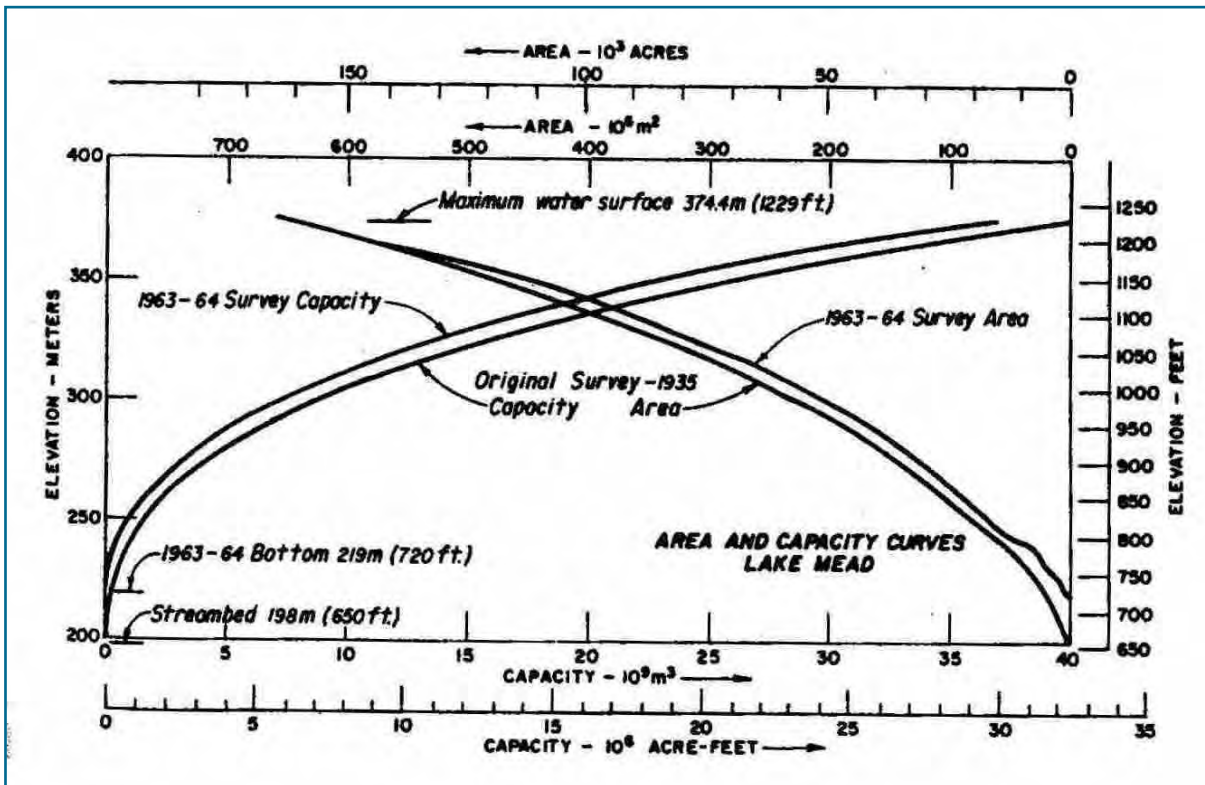


Figura 1.28 - Confronto tra le curve di volume utile e di superficie riferite alle diverse quote s.l.m. del lago Mead (U.S.A.) [Fonte Desing of small dams].

d. Campionamento dell'immissario

Il campionamento del materiale in sospensione, unitamente al calcolo del trasporto totale, è il metodo migliore per la valutazione della portata solida entrante in un invaso artificiale. La misura del materiale in sospensione fornisce i valori della concentrazione puntuale di sedimenti sulla verticale ed è integrata sulla profondità. Per la misurazione si possono utilizzare apparecchiature per la misura isocinetica della concentrazione (che permette di conoscere la distribuzione del profilo delle velocità indisturbate), o sistemi non isocinetici (ad esempio la bottiglia Delft).

Il programma di campionamento varia tra un fiume e l'altro in dipendenza alla variazione temporale della portata solida e alla distribuzione granulometrica delle particelle. La frequenza del campionamento varia da una volta al giorno, a una o due volte al mese. E' importante il campionamento durante gli eventi di piena.

Per il calcolo della portata solida, q_s , del materiale in sospensione, in tonnellate al giorno, è necessario conoscere la portata liquida, q_w , in metri cubi al secondo, e la concentrazione, c , dei sedimenti in sospensione misurata in milligrammi al litro. L'equazione che lega tali grandezze è la seguente:

$$q_s = 0,0864 c q_w \quad (1.19)$$

Riportando su di un grafico in scala logaritmica i valori di q_s e di q_w , con il metodo dei minimi quadrati si interpolano i dati e si ricava una curva, che descrive l'andamento della portata solida in relazione alla portata liquida del corso d'acqua.

Un esempio del grafico è mostrato nel seguito (Figura 1.29).

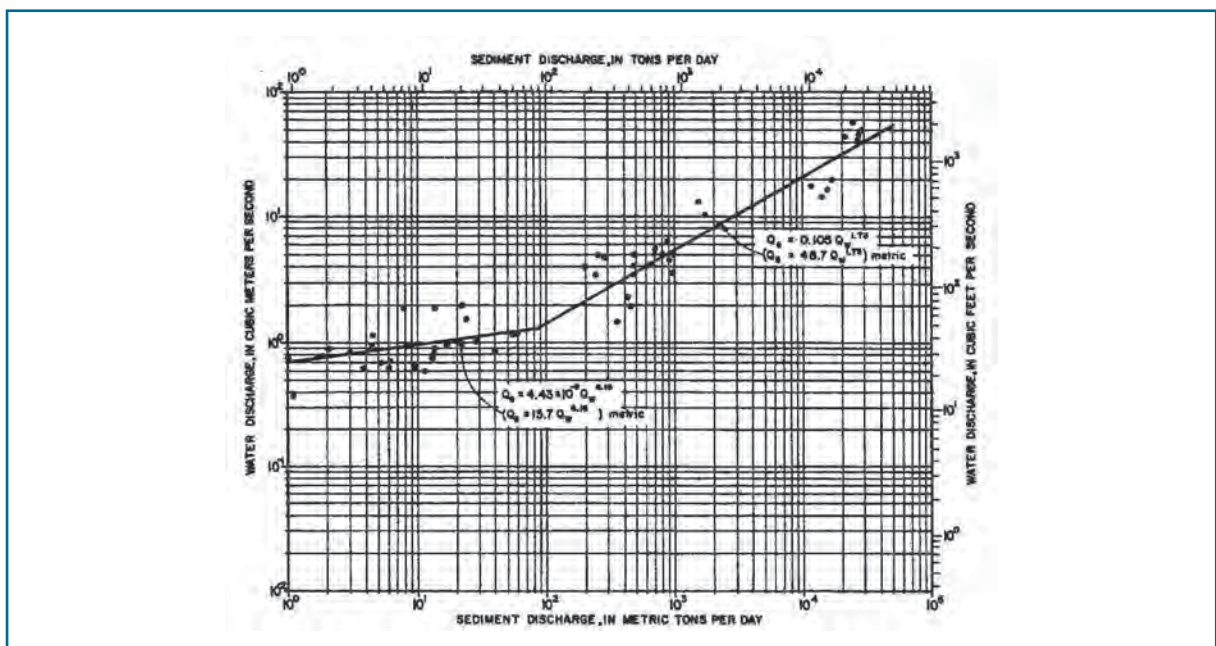


Figura 1.29- Curva della portata solida in sospensione in relazione ai valori di portata liquida del fiume Rio Loka (Porto Rico) [Fonte Design of large dam].

L'equazione della curva è :

$$q_s = a q_w^b \quad (1.20)$$

dove:

q_s = portata solida in tonnellate al giorno;

q_w = portata liquida in metri cubi al secondo;

a e b = valori sperimentali.

B) Accumulo di sedimenti all'interno dell'invaso

Dopo aver determinato la portata solida in ingresso nell'invaso, è necessario procedere alla valutazione degli effetti sulla vita utile dell'invaso stesso provocati dall'accumulo dei sedimenti.

La portata solida media annuale dell'immissario, la densità dei sedimenti depositati e la distribuzione dei sedimenti all'interno del serbatoio, sono elementi molto importanti per la progettazione di una diga.

a. Valutazione della densità dei sedimenti accumulati nell'invaso

La densità dei sedimenti accumulati all'interno del serbatoio è influenzata da diversi fattori, tra cui i più importanti sono:

1. tipo di funzionamento dell'invaso;
2. tessitura e dimensione dei sedimenti;
3. grado di consolidamento dei sedimenti depositati.

Per valutare la densità dei sedimenti accumulati all'interno di un serbatoio, due ricercatori americani, Lara e Pemberton, in base ad analisi statistiche condotte su più di 1300 campioni di sedimenti, hanno fornito un'equazione matematica che tiene in considerazione l'influenza dei tre fattori sopracitati:

$$W = W_c p_c + W_m p_m + W_s p_s \quad (1.21)$$

dove:

W = densità iniziale del materiale accumulato nel serbatoio [kg/m³];

p_c, p_m, p_s = percentuali (rispettivamente) di argilla, limo e sabbia entranti nell'invaso;

W_c, W_m, W_s = coefficienti per unità di peso per argilla, limo, sabbia [kg/m³] dipendenti dal tipo di funzionamento dell'invaso.

I valori dei coefficienti sono riportati nella seguente tabella (Tabella 8):

Tabella 8 Valori dei coefficienti W_c, W_m, W_s in base al tipo di funzionamento dell'invaso.

Tipo di funzionamento del serbatoio	Valori dei coefficienti in kg/m ³		
	W_c	W_m	W_s
Sedimenti sempre sommersi	416	1120	1550
Variazioni frequenti del livello dell'acqua invasata	561	1140	1550
Serbatoio normalmente vuoto	641	1150	1550

Per valutare la densità media dei sedimenti accumulati dopo T anni di funzionamento dell'invaso, Miller ha sviluppato la seguente equazione:

$$W_T = W + 0,4343K \left[\frac{T}{T-1} (\log_e T) - 1 \right] \quad (1.22)$$

dove:

W_T = densità media dopo T anni di funzionamento dell'invaso [kg/m³];

W = densità iniziale ricavata dall'equazione di Lara e Pemberton [kg/m³];

K = costante dipendente dal tipo di funzionamento dell'invaso e dalla dimensione dei sedimenti, ottenuta dalla seguente relazione:

$$K = K_c p_c + K_m p_m + K_s p_s \quad (1.23)$$

dove:

p_c, p_m, p_s = percentuali (rispettivamente) di argilla, limo e sabbia entranti nell'invaso;

K_c, K_m, K_s = coefficienti per argilla, limo, sabbia ricavati dalla Tabella 9:

Tabella 9 Valori dei coefficienti K_c, K_m, K_s in base al tipo di funzionamento dell'invaso.

Tipo di funzionamento del serbatoio	Valori di K		
	K_c	K_m	K_s
Sedimenti sempre sommersi	0	91	256
Variazioni frequenti del livello dell'acqua invasata	0	29	135
Serbatoio normalmente vuoto	0	0	0

b. *Distribuzione dei sedimenti all'interno dell'invaso*

I dati ottenuti dai monitoraggi degli invasi esistenti, come descritto nella sezione A.2 (c) "Metodo del monitoraggio dell'invaso", sono stati utilizzati per sviluppare relazioni empiriche atte a valutare la distribuzione dei sedimenti all'interno del serbatoio.

Le due tecniche di distribuzione più comuni sono rappresentate nelle due figure riportate di seguito dove sono rappresentati i sedimenti distribuiti in funzione della profondità dell'invaso e della distanza longitudinale dalla diga (Figure 1.30 e 1.31).

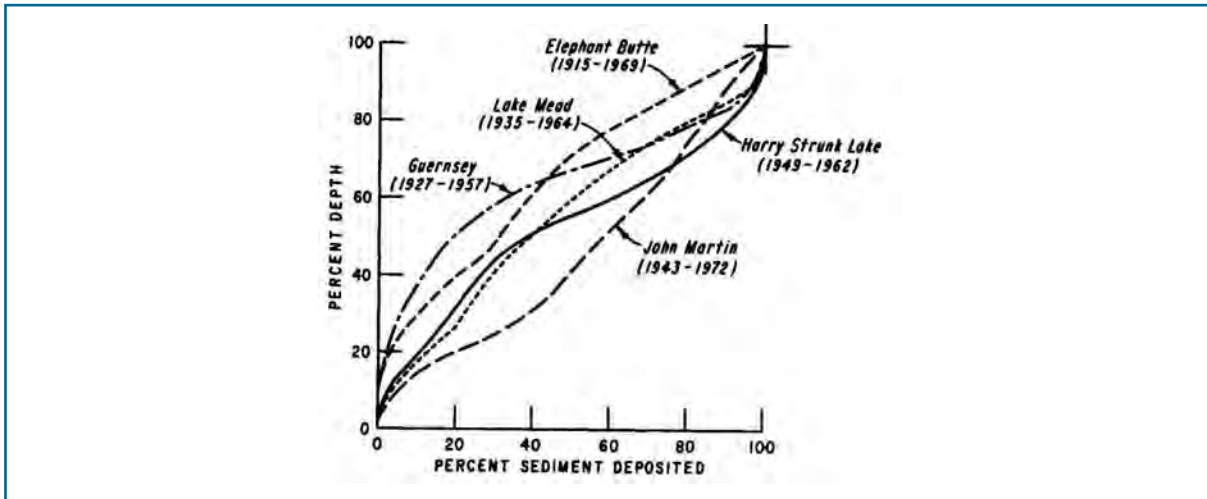


Figura 1.30 Distribuzione dei sedimenti in funzione della profondità dell'invaso in percentuale, ottenuta dal monitoraggio di alcuni invasi americani [Fonte Design of small dam].

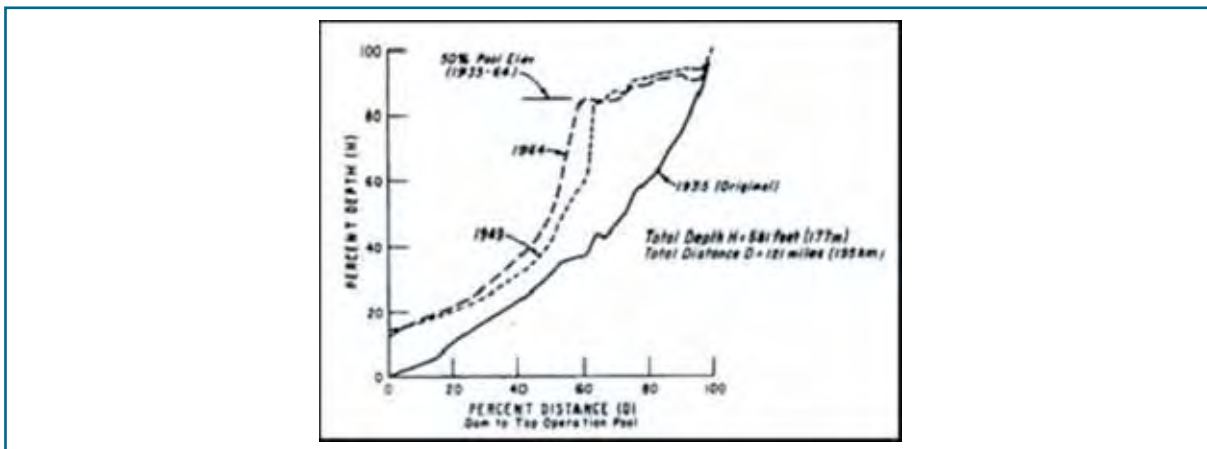


Figura 1.31 Variazione del profilo longitudinale dei sedimenti depositati nel Lago Mead (U.S.A) dal 1935 al 1964 in funzione della profondità dell'invaso [Fonte Design of small dam].

Entrambe i metodi dimostrano che i sedimenti non si depositano solamente nella parte più profonda dell'invaso. La sedimentazione di solito avviene al di sotto del livello di massima ritenuta; nel caso in cui, in seguito ad una piena, l'acqua permanga per un lungo periodo di tempo all'interno del volume di laminazione, una parte dei sedimenti si può depositare in questo volume.

Alcuni metodi matematici, per calcolare la distribuzione dei sedimenti all'interno del serbatoio, utilizzano fattori che influenzano tale distribuzione:

- a. il tipo di funzionamento dell'invaso;
- b. la tessitura e la dimensione dei sedimenti;
- c. la forma dell'invaso;
- d. il volume dei sedimenti depositati.

Tra questi metodi si ricorda quello empirico di riduzione dell'area, sviluppato da Borland e Miller, poi rivisitato da Lara.

c. Accumulo di sedimenti nell'estremità di monte dell'invaso

L'estremità di monte dell'invaso presenta un profilo longitudinale particolare, come si può osservare dalla Figura 1.31 per quanto riguarda il lago Mead (U.S.A).

Un tipico profilo dei sedimenti accumulati in questa zona si può osservare nella figura Figura 1.32. Tale profilo è caratterizzato da un'inclinazione di monte, un'inclinazione di valle e da un punto di cambio pendenza.

La quantità di sedimenti che si accumula nella zona di monte, è assunta come coincidente con il volume di materiale grossolano e sabbioso (con diametro dei sedimenti >0.062 mm) che entra nell'invaso per un periodo di 50-100 anni.

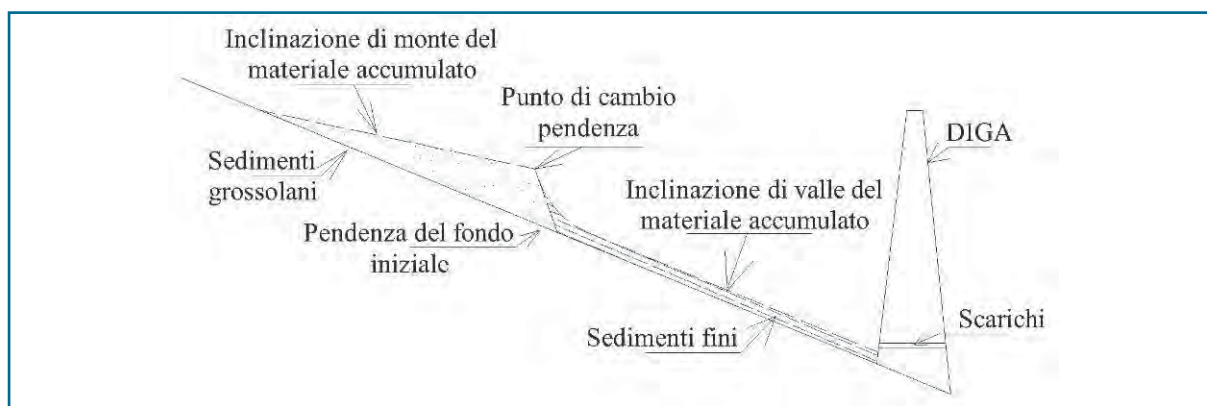


Figura 1.32 - Profilo longitudinale dell'accumulo dei sedimenti a monte della diga.

Per valutare l'inclinazione di monte del profilo, Meyer-Peter e Muller hanno fornito la seguente equazione:

$$S = K \frac{\frac{Q}{Q_B} \left[\frac{n_s}{(D_{90})^{1/6}} \right]^{3/2}}{d} D \quad (1.24)$$

dove:

S = inclinazione di monte del materiale accumulato;

K = coefficiente pari a 0.058;

Q/Q_B = rapporto tra la portata liquida totale (comprese le aree golenali) [m³/s] e la portata dell'alveo inciso [m³/s]. I valori sono riferiti alla portata media annuale;

D = diametro del materiale di fondo [mm];

D_{90} = diametro del setaccio corrispondente al 90 per cento del materiale passante [mm];

d = massima altezza della corrente dell'immissario in caso di portata di piena;

n_s = coefficiente di rugosità di Manning per il letto dei canali (calcolato come $(D_{90})^{1/6}/26$).

Tale equazione d'equilibrio fornisce l'inclinazione per cui il materiale accumulato non sarà più trasportato.

1.6.2 Controllo dell'interrimento

La quantificazione del processo di trasporto e di sedimentazione può essere eseguita mediante:

- Monitoraggio batimetrico per ottenere la stima della reale capacità dell'invaso e per individuare la distribuzione dei sedimenti sul fondo, consentendo di indagare lo stato di efficienza delle opere di scarico della diga. I dati acquisiti, attraverso diversi sistemi (*lasertrack* o Gps per le coordinate planimetriche e un'ecoscandaglio per definire la profondità), permettono di valutare l'evoluzione dell'interrimento nel corso del tempo.
- Analisi granulometrica su campioni prelevati in più punti per la comprensione di specifiche situazioni di interrimento.
- Modelli previsionali di trasporto che consentono la stima del coefficiente teorico di trasporto del bacino imbrifero (si veda il paragrafo 1.6.1).

1.6.3 Interventi per la difesa dall'interrimento

1) Riduzione della produzione di materiale solido nel bacino idrografico.

Si realizza migliorando la copertura vegetale del bacino imbrifero sotteso allo sbarramento mediante sistemazioni agro-forestali, quali colture boschive e bassa vegetazione a cespuglio, ed idraulico-forestali per la riduzione dell'erosione di superficie.

2) Trattenuta del trasporto solido a monte dell'invaso.

A monte degli immissari, vengono posti bacini o vasche di trattenuta per la sedimentazione del materiale più grossolano. Tale intervento deve prevedere una viabilità di servizio per la periodica rimozione del materiale depositatosi nelle vasche.

3) Controllo della sedimentazione.

L'acqua carica di particelle sospese viene rilasciata a valle dello sbarramento, prima che inizi il processo di sedimentazione. In tal modo si ha una riduzione dell'erosione dovuta alla mancanza di apporto solido nell'alveo a valle della diga. *Sluicing* e *Venting* sono due tecniche per il controllo della sedimentazione.

Il metodo dello *sluicing* consiste nel mantenere basso il livello del serbatoio nella fase iniziale della piena aprendo completamente gli scarichi, in modo da scaricare a valle la corrente idrica che, avendo elevata velocità, non permette la sedimentazione del materiale. La corrente scaricata, corrispondente alla prima fase della piena e caratterizzata da un carico più elevato di sedimenti rispetto alla fase finale, dà anche luogo all'erosione dei sedimenti depositati.

Questa tecnica richiede un'attenta pianificazione delle operazioni, adeguate dimensioni e collocazione degli scarichi di fondo, un approfondito studio idrologico del corso d'acqua e adeguate dimensioni dell'invaso.

La tecnica *venting* si basa sulla formazione, durante le piene più intense, di correnti di densità che, avendo una densità superiore a quella dell'acqua del serbatoio nel quale entra, si immergono al di sotto del pelo libero e procedono sul fondo dirigendosi verso gli scarichi di fondo, che, opportunamente aperti, permettono di scaricare il materiale a valle (Figura 1.33). Per l'applicazione di questa tecnica è necessario che il livello idrico nel serbatoio sia abbastanza elevato e gli scarichi di fondo abbiano grandi dimensioni.

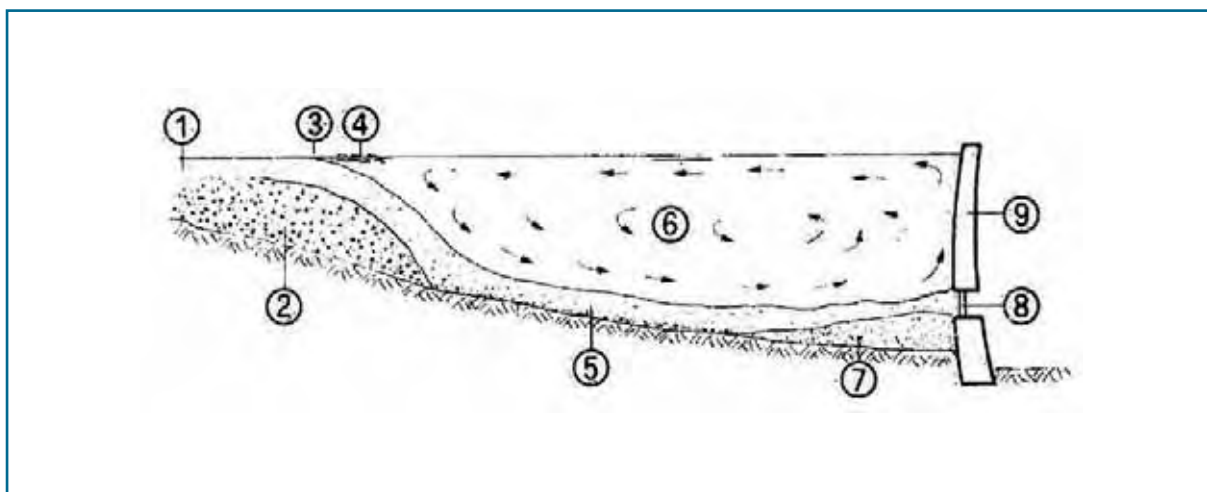


Figura 1.33 – (1) portata in ingresso, (2) delta, (3) punto di immersione, (4) sedimenti galleggianti, (5) corrente di densità, (6) acqua pulita, (7) deposito di sedimenti, (8) scarico di fondo, (9) sbarramento.

4) Cacciate

Il metodo si basa sull'apertura degli scarichi di fondo, in assenza di eventi di piena in atto, per la fuoriuscita della corrente liquida che, avendo grande velocità, trasporta con sé i sedimenti

depositatisi sul fondo. Tale tecnica però non è applicabile in Italia, dove la normativa ambientale vigente consente l'apertura degli scarichi di fondo solo per operazioni di manutenzione e gestione degli stessi e non per lo sfangamento;

5) Dragaggio o scavo con mezzi meccanici

Vengono utilizzate delle draghe per l'eliminazione dei sedimenti dal serbatoio. Tale tecnica è tuttavia molto costosa. In alternativa si può procedere allo svuotamento totale dell'invaso e poi alla rimozione dei sedimenti impiegando escavatori e pale meccaniche. Tale operazione può essere eseguita in periodi siccitosi, poiché si evita lo spreco della risorsa idrica. I sedimenti raccolti devono essere analizzati ed eventualmente trattati per lo stoccaggio o la raccolta in discarica;

6) Idrosuzione a gravità (sifonatura) o con pompaggio

È una tecnica basata sulla rimozione di una miscela acqua-sedimenti dal fondo dell'invaso attraverso una tubazione tra le cui sezioni di estremità si determina un dislivello energetico Δh (Figura 1.34)

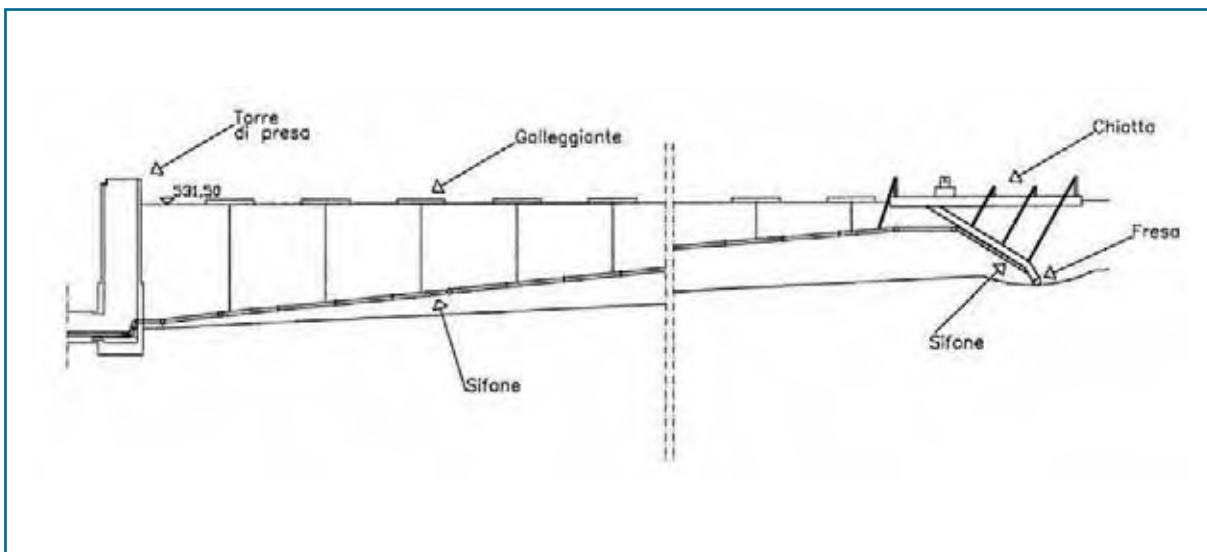


Figura 1.34 – Schema dell'impianto per l'idrosuzione a gravità [Autorità di Bacino della Basilicata].

In corrispondenza della sezione iniziale della tubazione viene calata una fresa, che consente la disaggregazione del sedimento già compattato.

Qualora la lunghezza della tubazione sia molto elevata da non permettere l'utilizzo della sola energia idraulica, si può ricorrere ad un sistema di pompaggio.

1.7 Indagini non distruttive in situ

Numerose tecniche di misura si basano sulla distribuzione della temperatura, nel tempo e nello spazio, all'interno dello sbarramento. Nelle dighe in terra la distribuzione di temperatura è regolata dalla sola conduzione termica. Nel caso in cui nello sbarramento si manifestino fenomeni di sifonamento o erosione interna, la distribuzione della temperatura è governata dall'adduzione termica: la temperatura del materiale all'interno dello sbarramento o nella fondazione è influenzata da quella dell'acqua che penetra in essi. E' evidente che la temperatura dell'acqua di filtrazione è strettamente legata alle variazioni stagionali di quella contenuta nell'invaso (Figura 1.35).

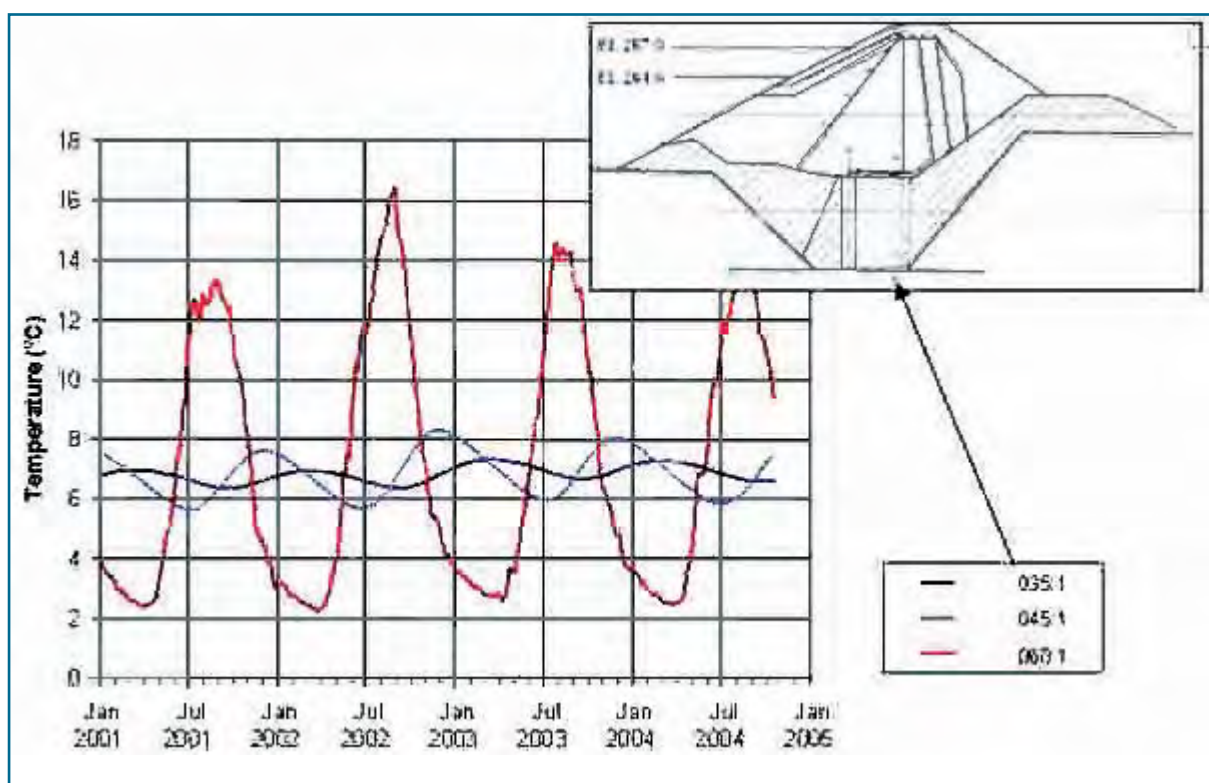


Figura 1.35 – Temperatura rilevata da tre sensori (35:1, 45:1 e 60:1) posizionati nella fondazione rocciosa della diga di Lovon in Svezia. La notevole variazione stagionale della temperatura del materiale è dovuta ai fenomeni di filtrazione.

1.7.1 Misure di temperatura in piezometri

Tali misure vengono eseguite da un sistema di acquisizione dati dotato di cavo a conduttori schermato con rivestimento in treccia d'acciaio, dotato di sensori elettrici costituiti da una termoresistenza con elevata sensibilità e precisione. I sistemi vengono gestiti mediante un software dedicato di acquisizione dati termici in continuo, con passo di campionamento variabile a piacere.

1.7.2 Termografia ad infrarossi

Con il termine termografia si intende la visualizzazione bidimensionale, con fotografia in scala di grigi o falsi colori, del calore emanato da qualsiasi oggetto che si trova ad una temperatura superiore a $-273,16^{\circ}\text{C}$ (zero assoluto).

Attraverso l'utilizzo di una telecamera a raggi infrarossi, detta anche termocamera, si eseguono controlli non distruttivi (non sussistono alterazioni in seguito alla verifica) e non invasivi (non vi è contatto tra attrezzatura e oggetto da esaminare). Questo strumento è cioè in grado di rilevare la temperatura di un corpo, attraverso la misurazione dell'intensità di calore da esso emessa, non dovendo quindi entrare in contatto fisico con esso.

La termografia permette l'individuazione di anomalie termiche nel contesto dello scenario inquadrato dalla termocamera.

Essa consente l'analisi della mappa termica delle dighe.

1.7.3 Monitoraggio su larga scala di temperatura mediante sensori in fibra ottica

Per monitoraggi a lungo termine della temperatura è possibile l'utilizzo di sensori distribuiti in fibra ottica. Tali sensori hanno infatti piccole dimensioni e basso costo, sono immuni alle interferenze elettromagnetiche, sono ideali per costruire reti di monitoraggio molto estese e sono meccanicamente e chimicamente compatibili con molti materiali. Essi consentono una misura puntuale dei parametri di interesse. Ciò rappresenta una difficoltà allorché si voglia monitorare una grandezza con elevata risoluzione (metri) e su lunghe distanze (chilometri). In questo caso, possono essere infatti necessari anche migliaia di sensori che devono essere interrogati con complesse reti di *multiplexing*. Queste limitazioni possono essere superate sviluppando un diverso tipo di sensori, chiamati "sensori distribuiti", che consentono di effettuare misure con continuità spaziale su tutta la lunghezza della struttura di interesse (Figura 1.36).

Il principio di funzionamento di un particolare tipo di questi sensori si basa sul fenomeno dello *scattering* stimolato di Brillouin, che è intrinsecamente presente anche nelle fibre ottiche commerciali e consente il monitoraggio su distanze che possono arrivare a decine di chilometri delle deformazioni e/o della temperatura della struttura investigata. Le ricostruzioni hanno evidenziato la possibilità di localizzare e caratterizzare perturbazioni di temperatura con una risoluzione spaziale di 1.5 m con un'accuratezza di 1.5°C su fibre di alcune centinaia di metri.

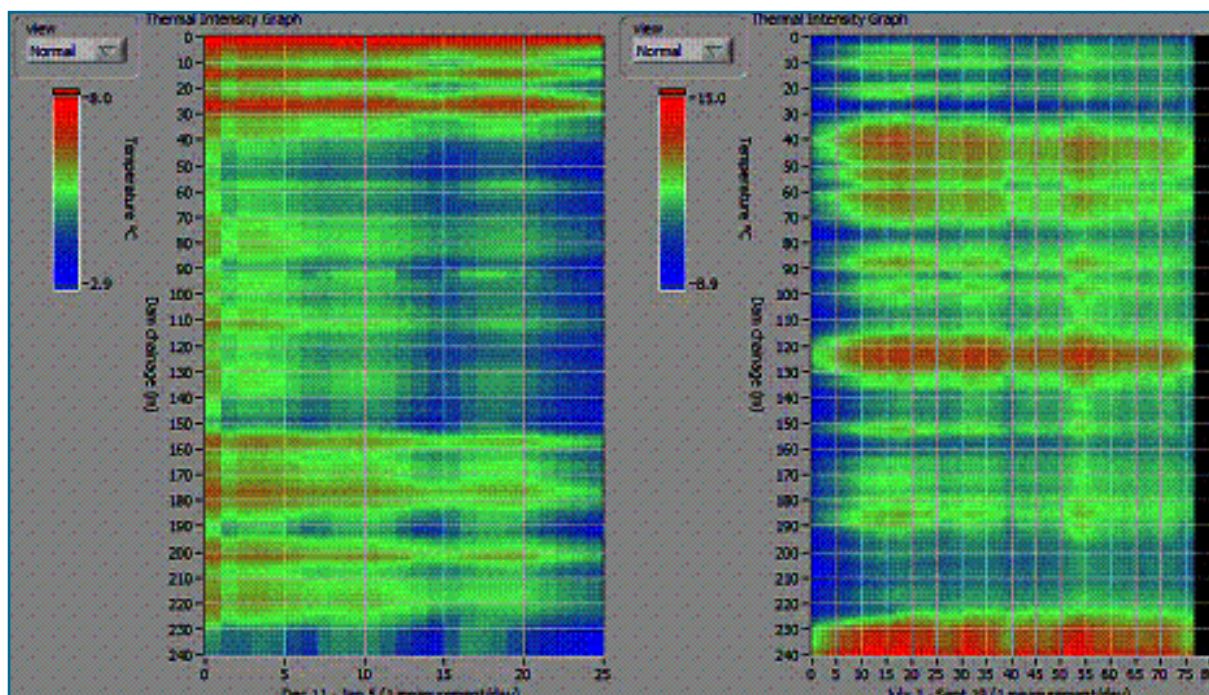


Figura 1.36 – Misure di temperatura a lungo termine effettuate nella diga di Hylte (Svezia) nell'inverno 2003-2004 e nell'estate 2005 [Johansson S. & Farhadiroushan M., 2005].

1.7.4 Termografia ad impulso di calore

Il calore viene applicato sul rilevato attraverso una sorgente lineare e dalla misura della variazione nel tempo della temperatura del materiale è possibile valutare la velocità di filtrazione. Dal confronto tra l'aumento di temperatura misurato e quello calcolato è possibile individuare la velocità di filtrazione (Figura 1.37).

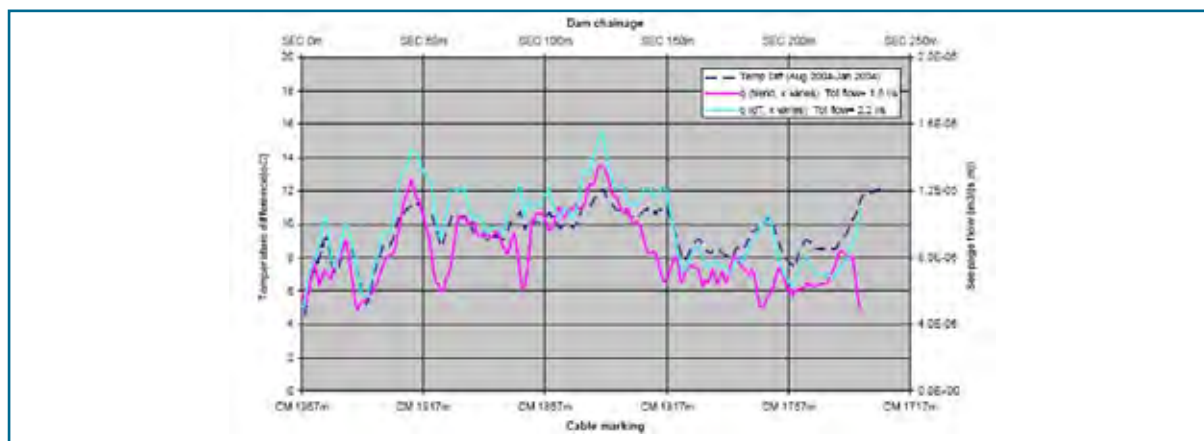


Figura 1.37 – Valutazioni della velocità di filtrazione effettuate nella diga di Hylte (Svezia) in due modi differenti: una valuta la massima differenza di temperatura nel periodo di misura, l'altra si basa sull'andamento misurato nell'inverno 2003-2004 [Johansson S. & Farhadiroushan M., 2005].

1.7.5 Misure radiometriche

Viene misurata la variazione della densità media del materiale nel rilevato dovuta all'erosione interna. Lo spettro dei raggi gamma (Figura 1.38), emessi da uno spettrometro gamma, determina la concentrazione di potassio, torio e uranio del materiale del rilevato; tale valore è legato alla naturale attività gamma del materiale. L'asportazione di fini dovuta dall'erosione interna provoca una variazione della densità media del materiale.

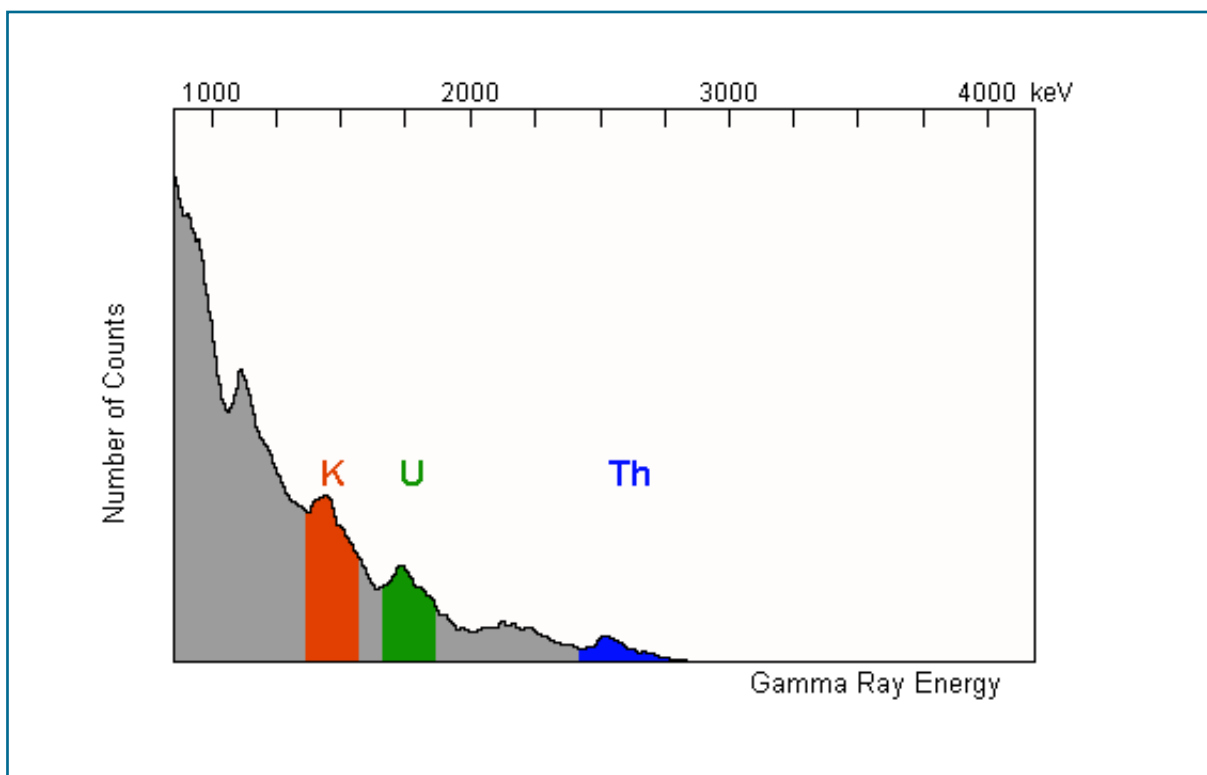


Figura 1.38 – Esempio di spettro a raggi gamma. Sono evidenziate tre zone che determinano la concentrazione degli elementi potassio (K), uranio (U) e torio (Th).

1.7.6 Traccianti

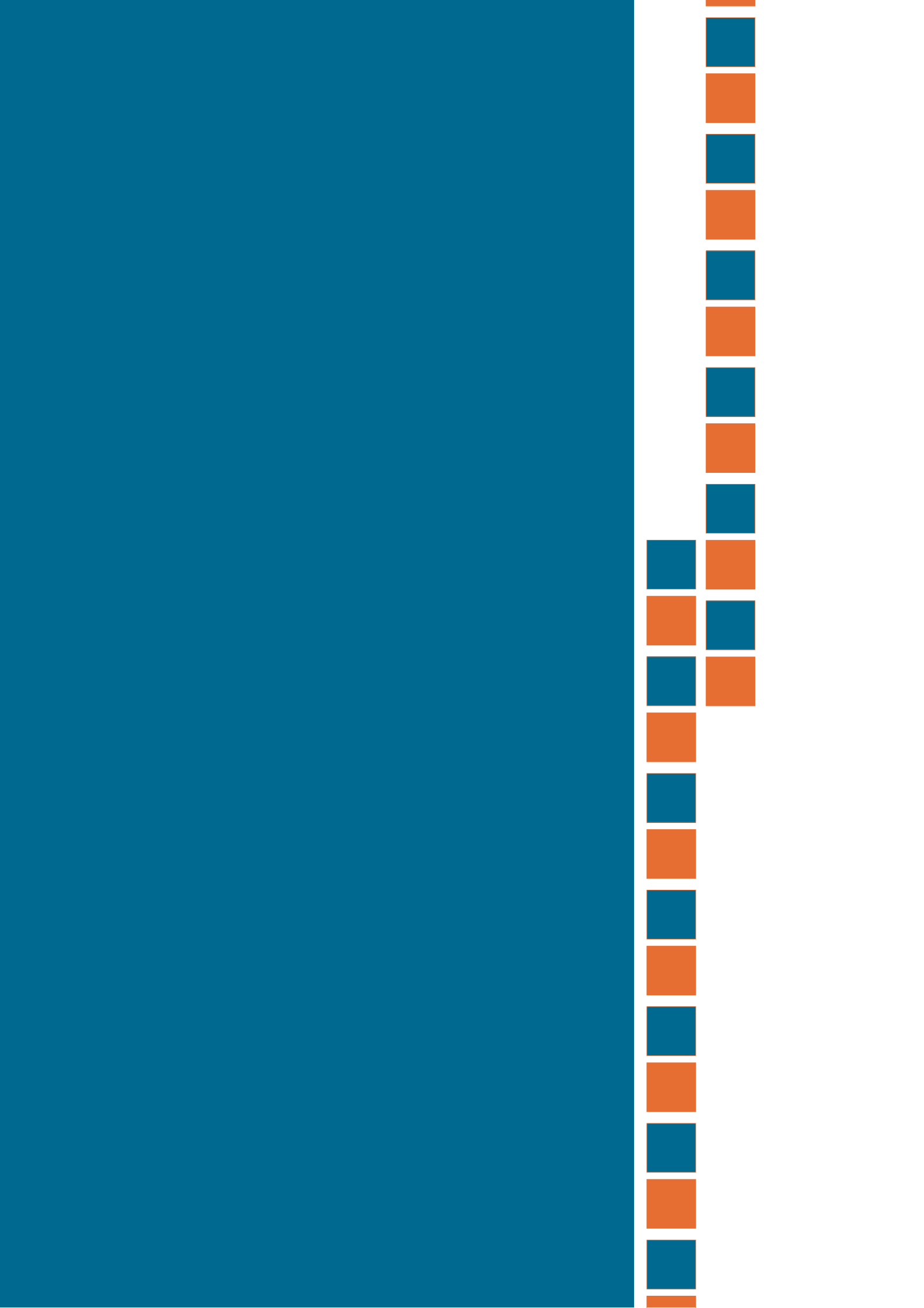
In numerosi sbarramenti in materiali sciolti il moto di filtrazione è stato rilevato per mezzo di traccianti. I coloranti più comuni sono la fluorescina, l'eosina e la rodamina. I coloranti possono essere introdotti nel corpo diga e, in caso di perdite d'acqua, se ne osserva la fuoriuscita a valle (Figura 1.39).



Figura 1.39 – Esempio di applicazione di traccianti per la determinazione della filtrazione nella diga di River Reservoir sul fiume Little Colorado, Arizona [Water Power and Dam Construction, 2006].

Bibliografia

- ITCOLD, *Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni*, 1999.
- Jappelli R. *Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici*, *L'Acqua*, 1/2005, pp. 9-30.
- ICOLD *Deterioration of dams and reservoirs*, Dicembre 1983.
- Da Deppo, Datei, Salandin *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina Padova, 1995.
- ICOLD *Bulletin n.95 Embankment dams- Granular filters and drain*, 1995.
- Dornstädter, J. *Detection of internal erosion in embankment dams*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 7, volume II.
- Eikevik, J.H., Johansen, P.M. *Internal erosion and rehabilitation of Jukla rockfill dams*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 16, volume II.
- Nilsson, A., Norstedt, U. *Internal erosion and ageing in some of the Swedish earth and rockfill dams*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 20, volume II.
- Ruffini, A., Sembenelli, G., Sembenelli, P. *Internal erosion around relief wells in fine sand*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 42, volume II.
- Gresz, I., Nagy, I.M. *Comparison of seepage through bodies of earthfill dams*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 61, volume II.
- Kim, K-W., Kim, S-K., Lim, H-D. *Leakage and stability problems of Angae dam*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 26, volume II.
- Toledo Municio, M.A. *Embankment dams slip failure due to overtopping*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 24, volume IV.
- Rikartsen, C., Torblaa, I. *Songa, sudden variations of the leakage in a 35 years old rockfill dam*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 17, volume II.
- Federico, F., Jappelli, R., Musso, A. *Analysis of seepage limit states in embankment dams*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 22, volume I.
- Courage, L.J.R., Pelz, B.A., Peterson, T.W.P., Rothbauer, A.L. *Whiteman's earthfill dam internal erosion*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 2, volume II.
- Fanelli, G., La Barbera, G., Leoncini, A., Molinaro, P. *Actions undertaken over a period of time on an earth dam overtopped during construction*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 41, volume II.
- San Martín Moll, L. *Using stable isotopes to determine filtration origins*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 70, volume III.
- Li, Zhenzhao, Yang, Jincheng *Leakage and anti-seepage reinforcement of Fengman dam*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 41, volume IV.
- Berga, L. *Failures and hydrological incidents of dams in Spain*, FLORENCE, congress 19, 1997, report 31, volume IV.
- International Water Power and Dam Construction*, Volume 58, Number 1, January 2006.
- Mosca P., Rosso M., Botta I. *"Studio finalizzato alla redazione di un manuale tecnico relativo alle traverse fluviali e alle casse di espansione adibite alla laminazione delle piene"*, 2 Aprile 2005, Regione Piemonte – Difesa del Suolo, Torino.
- Regione Piemonte, Direzione Difesa del Suolo – Settore Sbarramenti Fluviali di Ritenuta e Bacini di Accumulo, *Manuale tecnico per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasati di competenza regionale*, Aprile 2005.





CAPITOLO 2

PROBLEMI LEGATI AGLI SCARICHI

2 PROBLEMI LEGATI AGLI SCARICHI

2.1 Dimensione insufficiente dello scarico di superficie

Per la messa in sicurezza di sbarramenti esistenti si deve valutare la portata effettiva scaricabile dal manufatto e confrontarla con quella nuova di progetto, che può essere calcolata con i criteri proposti dal “*Manuale tecnico per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasi di competenza regionale*” della Regione Piemonte:

- gli scarichi devono essere dimensionati per portate del bacino sotteso dalla diga aventi tempi di ritorno di almeno 200 anni oltre a quelle derivanti da prese e canali di gronda di bacini imbriferi contigui;
- l'effetto della laminazione dell'invaso deve essere trascurato;
- lo scarico di superficie e il canale fugatore devono essere realizzati in calcestruzzo armato, anche negli sbarramenti in materiali sciolti;
- il franco nei canali di gronda e fugatore deve essere compreso tra 0,3 m e 0,8 m sul pelo libero a seconda della classe di rischio a cui lo sbarramento appartiene.

Da tale confronto potrà derivare un nuovo dimensionamento del manufatto tracimante.

Nello sbarramento della diga di Arignano (TO), lo scarico di superficie era situato nel corpo diga ed era costituito da 6 paratoie piane manovrabili direttamente dal coronamento della diga; non esisteva una soglia fissa tracimabile. Proprio per questo motivo l'analisi idraulica ha evidenziato l'elevato rischio di gestione degli organi di sicurezza aggravato dalle pessime condizioni manutentive (Figura 2.1); i lavori effettuati per la messa in sicurezza della diga hanno riguardato anche la costruzione di un nuovo scarico di superficie costituito da una soglia fissa posto nella sponda destra del lago.



Figura 2.1 – Scarico di superficie della diga di Arignano (TO) – anno 2003.

2.2 Dimensione insufficiente dello scarico di fondo

Per le dighe di modeste dimensioni, lo scarico di fondo deve avere esclusivamente il compito di svuotamento ordinario del serbatoio; solo eccezionalmente può intervenire a concorrere allo svuotamento delle onde di piena.

Lo scarico di fondo non è adeguato quando ha dimensioni tali da non consentire questo svuotamento nei tempi indicati dalla protezione civile o dagli Enti preposti alla sicurezza della diga.

Qualora lo scarico di superficie non sia in grado di scaricare la totalità della portata di piena di progetto, l'insufficienza delle dimensioni dello scarico di fondo comporta l'impossibilità di concorrere, con lo sfioratore, a scaricare la quota parte della suddetta portata.

L'intervento di adeguamento dello scarico di fondo, così come per lo scarico di superficie, deve seguire i seguenti punti:

- a. Definizione del tempo (T) di svuotamento del serbatoio.
- b. La portata per la quale deve essere dimensionato lo scarico di fondo dipende da due fattori:
 1. se lo scarico ha la semplice funzione di svuotamento dell'invaso, definito il tempo (T) di svuotamento, la portata massima (Q_{max}), le dimensioni (A) dell'organo di scarico e quelle del serbatoio (S , V) sono grandezze legate tra loro dall'equazione idraulica dei laghi, e quindi le dimensioni dell'organo di scarico risultano determinate;
 2. se, in casi molto particolari e rari, lo scarico deve, oltre alla funzione 1), contribuire anche allo smaltimento di una quota parte della portata di piena di progetto, il procedimento è lo stesso, ma l'equazione idraulica dei laghi deve comprendere anche questa funzione.
- c. Verifica che la portata massima scaricata non crei pregiudizi negli alvei o nei canali di valle.
- d. La galleria o la tubazione dello scarico non deve mai attraversare uno sbarramento in materiale sciolto, ma deve aggirarlo con un ampio raggio di curvatura e un tratto terminale per quanto possibile rettilineo. Se in uno sbarramento in materiali sciolti esiste uno scarico di fondo che attraversa il corpo diga, occorre chiuderlo e procedere al dimensionamento del nuovo scarico secondo la procedura sopracitata. Inoltre, il D. Min. LL. PP. 24 marzo 1982 *"Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento"* prevede che: "Condotte del genere potranno essere ammesse solo in fondazione, a condizione che esse siano completamente incassate entro trincee in roccia lapidea in posto e abbiano ricoprimento di calcestruzzo di conveniente spessore. Inoltre, nei tratti in cui esse sottopassano le zone della struttura costituite di materiali impermeabili o scarsamente permeabili, dovranno (ove non siano in acciaio) essere dotate di speciale rivestimento interno tale da garantire la tenuta anche in caso di loro fessurazione, escluso che esso consista in semplici verniciature".
- e. L'imbocco dello scarico deve essere protetto da una griglia per evitare che il materiale trasportato dall'acqua provochi intasamenti; periodicamente tale materiale dovrà essere asportato.
- f. Deve essere previsto un vano in muratura, di facile e rapido accesso che ospiti l'organo d'intercettazione.

La presenza dello scarico di fondo nel corpo dello sbarramento è un'anomalia piuttosto diffusa soprattutto negli sbarramenti di vecchia costruzione (Figure 2.2, 2.3).

Per la messa in sicurezza della diga di Arignano (TO), sono state eseguite:

- la chiusura del vano di passaggio dell'acqua con argilla compattata;
- l'impermeabilizzazione di una porzione del paramento di monte con teli di geocomposito bentonitico ad espansione confinata, attorno alla vecchia bocca dello scarico;
- la costruzione del nuovo scarico (di fondo e di esaurimento) al di fuori del corpo diga.



Figura 2.2 – Paramento di monte della diga del Lago della Spina a Pralormo (TO). Lo scarico di fondo passante nel corpo diga è alimentato da una tubazione verticale aperta alla sommità e sulla cui parete sono praticate luci circolari a diverse quote (2006).

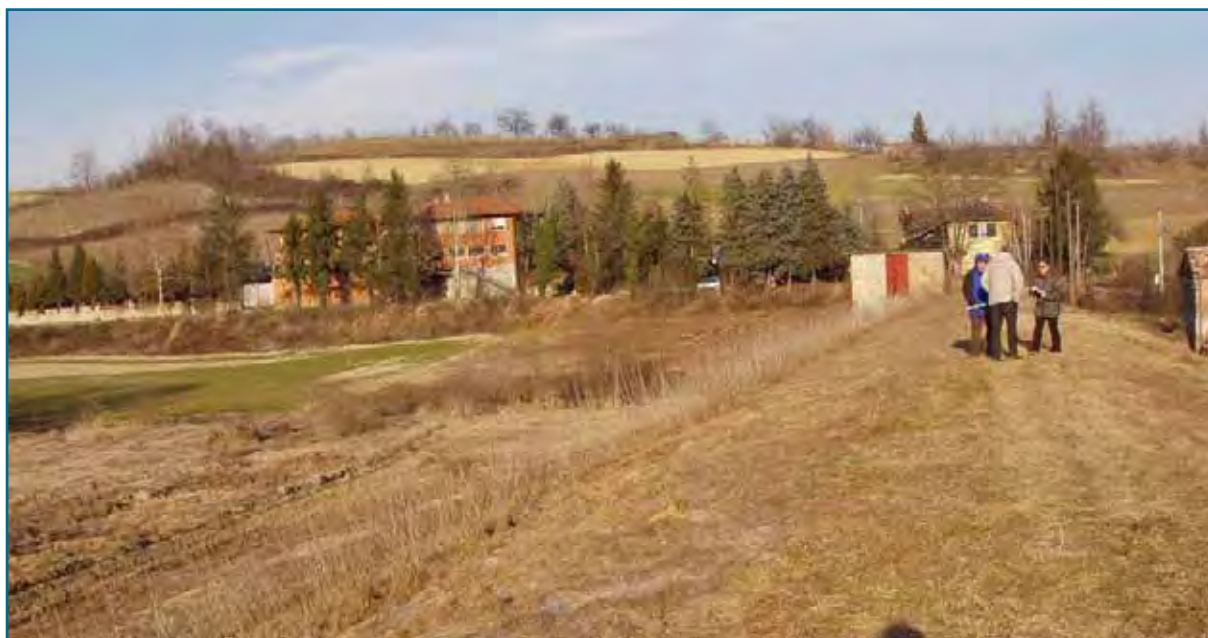


Figura 2.3 – Coronamento e paramento di monte della diga di Arignano (TO). Si può osservare un piccolo fabbricato sulla sinistra destinato ad ospitare le attrezzature di servizio dello scarico di fondo (2006).

2.3 Errato dimensionamento o assenza del canale fugatore

Il canale fugatore dello scarico di superficie (e dello scarico di fondo) dovrebbe essere per quanto possibile rettilineo o con curve ad ampio raggio per evitare la formazione di onde dovute alle correnti rapide, e deve essere ben raccordato, a valle del dissipatore, con il corso d'acqua. Questi fenomeni e la necessità di un franco adeguato (non inferiore a 0,8 m), comportano l'adozione di pareti laterali relativamente alte.

Il *“Manuale tecnico per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasi di competenza regionale”* della Regione Piemonte propone alcuni criteri al fine di evitare il rigurgito: il dislivello fra il ciglio sfiorante e il tirante idrico nella sezione di monte del collettore non deve essere inferiore a 0,2 m.

La pendenza di fondo del canale è circa $i_f = 3 \div 4 \text{ ‰}$.

Il nuovo canale fugatore della diga di Arignano (TO) avrà forma rettangolare e larghezza costante; lungo il percorso (pendenza 0,5 ‰) sono presenti quattro salti di fondo che dissipano l'energia cinetica in modo graduale e riportano il fondo scorrevole del punto di valle alla quota del canale attuale. La Figura 2.4 rappresenta il canale fugatore attuale della diga di Arignano.



Figura 2.4 – Canale fugatore dello scaricatore superficiale della diga di Arignano (TO) (2006).

2.4 Assenza dello scarico di fondo

Negli invasi esistenti di vecchia costruzione, si può riscontrare l'assenza dello scarico di fondo. Per la messa in sicurezza di tali sbarramenti si seguono le stesse procedure indicate al paragrafo 2.2.

2.5 Assenza dello scarico di superficie

In alcune dighe minori è stata rilevata l'assenza dello scarico di superficie e quindi occorre realizzarlo secondo i criteri già elencati al paragrafo 2.1.

La collocazione planimetrica dello scaricatore dipende dal tipo di struttura, dalla morfologia e geologia della valle e dalla portata massima.

Le dighe in muratura possono ospitare lo scaricatore di superficie nel corpo dello sbarramento: con sfioro a scivolo per le dighe a gravità, con lama stramazzone e vena libera nelle dighe ad arco.

Per gli sbarramenti in materiali sciolti, gli organi di scarico superficiale più comuni sono lo sfioratore laterale con canali collettore e fugatore o lo sfioratore a calice con galleria e/o tubazione di scarico.

E' meglio evitare gli scaricatori a sifone, per le innegabili difficoltà di gestione, soprattutto legate alle procedure di attivazione del funzionamento e alla pulizia.

La soluzione più frequente è quella di uno scarico a stramazzone con soglia rettilinea, talvolta con una forma planimetrica diversa per accrescere lo sviluppo della soglia sfiorante (sfioratore a becco d'anatra non presidiato).

La soglia, realizzata in conglomerato cementizio armato, viene sagomata con profilo Scimemi – Creager (Figura 2.5).

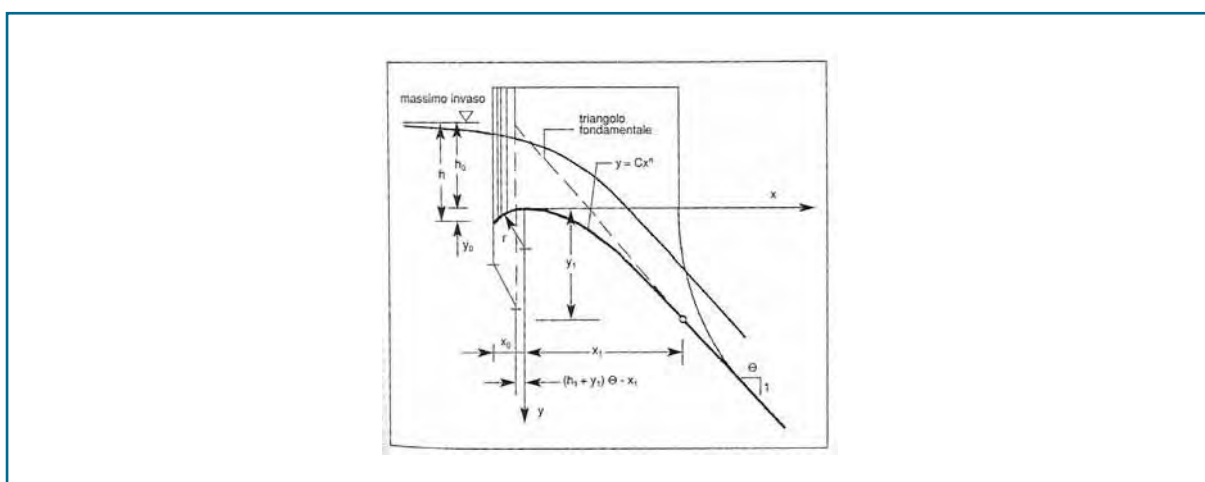


Figura 2.5 – Profilo Creager – Scimemi [Da Deppo, 1997].

I carichi (h) sul profilo tracimante sono assunti come segue:

- $h = (0,1 \times y_0)$ m per sbarramenti con altezza $0 < y_0 \leq 5$ m;
- $h = 0,5$ m per sbarramenti con altezza $5 < y_0 < 10$ m.

Come già detto, tutti i tipi di sfioratore devono essere corredati, al termine dello scarico, prima della reimmissione della portata in alveo, da opportune opere di dissipazione dell'energia cinetica.

Per la messa in sicurezza della diga della Spina a Pralormo (TO), priva di scarico di superficie, è stata proposta la realizzazione di uno sfioratore a calice la cui galleria di scarico è scavata con tecnologia “*minitunnelling*”, passante nel versante costituente la spalla destra dello sbarramento (Figura 2.6).



Figura 2.6- Corografia dell'invaso della diga della Spina (TO) con le opere di scarico ipotizzate.

2.6 Errato calcolo dell'onda di piena

Le dimensioni da assegnare agli scaricatori dipendono dalla forma, durata ed intensità dell'evento di piena (idrogramma di piena) assunto per il progetto e dal volume di regolazione compreso tra il livello di massima ritenuta e quello di massimo invaso.

E' conveniente un'accurata indagine su possibili piene diverse per forma dell'idrogramma e durata rispetto alla piena di progetto, per verificare che l'evento considerato sia realmente quello al quale corrisponde la massima portata scaricata.

Il periodo di ritorno a cui fare riferimento per dimensionare gli scarichi è generalmente di 200 anni, anche se in alcuni casi può essere di 500 – 1000 anni.

2.7 Occlusione o danneggiamento dello scarico di fondo

E' possibile che lo scarico di fondo venga ostruito a causa dell'interrimento del serbatoio; per impedire l'intasamento dello scarico causato dal materiale trasportato dall'acqua, deve essere posizionata una griglia sull'imbocco dello stesso.

Nella diga a volta di Ceppo Morelli (VB) lo scarico di fondo è stato completamente ostruito, a causa di una piena nel 1939 che causò l'improvviso interrimento della diga. La diga era dotata di uno scarico di superficie e di uno scarico di mezzofondo in grado di evacuare la portata di piena di progetto. Gli studi idrologici per la rivalutazione della portata di piena e il riesame della situazione dello scarico di fondo, hanno mostrato che il recupero dello scarico di fondo è fattibile, anche se oneroso, ma che non si può garantirne la funzionalità nel tempo. Infatti, agli usuali tempi di piena con tempi di ritorno decennali sono associati volumi di trasporto solido tali da causare un nuovo interrimento del serbatoio, nonostante qualunque precauzione gestionale venga adottata.

2.8 Occlusione parziale o totale dello scarico di superficie

Si può avere una parziale o totale ostruzione dello scarico di superficie per accidentale deposito di materiale flottante. Un'adeguata manutenzione deve garantire la pulizia delle opere di scarico di superficie.

2.9 Degrado e mal funzionamento delle paratoie, perdite a livello delle saldature

Le principali cause di degrado o mal funzionamento di paratoie sono elencate nel seguito:

- deformazioni strutturali per insufficiente dimensionamento;
- presenza di materiale di grosse dimensioni trasportato dal corso d'acqua e deposito contro la paratoia o sulla battuta di chiusura;
- elevata velocità dell'acqua;
- presenza di possibili agenti corrosivi;
- frequenza di utilizzo;
- movimento obliquo della paratoia dovuto, ad esempio, alla differente ripartizione dei carichi sui bracci, all'attrito dei perni non uniforme, alla bassa rigidità dei bracci o alla diversa lunghezza delle catene di sollevamento (Figura 2.7);
- vibrazione della paratoia.



Figura 2.7 – Rottura di una paratoia a settore dello sfioratore superficiale della diga di Folsom in California.

Per ovviare a tali inconvenienti è opportuna un'adeguata manutenzione.

Le operazioni di manutenzione e la loro frequenza sono strettamente correlate al tipo di paratoia, la cui scelta è legata essenzialmente alle condizioni e alle modalità di esercizio idraulico.

I parametri da considerare, oltre ai vincoli logistici e/o strutturali quali le dimensioni e le posizioni vincolanti, sono la presenza o meno e il tipo di sorgenti d'energia, la presenza o meno di altri apparati e automatismi di regolazione.

I parametri e le dimensioni sono da considerare quali condizioni al contorno nella determinazione delle prestazioni della paratoia.

Il primo obiettivo è quindi quello di verificare se le condizioni suddette consentono l'esercizio idraulico voluto in termini di gestione delle portate nel tempo, fissati determinati gradini di regolazione e tempi d'intervento.

Gli interventi di manutenzione devono essere preceduti dalle operazioni atte a mettere le paratoie in condizioni ottimali, sia funzionali che dal punto di vista della sicurezza.

Gli interventi principali sono:

- l'isolamento (dall'acqua) della paratoia a mezzo di opportuna panconatura da monte;
- la messa fuori servizio totale o parziale.

E' possibile determinare la frequenza degli interventi mirati al controllo, verifica e manutenzione di tali organi.

Normalmente l'ordinaria manutenzione comprende:

3.1) un trattamento anticorrosivo;

4.2) la sostituzione delle tenute;

5.3) la revisione del sistema di scorrimento (ruote, gargami e vie di corsa), da eseguire con cadenza decennale. Durante tale intervento devono essere eseguite verifiche e controlli, attraverso i quali si preventiva il periodo per la successiva manutenzione.

6.4) L'eliminazione del materiale flottante nei pressi delle opere, da svolgere con frequenza mensile e dopo ogni piena.

La manutenzione straordinaria è eseguita ogni 10-15 anni e generalmente consiste nel controllo del sistema di movimentazione, quali vitoni, madreviti, catene, riduttori e attuatori, martinetti idraulici e centraline oleodinamiche.

A fronte dei suddetti valori medi, le frequenze registrate negli impianti esistenti variano dalla metà al doppio.

Interventi

2.9.1 Trattamento anticorrosivo

Il ciclo utilizzato più frequentemente consiste nelle operazioni di sabbiatura, applicazione di una mano di verniciatura di fondo (di norma zincante a forte spessore) e applicazione di due mani di finitura di vernici epossiviniliche o a epossicatrane, ognuna dello spessore di 40 micron.

Tenute

Costituiscono la componente delle paratoie soggette alla massima variabilità tipologica, sia di forma, sia di materiali; possono essere realizzate in legno, con profili di gomma EPDM, con profili di teflon od in lamierini d'acciaio inox per quanto riguarda la parte mobile, mentre la parte fissa, montata sui gargami, è quasi sempre costituita da un piatto d'acciaio inox.

Gli interventi di manutenzione consistono nella sostituzione delle parti consumate, che nella quasi totalità dei casi riguarda la parte mobile, mentre per la parte fissa possono essere eseguiti interventi di rettifica del piano di scorrimento, quando questo presenti forti incisioni.

Sistema di scorrimento

Si effettua il controllo dei componenti del sistema di scorrimento, confrontando le misure rilevate con i dati costruttivi dei vari pezzi meccanici. Si definiscono quindi le parti che possono essere oggetto di ricostruzione e, nei casi peggiori, di sostituzione. I rilievi riguardano:

- 1.le ruote e i perni;
- 2.le bussole autolubrificanti e non autolubrificanti;
- 3.l'allineamento delle vie di corsa;
- 4.le parti su cui strisciano le tenute.

Manutenzione straordinaria

La manutenzione straordinaria comprende, oltre ai precedenti controlli, la sostituzione di alcune parti della paratoia e/o degli organi di manovra, quali:

- l'intelaiatura e le lamiere della trave a cassone;
- le lamiere dello scudo;
- le catene;
- i vitoni e le madrevisi;
- i pistoni e le relative centraline oleodinamiche;
- gli attuatori.

In questa fase, il modo di intervento e le eventuali caratteristiche dei materiali da utilizzare (qualora fossero diversi da quelli originali) saranno dettati dalle condizioni in cui si viene a trovare la paratoia, in funzione del tempo trascorso dall'ultima manutenzione e dell'utilizzo.

E' da considerare che, in sede di progettazione dell'opera idraulica, può non essere stata prevista la ridondanza degli organi di manovra e regolazione, pertanto le operazioni di manutenzione delle paratoie potrebbero richiedere la messa fuori servizio dell'intero sistema idraulico.

2.10 Degrado delle condotte degli scarichi di superficie, di fondo e di esaurimento

La scelta della tipologia di condotta da utilizzare deve essere effettuata considerando che il costo della riparazione e risistemazione delle condotte non è solitamente sostenibile per piccoli invasi. È importante valutare accuratamente la durabilità, la qualità del materiale e l'esecuzione dei lavori di posa.

Le condotte passanti nel terreno di fondazione sotto il rilevato dovranno essere posizionate ad una profondità sufficiente ed essere flessibili, per assecondare i cedimenti e per resistere alle sollecitazioni indotte da questi.

Le condotte passanti esternamente allo sbarramento possono essere realizzate in trincea e/o in galleria con il già citato metodo del “*minitunnelling*”.

I materiali comunemente utilizzati per le tubazioni sono: la ghisa sferoidale, l'acciaio, il polietilene, il PVC, il c.a. realizzato per centrifugazione.

Le pareti delle condotte possono essere soggette all'azione erosiva dovuta all'urto e allo sfregamento delle particelle solide (in sospensione o al fondo) trasportate dalla corrente idrica, generalmente in occasione di piene. Altre sedi tipiche dell'erosione sono le sezioni di scarico, le soglie e le zone a valle delle paratoie.

2.11 Perdite ai giunti

Il degrado sui giunti verticali di costruzione e sui giunti perimetrali delle dighe ad arco coincide con il deterioramento del sistema di tenuta. Tale sistema è genericamente costituito da un elemento nastriforme di tenuta (*waterstop*), generalmente annegato nel calcestruzzo a cavallo del giunto e a conveniente distanza dal paramento di monte, e da un eventuale travetto copri-giunto in calcestruzzo, disposto a filo del paramento e poggiante su feltri.

La porzione di calcestruzzo compresa tra *waterstop* e il paramento di monte ha comportamento strutturale di mensola. Essa, unitamente al travetto, sono soggetti ad azioni esterne (elevate variazioni di temperatura e umidità, gelo e disgelo, lastra di ghiaccio nel serbatoio) che determinano il loro deterioramento. Ne segue la perdita d'efficienza dei materiali di appoggio e sigillanti e anche l'allentamento del *waterstop*.

I due spigoli a monte dei conci adiacenti al giunto possono contrastare uno con l'altro in fase di chiusura del giunto o per differenti comportamenti delle fondazioni delle due mensole contigue, fino alla loro fessurazione.

In ambedue i casi si verifica un afflusso d'acqua del serbatoio verso l'interno del giunto e un aumento di percolazione nelle canne di drenaggio. Sono quindi determinanti una corretta progetta-

zione e scelta dei materiali, e soprattutto una precisa posa di questi e un getto molto accurato delle corrispondenti parti in calcestruzzo.

Un esempio di risanamento dei giunti è quello adottato per la diga in muratura di Kadamparai in India, dove le perdite da 38.000 l/min sono scese a < 60 l/min (Figure 2.8 e 2.9).



Figure 2.8 e 2.9 - Diga di Kadamparai, 2005: lavori di preparazione, installazione del manto in PVC sopra il geotessile anti-punzonamento, ed installazione completata.

Per quanto riguarda le dighe in calcestruzzo rullato compattato (RCC), si hanno problemi di perdite ai giunti indotti da contrazione dei monoliti.

Un sistema di riabilitazione è rappresentato dal “waterstop esterno”. Il sistema è costituito da:

- uno strato di supporto/antipunzonamento/drenaggio, posto sopra il paramento di monte, nella zona di possibile apertura del giunto verticale, e concepito in modo da seguire le chiusure/aperture del giunto, evitando l'intrusione del waterstop all'interno del giunto. Il supporto è in genere composto di strati indipendenti, la cui configurazione è funzione del carico idraulico e dei previsti movimenti dei giunti.
- L'elemento di impermeabilizzazione, posto sopra il supporto e ancorato indipendentemente da esso. Tale elemento ricopre il supporto, per una larghezza che è da 20 a 30 cm maggiore della possibile apertura del giunto, ed è ancorato lungo il perimetro con un ancoraggio meccanico a tenuta idraulica, dello stesso tipo adottato per gli ancoraggi al piede nelle dighe in calcestruzzo (Figura 2.10).



Figura 2.10 – Schema di un waterstop esterno.

Il *waterstop* esterno resiste a movimenti e rotazioni tra monoliti che distruggerebbero i tradizionali *waterstop*, non necessita di dreni interni, può essere collegato con un pozzetto stagno, che permette di evitare infiltrazioni al piede (Figura 2.11).

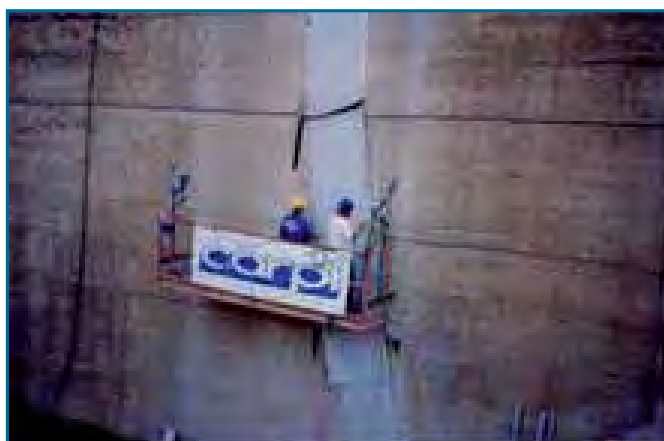


Figura 2.11- Diga di Dona Francisca, Brasile (2000): installazione del waterstop esterno.

2.12 Erosione a valle degli scarichi

E' causata dall'impatto delle acque contro il fondo vallivo in occasione dell'evacuazione delle piene dagli organi scaricatori.

L'energia cinetica della corrente idrica viene di norma dissipata al piede di valle della diga in diversi modi:

- da un bacino costituito da terreno in posto, preferibilmente roccia viva;
- da una vasca di calma in calcestruzzo; l'energia viene assorbita dal fondo e dalle pareti del bacino, in parte va dispersa sotto forma di calore;
- da una vasca di dissipazione dotata di denti sporgenti che frantumano la corrente e contribuiscono a diminuire la sua energia cinetica e quindi la sua capacità erosiva.

L'impatto determina l'azione erosiva e le sottopressioni nelle parti in cui si verifica lo smorzamento; ciò può causare la sottoescavazione del piede di valle della diga.

I fattori influenti sul processo sono: l'altezza di caduta della corrente, la qualità del terreno che riceve l'impatto, la distanza tra la zona d'impatto e lo sbarramento, la frequenza d'uso dello scarico, l'entità e la durata delle piene.

Qualora il terreno costituente il bacino di impatto sia tenero, non abbia caratteristiche meccaniche adeguate o non sia protetto, si può verificare l'escavazione di una grande fossa. La sollecitazione di compressione sulla parte di valle della fondazione della diga può arrivare a valori pericolosi, con rischio di slittamenti e ribaltamento di elementi della diga per rottura della fondazione. Nelle vasche di calma in calcestruzzo si ha erosione quando le dimensioni della vasca sono insufficienti e la platea di fondo non è abbastanza resistente, e cioè di insufficiente spessore, priva di armatura e non drenata; i lastroni formanti la platea possono sollevarsi e le strutture di dissipazione essere asportate.

Una interessante disposizione di dissipazione è costituita da un insieme di denti sporgenti posti al principio della vasca di dissipazione. La funzione dei denti è quella di frangere la corrente in arrivo, sollevandone una parte dal fondo per farla ricadere, con apprezzabile vantaggio, più a valle. La soglia inclinata posta al termine solleva la corrente in uscita, con il beneficio di proteggere dallo scalzamento per scavo la sezione terminale della vasca e di allontanare il materiale del trasporto solido di fondo.

Un altro dispositivo è quello costituito dall'inserimento, sul fondo della vasca di dissipazione, di opportuni blocchi (denti di Rehbock) che, frantumando la corrente, diminuiscono la sua energia cinetica e quindi la sua capacità erosiva.

Il dimensionamento di un bacino di dissipazione deve comunque essere opportunamente verificato sperimentalmente su modello fisico.

Lo schema della distribuzione dei denti può variare per corrispondere al maggior bisogno di dissipazione (Figura 2.12).

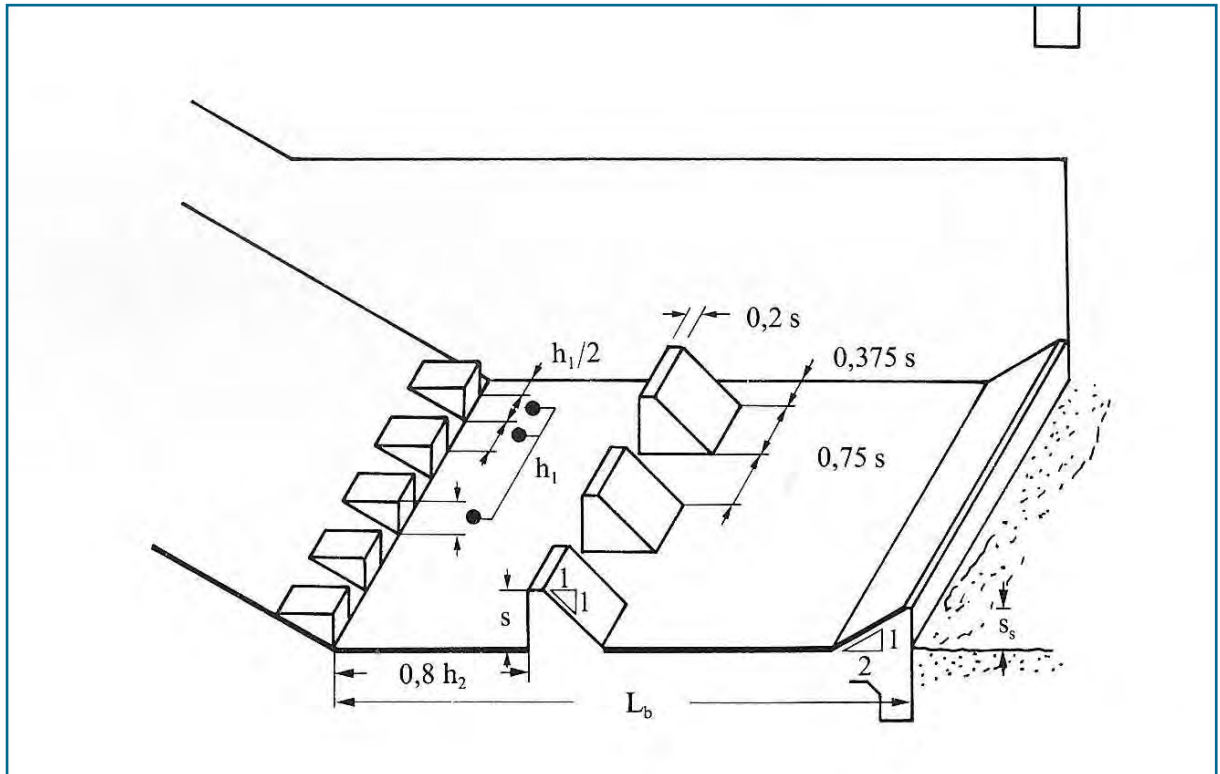


Figura 2.12 – Esempio di schema di vasca di dissipazione Type III proposto dall'USBR per Numero di Froude della corrente di monte $F_1 > 5$ [Sinniger R. O., Hager W. H., 1989].

Per la messa in sicurezza della diga del “Lago della Spina” a Pralormo (TO) si è ipotizzato l’inserimento di una vasca di dissipazione nel tratto terminale della galleria di scarico dello sfioratore a calice e dello scarico di fondo a valle della diga.

Ad Arignano (TO), per il ripristino della diga verrà realizzata una vasca di dissipazione in c. a., con il fondo rivestito con massi ciclopici, in modo da aumentare la scabrezza, limitare la velocità e assorbire le energie dissipate con il risalto.

Bibliografia

ITCOLD Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni, 1999.

Jappelli R. Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici, L'Acqua, 1/2005.

ICOLD Deterioration of dams and reservoirs, Dicembre 1983

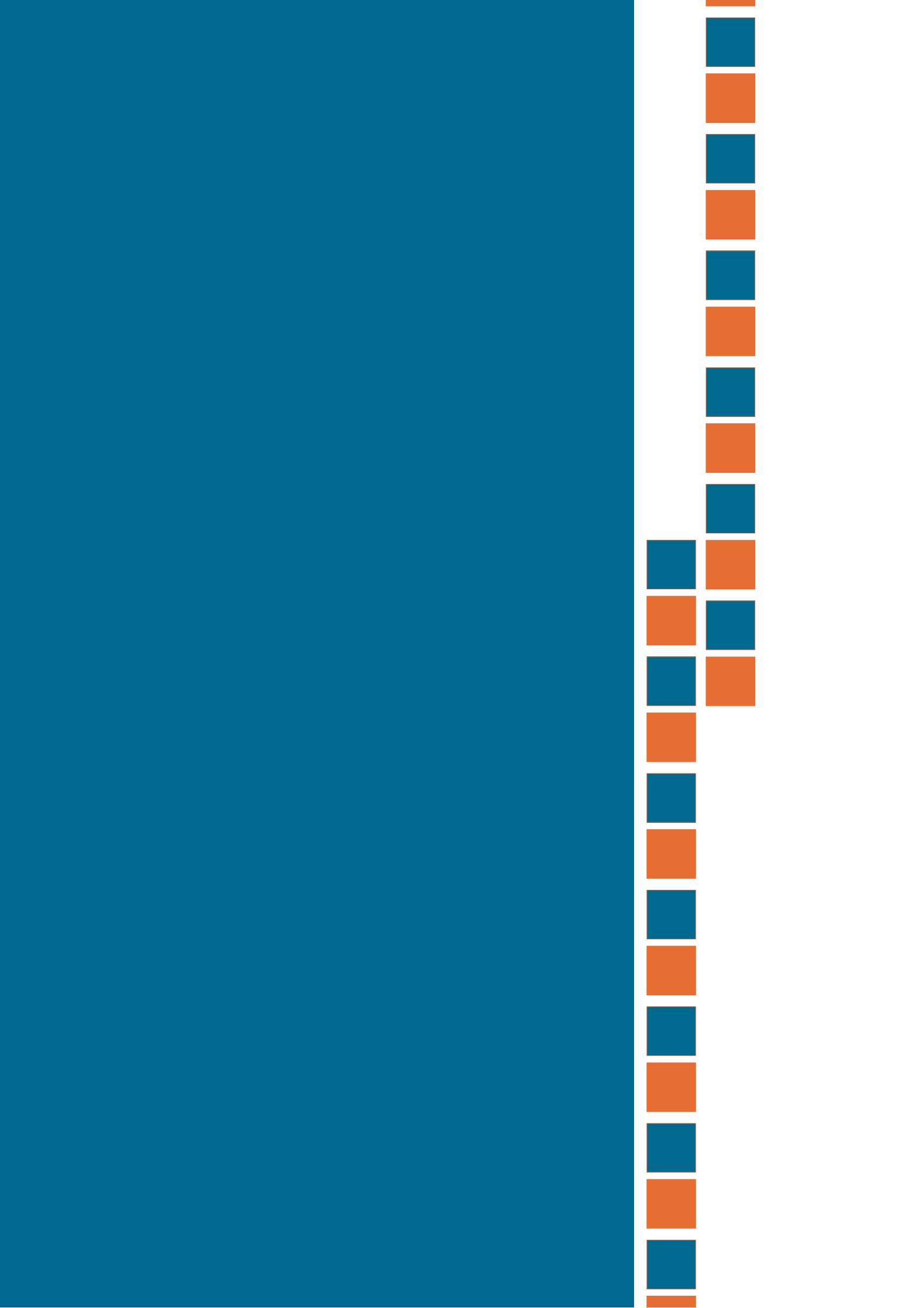
Da Deppo, Datei, Salandin Sistemazione dei corsi d'acqua, Edizioni Libreria Cortina Padova, 1995.

Nilsson, A., Norstedt, U. Internal erosion and ageing in some of the Swedish earth and rockfill dams, FLORENCE, congress 19, 1997, report 20, volume II

Sinniger R. O., Hager W. H., Constructions hydrauliques, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, 1989

Mosca P., Rosso M., Botta I. "Studio finalizzato alla redazione di un manuale tecnico relativo alle traverse fluviali e alle casse di espansione adibite alla laminazione delle piene", 2 Aprile 2005, Regione Piemonte – Difesa del Suolo, Torino.

Regione Piemonte, Direzione Difesa del Suolo – Settore Sbarramenti Fluviali di Ritenuta e Bacini di Accumulo
Manuale tecnico per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasi di competenza regionale, Aprile 2005



CAPITOLO 3
INSTABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI
IN MURATURA

3 INSTABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI IN MURATURA

3.1 Fessurazione del calcestruzzo o della muratura

L'inadeguatezza di alcune dighe murarie a sopportare le azioni determinate da normali condizioni di esercizio (carico idrico e temperatura) si manifesta con fenomeni di fessurazione. Lo sviluppo di fessure comincia talvolta già durante la costruzione, ma l'influenza sul comportamento della diga può risultare significativa anche dopo parecchi anni.

Riempimento ed esercizio del serbatoio comportano un'azione permanente e ripetuta del carico idrico; essa si traduce in campi di pressione e forze che sollecitano la struttura e la sua fondazione.

La temperatura influenza il comportamento della diga in dipendenza del tipo di sbarramento, delle caratteristiche termiche dei materiali e delle variazioni della stessa temperatura ambiente.

Nelle dighe a gravità le variazioni di livello d'invaso sono la principale causa che produce ripetute variazioni di spinta idrostatica e sottospinta, che sono tra le forze più importanti agenti su tale tipo di diga. Quando la sottopressione o pressione interstiziale supera le sollecitazioni indotte dai pesi verticali, si sviluppano sforzi di trazione sul paramento di monte. Dove la resistenza a trazione è superata e in assenza di appropriate armature, si formano fessure orizzontali nel calcestruzzo o si aprono i giunti tra le pietre nella muratura.

La fessura procede gradualmente verso l'interno del corpo diga e porta a perdite anche elevate sul paramento di valle e al piede dello sbarramento.

Generalmente, tale tipo di deterioramento è dovuto all'inadeguatezza del vecchio progetto, che non ha tenuto conto dell'effetto delle sottopressioni e delle pressioni interstiziali nel corpo diga.

L'inadeguatezza di dighe a volta a sopportare azioni ripetute porta ad un tipo di degrado che dà luogo ad una caratteristica fessurazione evolutiva.

Le fessure possono peraltro comparire anche su dighe ben costruite o essere presenti su dighe, senza che ciò costituisca un reale inconveniente per la struttura.

La configurazione delle fessure può essere varia:

- fessure orizzontali, in corrispondenza di riprese dei getti male saldate;
- fessure in prossimità delle imposte e normali a queste: compaiono presto e non hanno tendenza ad evolvere;
- fessure con andamento casuale;
- fessure in zone molto iperstatiche o in corrispondenza del confine tra zone di marcata differenza di deformabilità;
- fessure ubicate in corrispondenza della separazione tra zone di differente inerzia e marcate differenze di deformabilità;
- fessure delimitanti zone dotate di armature.

L'apertura delle fessure presenta spesso un andamento che tende a stabilizzarsi raggiungendo nel tempo una posizione di relativo bilanciamento, senza però che si possa escludere un ulteriore progresso.

In caso di sviluppo della fessurazione, il rischio da temere è quello di trovarsi con una porzione della diga separata dal resto, e in condizioni tali che la stabilità non è assicurata; ciò dipende dalle caratteristiche geometriche delle fessure ed è importante quindi una loro esatta individuazione. Quando le fessure sono passanti, danno luogo a filtrazioni con possibile attacco di acque aggressive. Nelle dighe a vani interni e a speroni, l'applicazione del carico idrico stabilizza l'evoluzione delle fessure sub-verticali caratteristiche di questo tipo di dighe; le variazioni termiche possono invece determinarne un progresso.

Il ciclo termico stagionale causa sul piano orizzontale dello sperone o gambo, delle sollecitazioni cicliche di flessione bi-assiale, in forza della differenza di temperatura tra le superfici opposte degli speroni e tra le facce esterne-interne dei vani.

La somma di tali sollecitazioni con quelle per carichi permanenti dà luogo ad elevate sollecitazioni orizzontali di trazione sulle pareti degli speroni.

Tali sollecitazioni, variando, inducono fenomeni di fatica sulle labbra ed sugli apici delle fessure, e concentrazione di tensioni; sono importanti poiché restano invariate nel ciclo, anche dopo la fessurazione. Le fessure subiscono l'alternanza di apertura e chiusura, piccoli scorrimenti, quindi usura e logorio.

Lungo la fessura si può mobilitare un'elevata resistenza tangenziale, che è sufficiente a consentire una distribuzione di sforzi poco diversa da quella di una struttura integra.

La struttura a speroni è quindi da ritenere stabile sotto i carichi permanenti. La struttura a vani interni, quando la fessurazione la divide in 2 semi-elementi, gode delle medesime condizioni statiche della struttura integra, salvo per quanto riguarda le azioni sismiche.

Fattori determinanti per lo stato fessurativo sono: la qualità del calcestruzzo, l'ubicazione in zona di elevate variazioni termiche stagionali e, nei casi estremi, i cedimenti differenziali delle fondazioni.

Nelle dighe a volte multiple, l'andamento delle isostatiche di compressione a carico idrostatico massimo, per il quale sono state dimensionate, procede entro il contrafforte da monte verso la fondazione secondo linee arcuate. Le tensioni normali a tali isostatiche sono minime, e possono risultare di trazione specialmente nella zona bassa del contrafforte.

In condizioni di massimo invaso, una rilevante spinta idrostatica si concentra sul contrafforte che è sottile; per livelli minori, cambiano l'entità e la direzione della forza risultante agente sullo sperone, e conseguenti sollecitazioni. Si verifica un flusso di tensioni periodicamente variabili entro una struttura sottile.

Per superamento della resistenza a trazione, si formano nel tempo fessure alla base dei contrafforti; esse sono in genere inclinate verso monte; quando il materiale è indebolito da altri deterioramenti, vi è la possibilità che le fessure si estendano con il tempo verso l'alto e che possano compromettere la situazione statica del contrafforte.

3.1.1 Metodologie di indagine

Le indagini sulla consistenza del calcestruzzo del corpo diga possono essere effettuate con diverse tecniche:

- sondaggi a carotaggio continuo con prove di laboratorio;
- prove soniche: carotaggi sonici, cross-holes e tomografie;
- prove di iniettabilità.

Sondaggi a carotaggio continuo con prove di laboratorio

I carotaggi o microcarotaggi sono indagini invasive, svolte anche in spazi ridottissimi, a secco o a circolazione, in strutture di qualsiasi tipo, con lunghezza variabile e di qualsiasi diametro (da 35 mm fino a 500 mm) con carote anche indisturbate. Il campione ottenuto è idoneo per prove di laboratorio, finalizzate all'individuazione di stratigrafie, armature, fessurazioni, vuoti e cavità, nonché per una verifica diretta della lunghezza e della continuità dei pali di fondazione.

Le prove di laboratorio che possono essere effettuate sui campioni di calcestruzzo sono molteplici; di seguito se ne riportano alcune:

- compressione su provini di calcestruzzo rotti per flessione (UNI 6134 1972);
- compressione di calcestruzzo (UNI EN 12390-3 2003);
- flessione di calcestruzzo (UNI EN 12390-5 2002);
- modulo elastico secante a compressione di calcestruzzo (UNI 6556 1976);
- trazione indiretta (brasiliana) di calcestruzzo (UNI EN 12390-6 2002);
- massa volumica di calcestruzzo indurito - metodo idrostatico (UNI EN 12390-7 2002);
- massa volumica di calcestruzzo indurito - metodo geometrico (UNI EN 12390-7 2002);
- gelività di calcestruzzo (UNI 7087 2002);
- profondità di penetrazione dell'acqua nel calcestruzzo (UNI EN 12390-8 2002);
- assorbimento di acqua a pressione atmosferica nel calcestruzzo (UNI 7699 1989);
- abbassamento al cono (*slump test*) di calcestruzzo fresco (UNI EN 12350-2 2001);
- contenuto d'aria nel calcestruzzo fresco - metodo con acqua (UNI EN 12350-7 2002);
- controllo della composizione di calcestruzzo fresco (UNI 6393 1988);
- massa volumica di calcestruzzo fresco (UNI EN 12350-6 2001);
- quantità d'acqua d'impasto essudata di calcestruzzo fresco (UNI 7122 1989);
- piegamento e raddrizzamento di acciaio per c.a. (UNI ISO 10065 1994);
- resistenza dei nodi di reti e tralicci saldati per c.a. (UNI ISO 10287 1995).

Prove soniche

Le prove soniche sono basate sulla misura del tempo di propagazione di un impulso meccanico tra la sonda trasmettitore e la sonda ricevente. Tale velocità dipende dall'elasticità e dalla resistenza del materiale: maggiore è la velocità, maggiore sarà il modulo elastico e quindi la resistenza, essendo infatti ogni interruzione od eterogeneità del materiale causa di un ritardo del segnale.

La strumentazione di prova è costituita da:

- una sorgente di emissione di onde elastiche (martello strumentato, vibrodina elettromagnetica od ad aria compressa);
- un captatore dell'energia sonora (velocimetro, accelerometro);
- un'apparecchiatura di rilevazione e registrazione dei segnali.

La velocità delle onde elastiche in un mezzo omogeneo, isotropo e perfettamente elastico, è legata al modulo elastico dinamico E_d , dalla seguente relazione:

$$E_d = v^2 \cdot d \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (3.1)$$

dove:

E_d = modulo di elasticità dinamico in Pa (Nm⁻²);

v = velocità dell'onda in ms⁻¹;

ν = modulo dinamico di Poisson;

d = densità del mezzo in kg m⁻³.

Nel suo propagarsi l'onda elastica perde energia, e ciò è dovuto ad una diminuzione dell'intensità legata alla legge di propagazione dell'onda di tipo sferico, mentre un'altra diminuzione avviene nelle zone di contatto tra discontinuità, dove l'energia viene in parte riflessa ed in parte rifratta.

E' così possibile misurare il tempo di propagazione dell'onda (e nel contempo verificare frequenze e attenuazioni), calcolare la velocità conoscendo la distanza reciproca tra la sonda trasmettitore e la sonda ricevente, e risalire quindi al modulo elastico dinamico.

Per effettuare la caratterizzazione dello sbarramento, finalizzata alla determinazione dei profili di velocità delle onde di taglio (onde SHV e SHH) e di compressione (onde P) e ottenere quindi i moduli elastico-dinamici degli strati attraversati dalla perforazione, si adotta il metodo del **cross-hole sonico**.

Il metodo della **tomografia sonica** consente di determinare la distribuzione della velocità sonica su sezioni piane dell'oggetto indagato. Il grado di risoluzione del metodo dipende dalle distanze tra trasmettitori e ricevitori, che possono variare da qualche metro a qualche decina di metri, dal passo di misura, che normalmente è dell'ordine del metro, e dalla "copertura angolare" dei percorsi sulla sezione investigata.

La tomografia sonica di velocità (*travel time*) consiste nell'esecuzione di un elevato numero di misure del tempo di propagazione delle onde soniche (fase P) lungo percorsi a diversa inclinazione, che mutuamente si incrociano su sezioni piane della struttura. Scopo di questa fitta rete di misure è quello di ottenere la distribuzione della velocità sonica (campo di velocità) in tali sezioni. Per i rilievi di tomografia sonica sono normalmente utilizzati dei trasmettitori e dei ricevitori. I trasmettitori sono di tipo a scintilla (*sparker*), piezoelettrico, elettromeccanico o meccanico. I ricevitori utilizzati, invece, possono essere degli accelerometri, dei trasduttori piezoelettrici o degli idrofoni.

Le misure di **carotaggio sonico** permettono lo studio delle onde soniche che si propagano nell'intorno di una perforazione e danno informazioni di dettaglio sulle caratteristiche del materiale, con una profondità di indagine di qualche decina di centimetri attorno al foro; per i rilievi di carotaggio sonico viene utilizzata una sonda costituita da un trasmettitore e da un ricevitore di impulsi sonici.

Poiché le caratteristiche del materiale e il suo stato di integrità influenzano, oltre che la velocità, anche l'ampiezza, la frequenza e la forma dei segnali sonici ricevuti, per seguire con maggior dettaglio le variazioni delle caratteristiche del materiale, viene adottato, in aggiunta al rilievo di velocità sopra descritto, il metodo del "carotaggio continuo".

Il termine "carotaggio continuo" deriva dal fatto che esso permette di ottenere l'andamento del segnale in funzione della profondità, in modo quasi continuo, comandando l'emissione di un impulso sonico dal trasmettitore con una frequenza che può variare da 1 a 5 cm di risalita della sonda lungo il foro.

I segnali vengono registrati in modo digitale con l'impiego di un computer dotato di scheda A/D; successivamente tali segnali vengono riprodotti sotto forma di diagrafie soniche, che rappresentano la sequenza dei segnali sonici in funzione del tempo sull'asse orizzontale e della profondità sull'asse verticale.

3.1.2 Interventi

Resine epossidiche

Le resine epossidiche sono resine del tipo termoindurenti, opportunamente catalizzate, e danno origine a polimeri ad alte prestazioni, che vengono ampiamente utilizzati nella costruzione di articoli tecnici.

Le resine epossidiche associano alle eccellenti proprietà meccaniche un ottimo potere adesivo, caratteristiche di isolamento elettrico e di resistenza agli agenti chimici. Esse presentano un bassissimo ritiro, un'ottima resistenza alla temperatura e un'elevata insensibilità ai substrati alcalini e all'umidità, sia prima che dopo l'indurimento.

Le resine epossidiche, opportunamente formulate, sono particolarmente indicate per il trattamento di supporti metallici, per l'adesione anche in presenza di umidità o per substrati alcalini, come il calcestruzzo.

Per il risanamento della diga al Lago Eugio (comune di Locana, TO), il trattamento delle fessure liberatesi sulle pareti laterali degli speroni della diga è stato eseguito mediante iniezioni di resine epossidiche.

Iniezioni con cementi ad alta penetrazione

Per tale tipo di intervento si esporrà il caso della diga a gravità di Ceresole Reale (TO – si veda anche il paragrafo 3.2.1). Le indagini sulla consistenza del calcestruzzo avevano evidenziato come la massa muraria esaminata presentasse fenomeni di macroporosità e vespai distribuiti in modo irregolare. E' stata quindi trattata tutta la parte superiore della diga, fino ad una profondità di 20 m dal coronamento. Alle quote inferiori è stato operato il risanamento del corpo murario mediante iniezioni ad alta penetrazione su due ampie fasce, dello spessore di alcuni metri, a ridosso dei paramenti; queste zone sono infatti maggiormente sollecitate nelle condizioni estreme di serbatoio pieno e vuoto. Gli interventi di iniezione sono stati eseguiti sia dal coronamento che dal paramento di valle (Figura 3.1).

La disposizione dei fori è a quinconce con passo di 2 m. Essi sono orientati in direzione perpendicolare al paramento, per minimizzare gli sviluppi longitudinali, e raggiungono profondità di 3 e 4 m.

Al fine di mettere a punto in modo sistematico le procedure di iniezione verificandone in vera grandezza gli assorbimenti, sono stati individuati tre conci campione preliminari, su cui sono stati tarati tutti i successivi interventi.

Per le pressioni di iniezione sono stati previsti limiti di 2 – 3 bar per le iniezioni sul paramento di valle e quelle eseguite da coronamento nelle parti corticali, con l'adozione di miscele di cementi ad alta penetrazione (microcementi); per i fori più interni invece sono stati adottati valori fino a 5 – 7 bar. Le modalità esecutive per le iniezioni eseguite dal coronamento sono state fissate in risalita su tratte di 3 m, mentre gli interventi dal paramento di valle sono stati effettuati con un trattamento unico, dando la precedenza ai fori alle quote inferiori

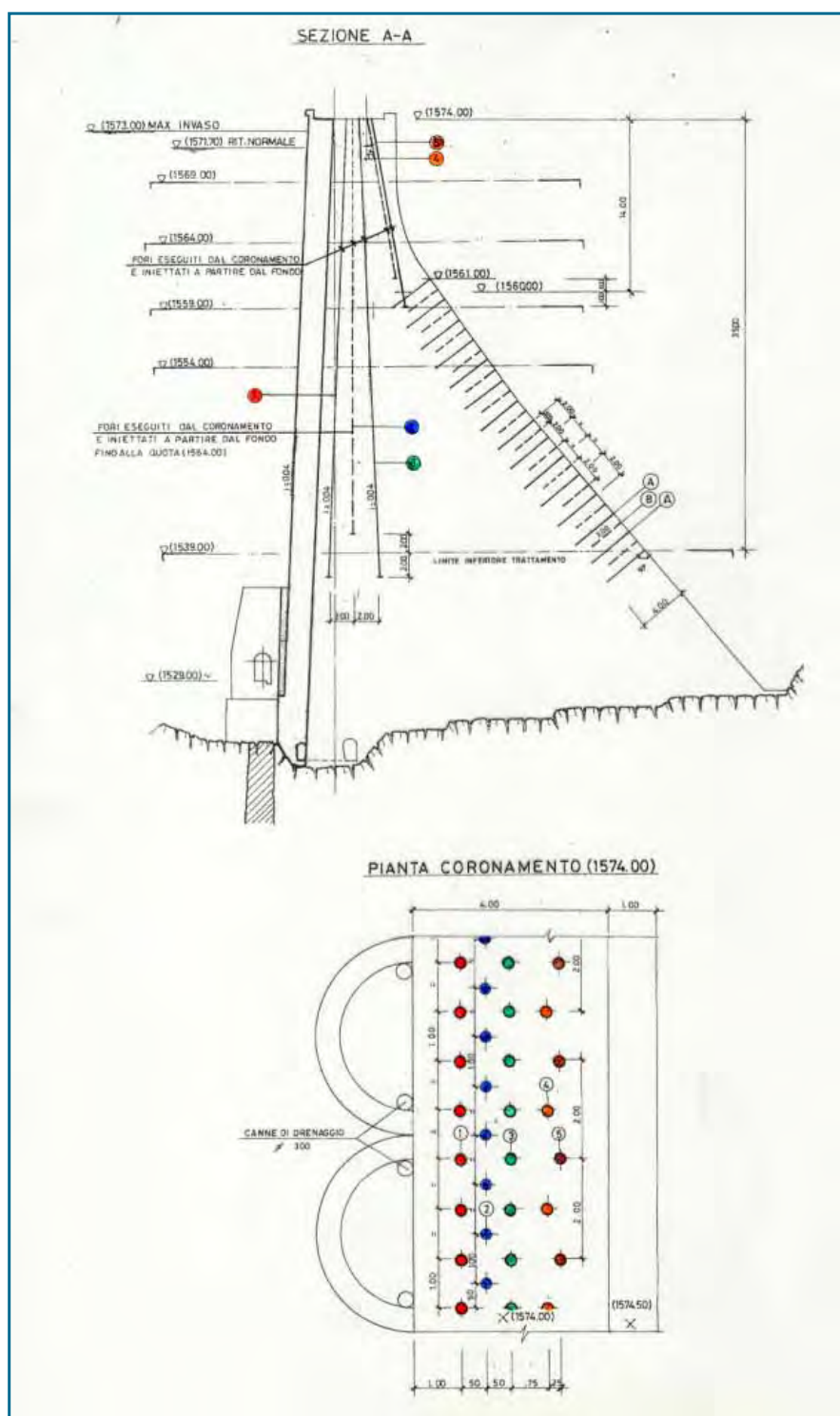


Figura 3.1 - Diga di Ceresole Reale (TO): opere di risanamento del corpo murario [A.E.M. Torino].

3.2 Degrado del calcestruzzo per i cicli di gelo e disgelo e per le variazioni della temperatura esterna

I cicli naturali di gelo e disgelo possono produrre deterioramento se si presentano opportune combinazioni di fattori interni ed esterni, che riguardano:

- a. le proprietà di calcestruzzo e malta:
 - la porosità della pasta di cemento e dell'aggregato;
 - la permeabilità;
 - la resistenza meccanica;
 - la variabilità del modulo elastico nel tempo;
 - le caratteristiche termiche;
 - la qualità dell'aggregato;
 - la modalità di posa in opera;
- b. le condizioni ambientali alle quali la struttura è esposta:
 - la posizione geografica e l'altitudine della località;
 - le temperature minima e massima raggiunte durante il ciclo e il gradiente di raffreddamento;
 - il contenuto di umidità del calcestruzzo al momento della formazione del ghiaccio;
 - l'azione erosiva del ghiaccio.



Figura 3.2 – Diga di Pourrieres - Usseaux (TO): crepe sullo sfioratore di superficie (Regione Piemonte).

La struttura, il tipo, la distribuzione e la dimensione dei pori sono determinanti per valutare le zone in cui avviene il congelamento dell'acqua a temperature molto basse.

Il calcestruzzo è più soggetto ai danni del gelo quando la sua umidità è elevata e raggiunge la saturazione; il passaggio da acqua a ghiaccio comporta un aumento di volume, causando la dilatazione del materiale oltre il suo limite elastico e/o la fessurazione superficiale, fino a completa disintegrazione della porzione di calcestruzzo interessata dall'opera.

Sul paramento di monte, il deterioramento è in genere limitato alla zona di oscillazione del livello dell'invaso; può verificarsi anche nella parte alta, per cattiva qualità dell'aggregato. Su paramenti in pietrame – malta si verifica allentamento e distacco di pietre.



Figura 3.3 – Diga di Pourrieres - Usseaux (TO): paramento di monte ammalorato [Regione Piemonte].

Gli spigoli, i giunti di contrazione e le riprese del getto sono sensibili al deterioramento. Le conseguenze dell'azione del gelo sulla sicurezza dipendono dalla passività della struttura.

Sui paramenti delle dighe, emersi ed esposti a forte insolazione o in zone di clima freddo, si verificano salti termici elevati, pulsanti con frequenza giornaliera; invece la temperatura del nucleo interno del corpo di una diga in esercizio è prossima a quella media annuale dell'ambiente esterno. Tra gli strati superficiali di calcestruzzo ed il nucleo interno del corpo diga si stabilisce quindi un gradiente termico elevato. La differenza di temperatura tra queste due zone induce sforzi di compressione nel nucleo e di trazione nello strato superficiale.



Figura 3.4 – Diga di Pourrieres - Usseaux (TO): contrafforti di valle ammalorati [Regione Piemonte].

In fase di raffreddamento, la contrazione della pasta cementizia è maggiore di quella dell'aggregato ed è da questo impedita, per cui la pasta risulta tesa. L'inverso accade in fase di riscaldamento: si ha, in particolare nello strato superficiale, alternanza di sforzi di trazione e compressione.

Si ha fessurazione in dipendenza delle caratteristiche locali meccaniche (resistenza a trazione) e deformative (modulo elastico, *fluage*). Le fessure, profonde pochi centimetri, si sviluppano sulla superficie del calcestruzzo con andamento ramificato e possono formarsi già nel primo periodo di vita dell'opera, favorite dal ritiro.

L'azione di carichi esterni può creare concentrazione di tensioni in corrispondenza delle fessure, e favorirne la penetrazione verso l'interno del corpo della diga.

Le microfessure non rappresentano un pericolo statico diretto, ma una via preferenziale per la penetrazione dell'acqua e di relativi agenti aggressivi disciolti e facilitano l'azione disgregante del gelo e disgelo.

3.2.1 Interventi

Nella diga a gravità di Ceresole Reale (TO), sul fiume Orco, le sollecitazioni di origine termica e, soprattutto l'azione disgregatrice del gelo avevano provocato un rapido deterioramento della struttura del paramento di monte, con segni diffusi di fessurazione. I lavori di riabilitazione della diga sono iniziati nella primavera del 1990 e sono stati conclusi nell'autunno 1995.

La parte inferiore del paramento è quella più sollecitata dai blocchi di ghiaccio in occasione degli svasi primaverili del serbatoio. Essa è stata protetta con uno zoccolo massiccio in calcestruzzo armato, accostato alla struttura esistente della diga, che è sicuramente meno vulnerabile al ghiaccio del sovrastante rivestimento flessibile (Figura 3.5). In corrispondenza della parte superiore dello zoccolo è stato inserito un dispositivo antighiaccio, cosiddetto "a bolle d'aria". Esso è costituito da 28 ugelli che introducono aria in pressione alle quote inferiori, sempre coperte dall'invaso, ed è finalizzato ad assicurare in superficie il mantenimento di una fascia a ridosso del paramento, libera da lastre di ghiaccio (Figura 3.6). L'aria insufflata sul fondo, che per galleggiamento tende a salire, porta con sé l'acqua meno fredda che la circonda.

Gli impianti antighiaccio sono ora diffusi in tutte le dighe nelle quali si abbia la formazione di lastre di ghiaccio dello spessore superiore a 10 ÷ 20 cm (ad esempio negli invasi per l'innevamento programmato).



Figura 3.5 – Diga di Ceresole Reale (TO): paramento di monte con contenimento dei ghiacci flottanti [A.E.M. Torino]

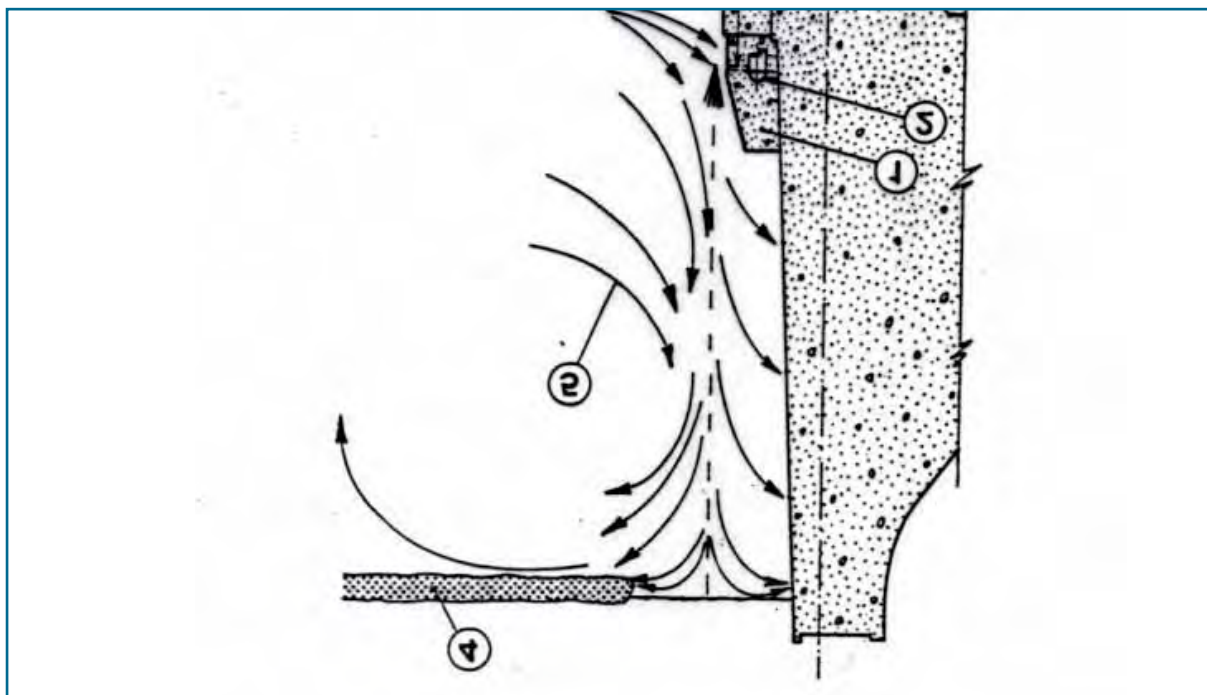


Figura 3.6 – Diga di Ceresole Reale (TO): schema del dispositivo antigelo: 1) zoccolo; 2) nuova galleria di ispezione; 3) iniettore d'aria; 4) lastra di ghiaccio; 5) direzione della corrente d'acqua. [A. E. M. Torino].

3.3 Degrado del calcestruzzo per abrasione, urti e cavitazione

L'erosione superficiale del conglomerato è dovuta all'azione delle sabbie trasportate in sospensione o sul fondo dalla corrente e degli urti di ghiaie e ciottoli trascinati sul fondo.

L'erosione riguarda inizialmente la pasta di cemento che è più vulnerabile, in seguito vengono rimosse le particelle di aggregato in superficie: si instaura un processo inarrestabile al perdurare della causa.

Anche la cavitazione produce l'erosione del conglomerato: in presenza di correnti con forte velocità, anche senza trasporto solido, localmente si possono creare riduzioni di pressione fino a raggiungere il valore della tensione di vapore; quando le bollicine di vapore giungono in una zona a più alta pressione subiscono il collasso. Se la cavitazione avviene vicino al conglomerato cementizio, questo è sottoposto ad innumerevoli urti che causano erosione. Generalmente la cavitazione interessa gli scivoli a forte pendenza.

Per ridurre tale erosione, è consigliato l'uso di aggregati di piccole dimensioni; per evitare gli effetti dell'abrasione, al contrario, è opportuno impiegare inerti di grossa dimensione.

La resistenza all'usura può essere incrementata applicando uno spolvero metallico, di quarzo o di altro materiale di elevata durezza.

Quando si temano aggressioni, è opportuno l'impiego di conglomerati fibro-rinforzati (*FRC: Fibred Reinforced Concrete*). Esse migliorano le caratteristiche del conglomerato, per cui si ha:

- limitato incremento della resistenza a trazione;
- aumento della duttilità;
- aumento della resistenza all'usura.

Le fibre impiegate sono generalmente d'acciaio nella quantità di 300-1500 N/m³; è opportuno però superare il valore 750 N/m³ di fibre per ottenere aumenti significativi della resistenza a trazione e dell'indice di tenacità.

Contro le fessurazioni dovute al ritiro plastico, vengono impiegate fibre di polipropilene.

L'aggiunta di un additivo fluidificante, a parità di rapporto acqua/cemento, consente di aumentare la lavorabilità dell'impasto.

3.4 Degrado dei rivestimenti del paramento di monte e di valle

Possiamo distinguere tra i diversi tipi di rivestimento:

a. Rivestimento in gunite armata

Il rivestimento in gunite armata è costituito da uno strato di malta proiettata a pressione, di spessore fino a circa 10 cm, provvisto di armatura metallica e ancorato al corpo diga. Tipici deterioramenti sono la fessurazione diffusa e il distacco di placche.

La fessurazione è conseguente a sforzi di trazione nella malta determinati a causa del vincolo di solidarietà con il corpo diga, che impedisce la sua libera deformazione di ritiro e a seguito di variazioni termiche rapide. Attraverso le fessure, l'acqua di serbatoio porta la sua azione negativa contro il corpo diga ed il rivestimento stesso.

Il distacco di placche trova innesco in difetti di costruzione, mancata pulizia della faccia di applicazione, distorsioni dell'armatura metallica, vespai nello spessore, che consentono percolazione di acqua.

Abbassandosi il livello del serbatoio, a tergo del rivestimento in gunite si può sviluppare una contropressione che determina il distacco. La zona di paramento più danneggiata è quella di oscillazione del livello di invaso, dove si raggiunge l'azione abrasiva dell'eventuale lastra di ghiaccio.

In climi freddi il deterioramento del rivestimento in gunite si verifica in un periodo di 10-20 anni.

b. Rivestimento in bolognini squadriati a giunti stilati

È costituito da un manto di masselli, in pietra di elevate caratteristiche meccaniche, di spessore 40-60 cm, legati tra loro da giunti in malta cementizia, formanti campi corrispondenti ai conci della diga. Si trova solamente su dighe costruite prima del 1960.

Nel caso di dighe in pietrame e malta, il rivestimento è spesso collegato al corpo diga mediante uno strato di transizione, perché in genere realizzato successivamente a quello; è invece immorsato nel caso delle dighe in calcestruzzo in quanto eseguito contemporaneamente al getto.

Quando la solidarietà con il corpo diga è limitata (corpo in pietrame e materiale sciolto), nello spessore del rivestimento sono indotti sforzi che risultano gravosi per le sezioni di minor resistenza, quali i giunti, con conseguente fessurazione della malta; a ciò contribuiscono – come già detto - anche le rapide variazioni di temperatura atmosferica. Tra i campi di rivestimento relativi a conci adiacenti, si riscontrano l'insorgere di forze di contrasto determinate dall'elemento a copertura del giunto e il conseguente allentamento e distacco di estese zone di rivestimento.

Su dighe in calcestruzzo, deterioramenti simili sono dovuti alla differenza di caratteristiche elastiche e termiche esistente tra malte e bognini costituenti il rivestimento.

La protezione in bognini è molto efficace contro l'azione di rottura del gelo e quella abrasiva delle lastre di ghiaccio. La durata del rivestimento può valutarsi in almeno 40 anni su dighe in pietrame e malta e anche per più lunghi periodi su opere in calcestruzzo.

Sul paramento di valle dello sbarramento in muratura di Sant'Anna di Valdieri (CN) si è riscontrato il degrado dei giunti dei bognini del rivestimento della platea (Figura 3.7). I provvedimenti necessari a risolvere tale anomalia consistono nell'inserimento di resine impermeabilizzanti nelle fessurazioni e nell'esecuzione di locali ripristini sui manufatti esistenti.



Figura 3.7 – Diga di Sant'Anna di Valdieri (CN): degrado dei giunti dei bognini di rivestimento della platea.

Rivestimento in geomembrane sintetiche flessibili

Le principali caratteristiche delle geomembrane sono già state illustrate al paragrafo 1.3.1.

Nella diga di Ceresole Reale (TO), gestita dall'A.E.M. Torino, la geomembrana posta a protezione sul paramento di monte, è stata sottoposta ripetutamente a prove di laboratorio per valutarne il processo di invecchiamento. Si dispone dei risultati ottenuti all'atto delle posa e a cinque e undici anni dalla sua applicazione (Tabella 3.1).

Tabella 3.1 – Diga di Ceresole Reale (TO): risultati delle prove di laboratorio sulla geomembrana impermeabile prima della posa e dopo 5 e 11 anni dalla messa in opera [A.E.M. Torino].

Prove svolte e caratteristiche misurate	Norma	Unità di misura	Campione vergine		Campione prelevato dopo 5 anni dalla posa in opera		Campione prelevato dopo 11 anni dalla posa in opera	
			fuori acqua	zona bagnasciuga	fuori acqua	zona bagnasciuga	fuori acqua	zona bagnasciuga
Estrazione dei plastificanti	ISO 6427	%	33,4	33,4	28,5	28,5	27,15	25,9
Contenuto in plastificanti								
Trazione	UNI 8202/8	MPa	15,6	15,6	15,9	16	16,2	15,1
Direzione longitudinale								
Sforzo a rottura		%	267	267	265	312	232	230
Deformazione a rottura								
Direzione trasversale	UNI 8202/8	MPa	16,8	16,8	16,1	16,5	15,7	14,6
Sforzo a rottura								
Deformazione a rottura	UNI 8202/8	%	280	280	284	330	251	260
Spessore nominale (a 20 kPa)	ASTM D5199 UNI 8202/6	mm	2,53	2,53	2,31	2,40	2,19	2,34
Durezza (Shore A)	UNI 4916	n°	80	80	78	78	78	80
Permeabilità al vapor d'acqua	UNI 8202/23	g/(m ² ·24h)	1,00	1,00	1,05	1,20	0,82	0,93
Permeanza								
Coefficiente di permeabilità		m/s	1,36x10 ⁻¹³	1,36x10 ⁻¹³	1,24x10 ⁻¹³	1,56x10 ⁻¹³	9,63x10 ⁻¹⁴	1,17x10 ⁻¹³

c. Rivestimento in calcestruzzo d'Alag

Il calcestruzzo d'Alag si compone di un legante idraulico al 50 % di allumina (tipo SECAR 51) e aggregato d'Alag (Aluminous Aggregate), un aggregato alluminoso sintetico prodotto dalla fusione di bauxite di altissima qualità e di cemento finissimo in un aggregato parzialmente ricristallizzato del 40% circa di allumina. Le grandi prestazioni fisiche e chimiche del calcestruzzo d'Alag sono dovute all'altissima qualità di prodotti di partenza, la stabilità chimica e mineralogica dei componenti ed il collegamento specifico tra gli alluminati di calcio del legante e gli alluminati di calcio degli aggregati.

Il calcestruzzo ottenuto con cemento d'Alag ha alta densità, è impermeabile ed è dotato di durezza e resilienza eccezionali. Inoltre ha marcate affinità chimiche con il normale cemento alluminoso che lo rende perfettamente compatibile con tali tipi di cementi e calcestruzzi.

Il calcestruzzo d'Alag può essere utilizzato in applicazioni che richiedono:

- resistenza all'abrasione;
- resistenza agli urti;
- resistenza alla corrosione;
- resistenza alle alte temperature;
- resistenza ai cicli termici.

Nel caso di una traversa, la sua utilizzazione è prevista per rivestire la superficie della platea. Questo ricoprimento assicura una grande resistenza agli urti del materiale lapideo che passa sulla traversa e può quindi preservare l'intera struttura da danneggiamenti più evidenti.

L'utilizzo di questo calcestruzzo sostituisce quindi ad esempio i classici bolognini in pietra, che di frequente si vedono in queste opere: il suo utilizzo rispetto a questi ultimi si giustifica con le elevatissime prestazioni, benché il suo costo sia leggermente più elevato della pietra lavorata.

3.5 Contrazione, ritiro, *fluage* del calcestruzzo

I fenomeni interni alla massa del calcestruzzo, che ne causano la contrazione, comprendono:

- reazioni chimiche e fisico – chimiche interne;
- scorrimento viscoso (*fluage*, *creep*) in caso di sforzi di compressione elevati e prolungati;
- ritiro del calcestruzzo che si manifesta per un periodo di qualche anno e può durare anche decine di anni.

La contrazione del calcestruzzo ha effetti simili a quelli di un calo di temperatura.

Di seguito vengono valutati gli effetti della contrazione su diverse tipologie di dighe:

a. Dighe ad arco

Nelle dighe ad arco la contrazione per ritiro produce accorciamento degli archi. I punti di chiave subiscono uno spostamento progressivo irreversibile verso valle, con valore massimo al coronamento. Si ha un basculamento delle mensole più alte verso valle e in tal modo la porzione di monte della relativa fondazione viene a trovarsi scaricata. Si verificano il sollevamento della parte di monte del piede della diga e lo scollamento del corpo diga dalla fondazione. L'effetto mensola aumenta in conseguenza della diminuzione dell'effetto arco nella parte bassa della diga.

Dal punto di vista statico si ha un'importante modifica delle condizioni d'appoggio della diga, in quanto le maggiori sollecitazioni di compressione, esercitate sulla parte a valle della fondazione, causano lo spostamento a valle della reazione d'appoggio.

Come conseguenza idraulica, nella zona sollevata di monte penetra la pressione idrostatica dell'invaso. La zona scollata può progredire fino ad interessare direttamente i drenaggi. Si determina l'aumento dei gradienti idraulici e delle perdite dei drenaggi, con punte massime quando il serbatoio è pieno e nella stagione fredda.

b. Dighe ad archi multipli

Hanno un comportamento diverso dalle precedenti a causa dell'inclinazione della generatrice degli archi della volta e della loro elevata altezza rispetto alla corda.

Poiché la fondazione degli archi è rigidamente vincolata, nelle sue vicinanze l'effetto arco è molto ridotto. La tendenza allo scollamento della fondazione è meno marcata.

Si ha lo sviluppo di una certa fessurazione degli archi in fondazione, in dipendenza delle situazioni geometriche locali. Tali fessure di norma non mettono in discussione la stabilità.

c. Dighe a speroni e a vani interni

La parte inferiore dei singoli speroni può non adattarsi alla contrazione del calcestruzzo, a causa dei legami a geometria variabile con la fondazione.

Il ritiro determina fessurazione con andamento sub-verticale a partire dal piano di fondazione: le fessure si sviluppano sulle facce degli speroni o gambi e, per le dighe a vani interni, anche sulle facce di monte e di valle.

L'apertura delle fessure si stabilizza dopo alcuni anni dalla costruzione e le oscillazioni naturali sono dovute alle variazioni termiche.

Le fessure sono giunti di costruzione naturali, generate nel periodo di dissipazione del calore di idratazione e di sviluppo del ritiro. L'applicazione del carico idrico determina deformazioni dello sperone o gambo, che riducono l'apertura della fessura e ne stabilizzano l'evoluzione.

La pericolosità delle fessure dipende dalla loro geometria e dal fatto che arrivino a tagliare completamente lo sperone.

d. Dighe a gravità

Una fessurazione simile a quella degli speroni può svilupparsi all'interno del corpo diga a partire dal piano di fondazione. L'apprezzamento all'esterno di tale stato fessurativo è impossibile, in quanto questo tipo di diga è privo di vani interni nei quali osservare il fenomeno.

3.5.1 Interventi

Per il risanamento e la protezione dagli effetti dovuti alle fessurazioni, è possibile l'utilizzo di calcestruzzo proiettato.

Si tratta di una miscela di cemento, aggregati, acqua ed eventuali aggiunte e/o additivi e/o fibre, che proiettata mediante una lancia ad aria compressa sulla superficie di applicazione, permette di ottenere una massa compatta e omogenea.

Il calcestruzzo proiettato può essere armato o non armato. Esso viene definito gunite nel caso vengano impiegati aggregati di dimensione massima uguale o minore di 4 mm (sabbia).

Nella diga muraria a speroni di San Giacomo di Fraele (SO), per la protezione delle superfici interne dei vani, è stato realizzato un rivestimento in calcestruzzo proiettato (2003-2005), di spessore di almeno 10 cm, sostenuto da rete elettrosaldata fissata mediante inghisaggi di adeguate barre di armatura agli speroni. Prima di procedere all'esecuzione del calcestruzzo proiettato, le superfici sono state trattate con idrogetti ad alta pressione. Preliminarmente al rivestimento, negli speroni sono stati eseguiti adeguati drenaggi, mediante perforazione e successivo inserimento di tubi microfessurati, per evitare infiltrazioni a tergo del calcestruzzo proiettato (Figure 3.8 e 3.9).



Figure 3.8 e 3.9 – Diga di San Giacomo di Fraele (SO): lavori di idroscarifica e posa della rete elettrosaldata [A.E.M. S.p.A.].

Sul paramento di monte della diga di Ceresole Reale (TO), sul fiume Orco, il calcestruzzo proiettato, di spessore 18 cm, è stato applicato in due strati ed è stato armato con reti metalliche elettrosaldate. Sul paramento così trattato, si è applicato un geocomposito impermeabile (Figura 3.10).

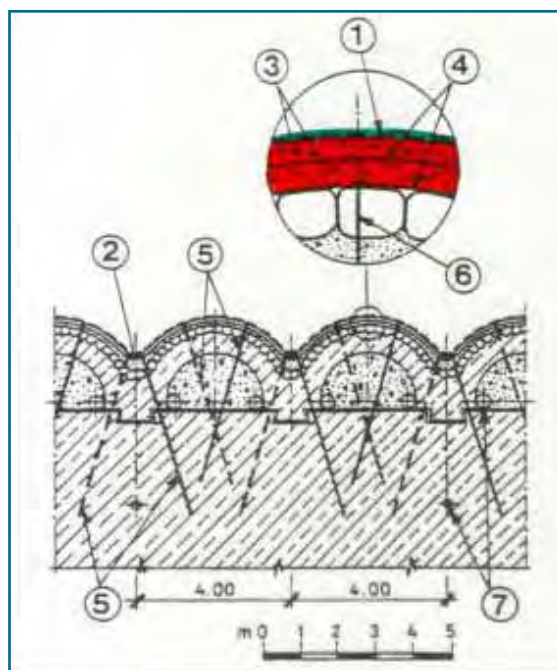


Figura 3.10 - Diga di Ceresole Reale (TO): schema di rivestimento del paramento di monte: 1) geomembrana, 2) dispositivo di fissaggio, 3) calcestruzzo proiettato, 4) reti metalliche, 5) ancoraggi profondi, 6) chiodo di fissaggio, 7) dreni verticali [A.E.M. Torino].

3.6 Invecchiamento e degrado del calcestruzzo

L'alterazione più importante che la pasta cementizia può subire per azioni dell'ambiente esterno è quella della permeabilità: si ha una facile penetrazione di agenti dannosi dentro il corpo diga.

Le strutture su cui l'alterazione è più marcata sono:

- costituite da materiali inadeguati e/o messi in opera da tecnologie primitive;
- di spessore insufficiente;
- ubicate in zone a condizioni climatiche severe;
- soggette ad attacco di acque aggressive.

La permeabilità intrinseca del calcestruzzo e della malta dipende principalmente dai seguenti fattori:

- l'uso di cementi non adatti (ad esempio il "Portland" che, a contatto con acque ricche di solfati (SO_4), che si combinano con gli alluminati del calcestruzzo, è soggetto alla formazione di un solfoalluminato di calcio idrato noto come ettringite. Questa reazione causa un aumento di volume per cui le parti corticali del calcestruzzo si gonfiano e producono fessurazioni, che espongono la massa interna del calcestruzzo al degrado. Si rende quindi necessario l'uso di cementi pozzolanici o ferrici, questi infatti a causa della modesta quantità di calce libera presente, sono poco soggetti alla formazione dell'ettringite. E' inoltre opportuno realizzare in questi casi calcestruzzi poco porosi e quindi con rapporti A/C non superiori a 0,5);
- le caratteristiche dell'impasto: compattezza, tipo e quantità di cemento, granulometria degli inerti, rapporto acqua/cemento, impiego di additivi;
- il metodo di posa in opera e il compattamento;
- le modalità di maturazione.

La propagazione di acqua e gas nel calcestruzzo e nella malta è possibile se i pori sono superiori ad una dimensione minima (10^{-6} m) e se sono tra loro comunicanti. Si ha dapprima diffusione e trasporto nella rete dei pori, poi assorbimento capillare o a pressione idraulica.

L'aumento della permeabilità è, a sua volta, all'origine di processi di degrado dovuti all'azione di agenti aggressivi esterni e a fenomeni di alterazione fisica, quali gelo e disgelo.

La permeabilità globale della massa muraria dipende da diversi elementi:

- permeabilità intrinseca;
- presenza di fessure;
- alveolature e porosità, difetti dei giunti, riprese del getto, ecc.

A seguito dell'aumento della permeabilità, si riscontrano filtrazioni sul paramento di valle, in particolare nelle dighe a gravità in pietrame e malta, e sull'intradosso di archi sottili in corrispondenza delle riprese del getto.

Sui piani di ripresa del getto si formano forze di sottospinta, che riducono la stabilità.

3.6.1. Interventi

Per il risanamento del calcestruzzo, si interviene con l'utilizzo di iniezioni. Tali tecniche sono descritte al paragrafo 3.1.2.

3.7 Degrado del calcestruzzo dovuto all'attacco delle acque aggressive

Le caratteristiche delle acque variano durante l'anno: la maggiore concentrazione di sali presenti nelle acque si ha nella stagione asciutta. Inoltre il ricambio di acqua nel serbatoio, conseguente al bilancio apporti – utilizzazione, ne determina la qualità.

L'attacco può svilupparsi anzitutto sul paramento di monte, nelle aree esposte a fluttuazione del livello di invaso, nella parte più bassa della diga, dove il differenziale di pressione è più elevato, sulle fessure, sui giunti deteriorati, nei passaggi d'acqua, nelle riprese del getto, sulle zone di calcestruzzo debole o poroso, nelle zone di concentrazione delle armature metalliche. Esso è facilitato dall'elevata permeabilità del calcestruzzo e della malta riscontrabili nelle vecchie dighe.

L'attacco di acque pure o contenenti solfati conduce alla perdita di resistenza e peso del calcestruzzo e della malta; in generale però la diga è abbastanza massiva e può sopportare tali perdite.

Sui piani di ripresa nel corpo diga si formano sottopressioni: l'aumento della sottospinta e la perdita di peso possono compromettere la stabilità delle dighe a gravità. Altra conseguenza è la corrosione delle armature metalliche lasciate scoperte.

a. Azione delle acque pure

Le acque pure, con basso contenuto di sali disciolti e presenza di anidride carbonica CO_2 ($\text{pH} < 7$) sono tipiche di zone di montagna, dove si raccoglie acqua di neve o ghiaccio.

L'azione aggressiva consiste nella dissoluzione dei componenti della pasta di cemento, in particolare dell'idrossido di calcio, Ca(OH)_2 , che è il più solubile. Questo reagisce con l'anidride carbonica presente nell'acqua o nell'atmosfera formando il carbonato di calcio, CaCO_3 , insolubile. La parte di anidride carbonica in eccesso ai fini della reazione, si combina con l'acqua e forma il bicarbonato di calcio, $\text{Ca(HCO}_3)_2$, altamente solubile e facilmente rimovibile.

I due processi descritti portano anche separatamente alla decomposizione dei silicati e degli alluminati di calcio presenti nella pasta, con la formazione di ulteriore idrossido di calcio, Ca(OH)_2 .

Tipici sono i depositi e le efflorescenze di carbonato di calcio, CaCO_3 , lasciati dall'acqua, lungo i suoi passaggi, sulle fessure, sui giunti e sulle riprese; per contro, tali depositi possono sviluppare un'azione protettiva, bloccando le vie di propagazione dell'attacco.

Anche le acque neutre ($\text{pH} = 7$) possono sviluppare le stesse conseguenze, quando il legante è debole ed è costituito da calce o miscele di vecchio tipo a base di cemento Portland.

Gli effetti negativi causati nel calcestruzzo dalle acque pure sono:

- la perdita di resistenza del calcestruzzo o della malta;
- l'aumento del flusso di filtrazione e della sottospinta;
- una coesione ridotta sui piani interni;
- i problemi idraulici.

b. Azione delle acque contenenti solfati

Sotto l'attacco dei solfati si sviluppano alcuni processi:

- la trasformazione dell'idrossido di calcio, Ca(OH)_2 , presente nella pasta di cemento, in solfato di calcio in cristalli;
- la trasformazione degli alluminati e ferriti idrati in solfo-alluminati e solfo-ferriti.

Tutti questi prodotti sono insolubili ed espansivi; il rigonfiamento, provocato dalle reazioni, è la causa principale della perdita delle caratteristiche meccaniche del materiale e della conseguente disintegrazione dell'impasto.

Il solfato di magnesio, presente nelle acque marine, reagisce con il silicato di calcio abbassando il pH della pasta di cemento e innescando un processo di dissoluzione dell'idrossido di calcio. Si ha quindi la decomposizione dei silicati di calce idrati e la conseguente perdita di resistenza.

L'azione dei solfati dipende dalla loro concentrazione, dalle condizioni particolari in sito e dalla loro origine. Il loro attacco è favorito dai leganti ad elevata alcalinità.

Quando i prodotti dei processi sono dilavabili dal flusso d'acqua, si ha un aumento della permeabilità del calcestruzzo e della malta.

3.7.1 Interventi

Possibili soluzioni per il ripristino della tenuta e del calcestruzzo sono rappresentate da:

- realizzazione di una copertura di calcestruzzo proiettato e rete elettrosaldata, eseguita dopo il disaggancio e la pulizia delle parti più degradate e instabili del paramento;
- risanamento del calcestruzzo con l'intasamento delle macroporosità con iniezioni puntuali e diffuse di miscele cementizie;
- applicazione di dispositivi di impermeabilizzazione flessibili (geomembrane).

3.8 Reazione alcali – aggregati (AAR) del calcestruzzo

Il deterioramento del calcestruzzo può verificarsi a causa del rigonfiamento osmotico della parte gelatinosa silico – alcalina che si forma tra gli alcali (Na_2O e K_2O), liberati dall'idratazione del cemento, e alcune rocce silicee e minerali costituenti gli aggregati.

Gli alcali provenienti dagli aggregati possono, a loro volta, risultare deleteramente reattivi.

I principali parametri che regolano il fenomeno di reazione alcali – aggregati sono:

- il tasso di umidità del calcestruzzo: esso è massimo sul paramento di monte, vario nel corpo diga, in dipendenza della circolazione dell'acqua proveniente da monte e dalla fondazione;
- la diffusione degli alcali nella pasta di cemento;
- la reattività della silice contenuta nell'aggregato.

Gli effetti della reazione sono eterogenei e sono rappresentati dai seguenti fenomeni:

- sforzi di compressione nella direzione confinata delle spalle nelle dighe a gravità; nelle dighe ad arco si ha invece una certa libertà di deformazione;
- rigonfiamento, sollevamento (parecchi mm/anno) e spostamento verso monte del coronamento;
- fessurazioni sui paramenti: orizzontali sotto il coronamento sui paramenti di monte e di valle nelle dighe a gravità; fessure orizzontali al piede di valle nelle dighe ad arco;
- elevati sforzi di trazione e conseguenti fessure verticali, non molto profonde, sulla parete interna dei pozzi e delle canne di drenaggio, nel piano diametrale coincidente con quello di compressione destra – sinistra.

Il fenomeno è irreversibile e non si arresta spontaneamente; sono necessari interventi difensivi atti ad arrestarlo.

Alcune conseguenze del fenomeno, non del tutto negative, sono:

- le fessure alte sul paramento di valle sono drenanti e ubicate in zone con resistenza generalmente sovrabbondante;
- la reazione laterale generale è fortemente stabilizzatrice; sulle dighe ad arco compare un “effetto volta” che è stabilizzatore.

Gli effetti negativi sono elencati di seguito:

- tendenza della struttura a scivolare sulla fondazione, dovuta all'eccessiva componente tangenziale degli sforzi di confinamento quando le sponde sono a debole pendenza;
- tendenza della struttura allo scollamento e al sollevamento dalla fondazione, dove il profilo della sponda presenta convessità verso l'alto;
- deformazione del calcestruzzo nelle zone adiacenti alle paratoie, in particolare negli scarichi di superficie;
- instabilità dello sbarramento quando l'orientamento delle fessure è sfavorevole e gli sforzi nelle zone non fessurate sono troppo elevati.

La diga ad arco – gravità di Piantellessio in Valle Orco (TO), costruita dall'Azienda Energetica Metropolitan di Torino negli anni 1951 – 56, dopo i primi venti anni di regolare esercizio, a partire

dalla fine degli anni '70 ha iniziato un processo di deriva verso monte. La componente irreversibile della deformazione radiale in corrispondenza del coronamento ha raggiunto circa 40 mm, valore superiore alla componente reversibile annua. Le analisi chimiche del calcestruzzo hanno accertato la presenza di aggregati reattivi (quarzi amorfi) ed evidenziato la presenza di prodotti di neo – formazione (gel di ettringite), tipici del fenomeno di reazione alcali – aggregati, che hanno indotto un rigonfiamento della struttura, associato alla comparsa di alcune fessure nei cunicoli radiali superiori. Dopo un attento monitoraggio e utilizzo di un modello matematico, atto a simulare l'evoluzione del fenomeno nel tempo, è stata prevista l'esecuzione di tagli verticali nella parte superiore dello sbarramento, sopra il cunicolo superiore, eseguiti con la tecnica a filo diamantato e la successiva iniezione dei tagli a tratte di sviluppo limitato.

La diga ad elementi cavi sul torrente Poggia, affluente di sinistra dell'Oglio (comune di Cervo – BS), è soggetta ad un innalzamento degli elementi e ad uno spostamento verso valle della loro cresta, valutabili, nell'elemento centrale, rispettivamente di 1 mm/anno e 0,2 mm/anno. La ricerca condotta dalla Edison S.p.A., società concessionaria, ha confermato la presenza della reazione alcali – aggregati nel calcestruzzo, dovuta all'elevata presenza di alcali (Na_2O e K_2O) soprattutto negli aggregati, e del gel amorfo caratteristico del fenomeno (Figura 3.11).

Sono state eseguite prove di valutazione del progredire del fenomeno espansivo, che indicano la sua prosecuzione nel tempo ancora per 40 - 50 anni.



Figura 3.11 – Diga di Poggia (Cervo – BS): reazione alcali – aggregati nel calcestruzzo (Edison S.p.A.).

Sono state eseguite diverse analisi numeriche della diga del Poggia, con un modello preliminare in cui il fenomeno espansivo è stato simulato come un fenomeno di tipo termico. Le risultanze di questi modelli, calibrati riguardo alle deformazioni misurate, essenzialmente al piano di coronamento, hanno suggerito una verifica in situ anche dello stato tensionale.

Queste analisi hanno portato a definire il processo espansivo indotto da AAR, in particolare la sua anisotropia, essenzialmente in funzione dello stato di sollecitazione a compressione, dello stato di vincolo, dell'umidità e della temperatura.

E' stato inoltre definito dal CESI un nuovo modello, Stress Dependent Expansion Model, che considera la legge di espansione in funzione inversa dello sforzo di compressione (Figura 3.12).

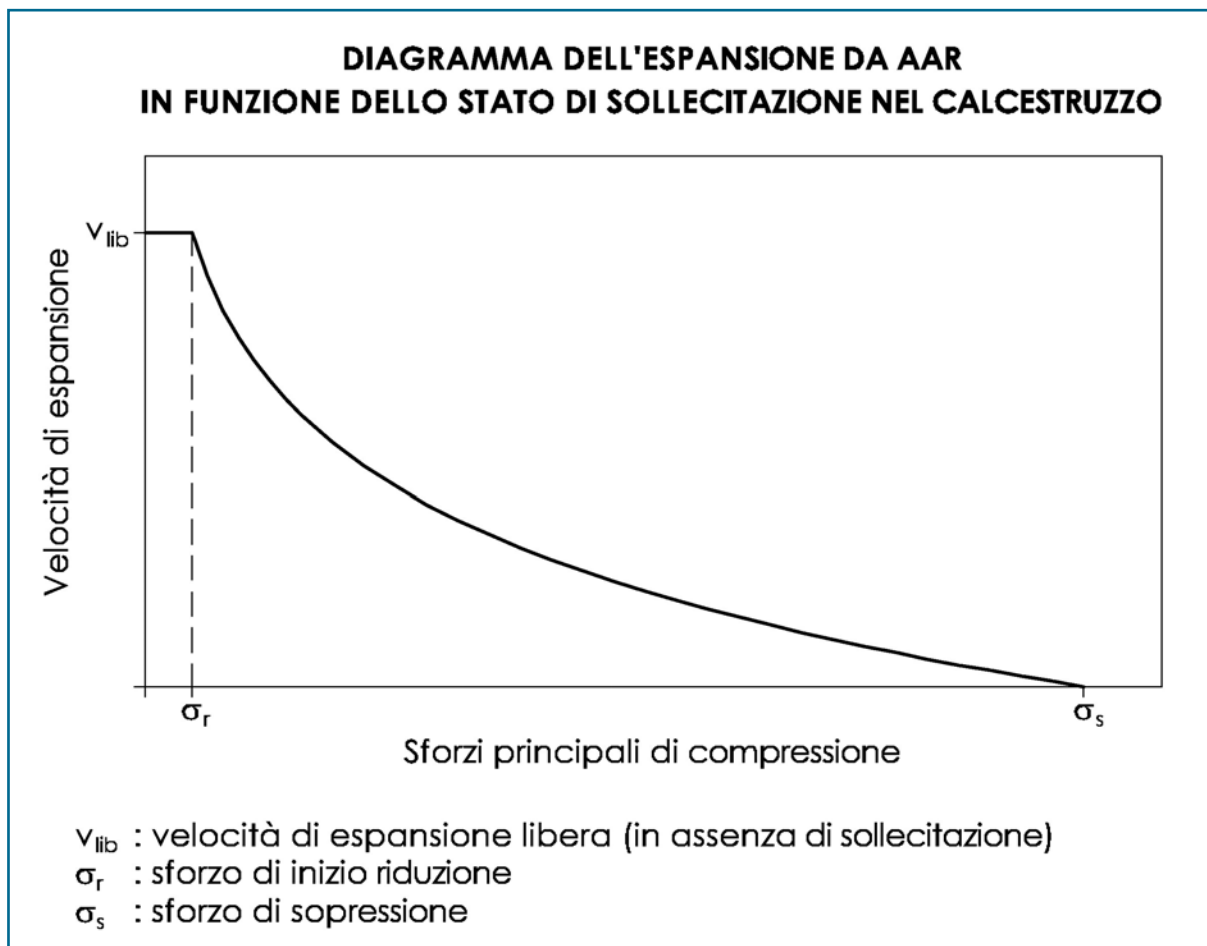


Figura 3.12 – Legge di espansione in funzione inversa dello sforzo di compressione [Diga di Poggia, Edison S.p.A.].

I risultati numerici hanno confermato quelli delle modellazioni preliminari, ma le sollecitazioni massime e le loro aree di influenza risultano ridotte (Figure 3.13 e 3.14).

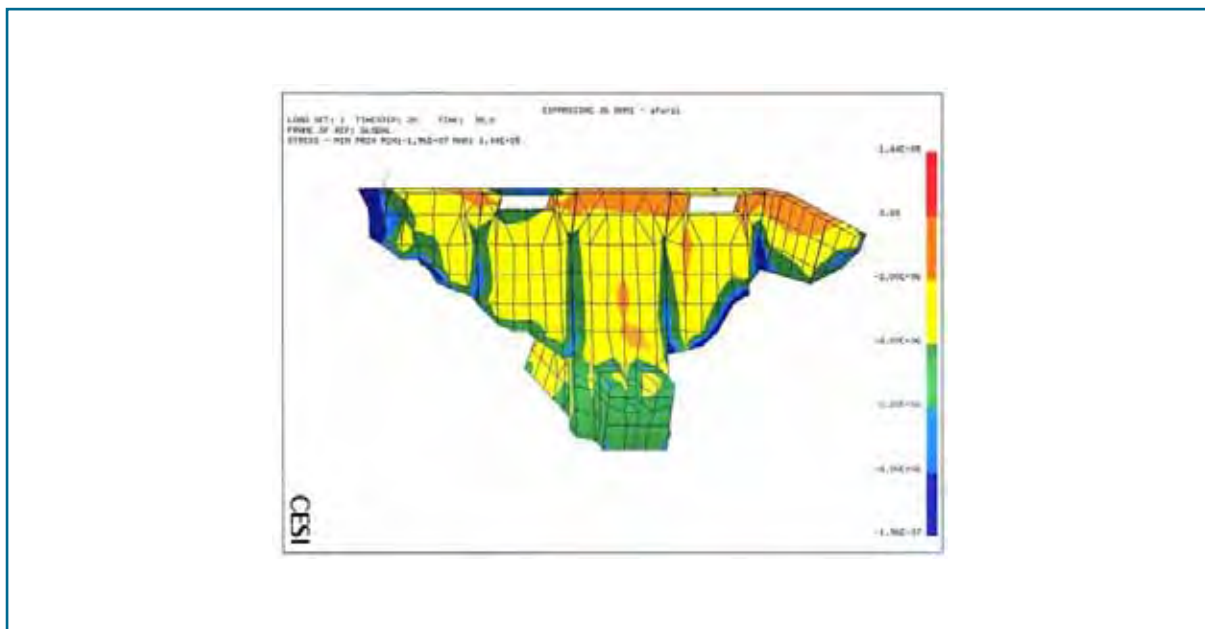


Figura 3.13 – Diga di Poggia: andamento delle massime sollecitazioni di compressione sul paramento di monte [CESI].

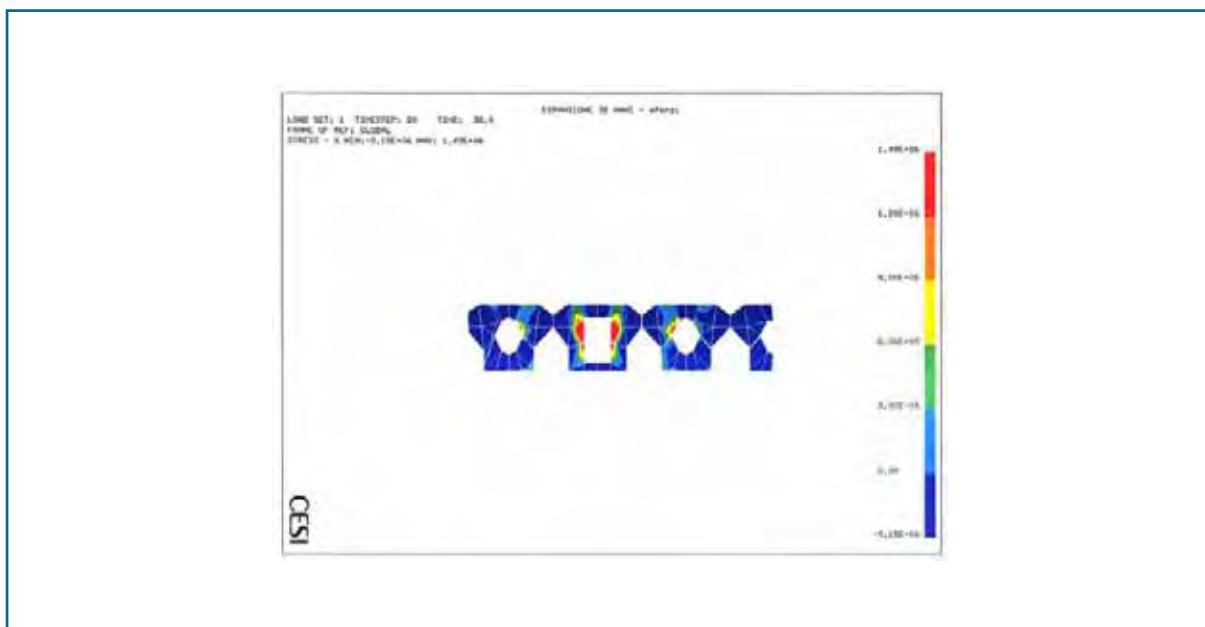


Figura 3.14 – Diga di Poggia: andamento delle massime trazioni orizzontali (nel senso monte-valle) all'interno delle cavità, che corrispondono alla fessurazione ad andamento verticale presente nello sbarramento [CESI].

3.8.1 Interventi

Si esegue una riapertura dei giunti di costruzione, con l'obiettivo del ripristino del funzionamento a "conci isolati" degli elementi della diga e conseguente eliminazione delle consistenti compressioni attive nel senso spalla – spalla, nonché il recupero delle deformazioni, in particolare dell'elemento in corrispondenza della discontinuità lineare della linea di coronamento.

Un intervento di questo tipo è stato eseguito anche nella diga di Poggia (Cervo – BS), dove i lavori di taglio dei giunti ha avuto inizio nel mese di febbraio 2005. Per l'esecuzione degli interventi di taglio, si è utilizzata la tecnica del "filo diamantato".

La sequenza delle operazioni per l'esecuzione del taglio è stata la seguente:

- demolizione della trave coprigiunto;
- esecuzione di un preforo alla base della fascia di giunto da tagliare entro cui è stato fatto passare il cavo;
- messa in opera di binari ai lati del giunto su cui sono scorse le pulegge di traino del cavo per consentire che il taglio coincidesse con la reale posizione del giunto (questo perchè il giunto costruttivo non era un piano perfettamente verticale);
- messa in opera a coronamento di una serie di pulegge per il richiamo del cavo;
- messa in opera del macchinario di traino del cavo, consistente in una macchina montata su binari che trainava il cavo verso l'alto, imprimendo allo stesso un'elevata velocità di scorrimento, vero motore del potere tagliente del cavo.

Le fasi di taglio dei giunti di costruzione sono schematizzate nella Figura 3.15.

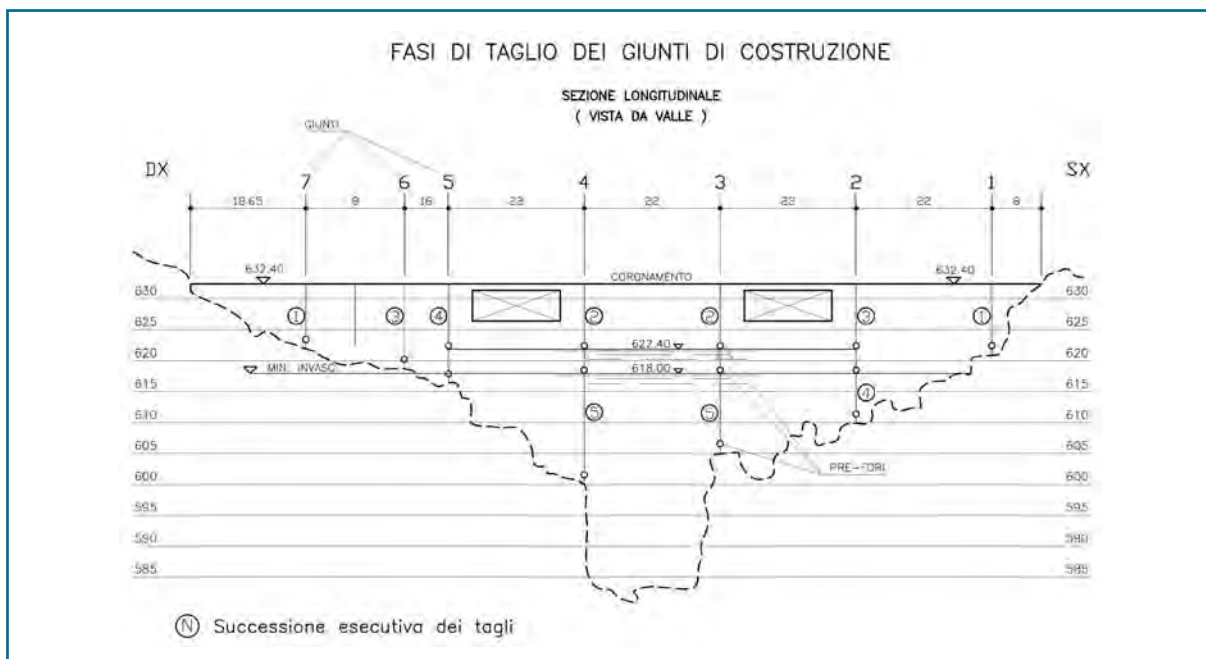


Figura 3.15 – Diga di Poggia (Cervo – BS): fasi di taglio dei giunti di costruzione [CESI].

Terminate le operazioni di taglio, la sede della trave coprigiunto è stata ripulita con apposita fresa e quindi idropulita (circa 300 bar) per consentire la posa delle malte di ricostruzione. Le fasi progettuali seguite per la ricostruzione della tenuta del giunto e della trave coprigiunto, sono illustrate nella Figura 3.16.

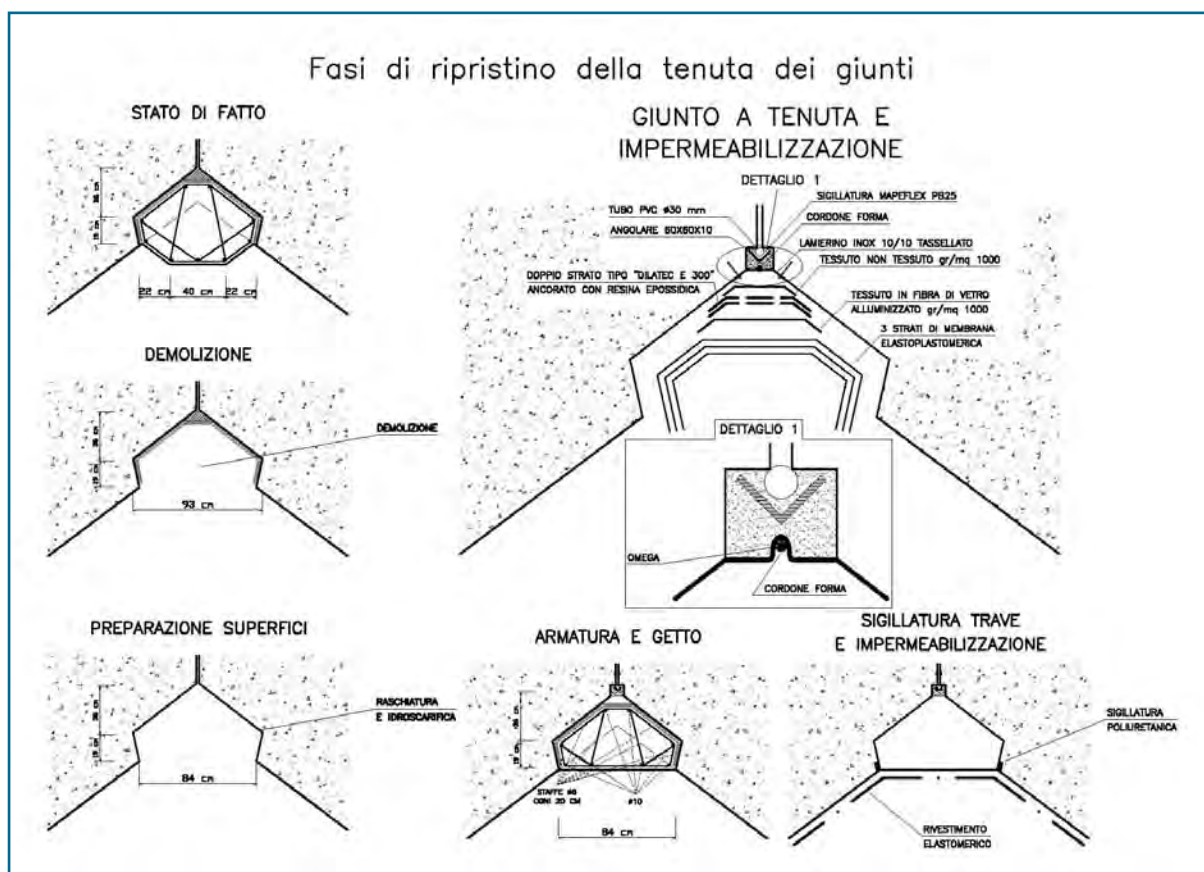


Figura 3.16 - Diga di Poggia: fasi di ripristino della tenuta dei giunti [CESI].

3.9 Interrimento

L'interrimento nei serbatoi (trattato al paragrafo 1.6.1) provoca anche problemi di natura statica.

Le conseguenze dell'accumulo di sedimenti a monte dello sbarramento sono:

- aumento delle pressioni sul paramento di monte della diga (Figura 3.17);
- alterazione della portata massima di dimensionamento dello scarico di superficie;
- diminuzione e, al limite, annullamento della funzionalità dello scarico di fondo;
- alterazione della risposta sismica della diga.

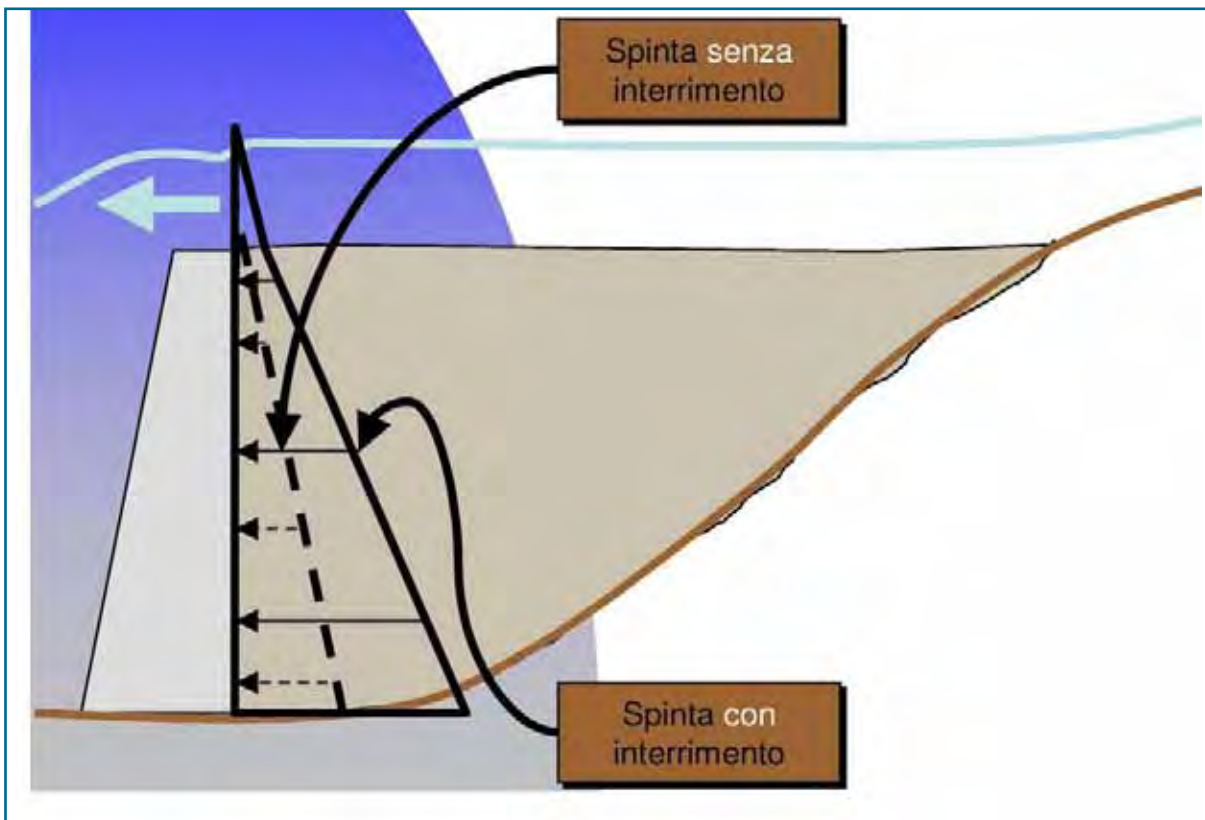


Figura 3.17 – Schema dell'aumento della spinta dovuta all'interrimento a monte del paramento [R.I.D.].

3.9.1 Interventi

Gli interventi per la difesa dall'interrimento sono illustrati al paragrafo 1.6.3.

3.10 Sottopressioni

Le sottopressioni sono trattate anche nel paragrafo 1.4.

Nel Decreto Ministeriale 24 marzo 1982 vengono definiti i parametri da rispettare nelle verifiche statiche delle dighe, assumendo quale distribuzione delle sottopressioni quella teorica: *“le sottopressioni determinanti la sottospinta verranno assunte linearmente decrescenti in direzione monte-valle, da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte, alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi tenuto conto della quota di libero efflusso di essi, indi al valore della massima pressione idrostatica che può verificarsi in corrispondenza del paramento di valle”*.

Il decreto inoltre definisce che: *“Il rapporto fra la somma delle componenti parallele alla superficie di fondazione e alle superfici di ripresa dei getti delle forze sopra specificate e la somma delle componenti normali non deve superare 0,75. Tale limite è elevato a 0,80 per sezioni comprese tra il coronamento e 15 metri al disotto di esso se il supero di 0,75 deriva solo dalle azioni sismiche.”*

Nella diga muraria a gravità a speroni di San Giacomo di Fraele in Alta Valtellina (Sondrio), i calcoli statici hanno evidenziato la non rispondenza della struttura allo scorrimento, per cui, a scopo cautelativo, dal 1986 è stata prevista una limitazione all'esercizio del serbatoio. La particolarità della diga è di essere contro invasata dal sottostante serbatoio di Cancano. I dreni presenti in corpo diga ed in fondazione non erano di diametro ed interasse regolamentare, ai sensi del D.M. 24 marzo 1982, e non consentivano di poter contare sull'effetto di riduzione della sottospinta in corrispondenza dell'asse dei drenaggi (Figura 3.18).

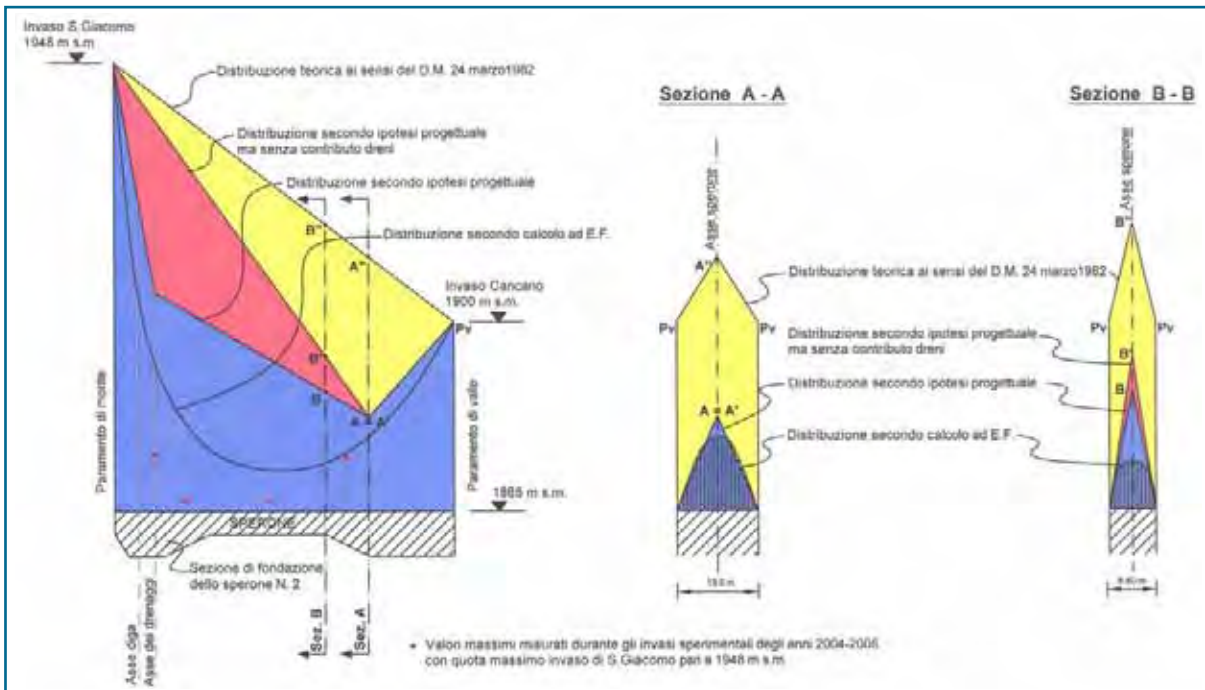


Figura 3.18 – Distribuzione delle sottopressioni in asse allo sperone e lungo lo sviluppo trasversale dello stesso (diga di San Giacomo di Fraele –SO, A.E.M. S.p.A.I.).

Per abbattere radicalmente le sottopressioni è stata assunta un'ipotesi progettuale in conformità ai requisiti normativi (Figura 3.19).

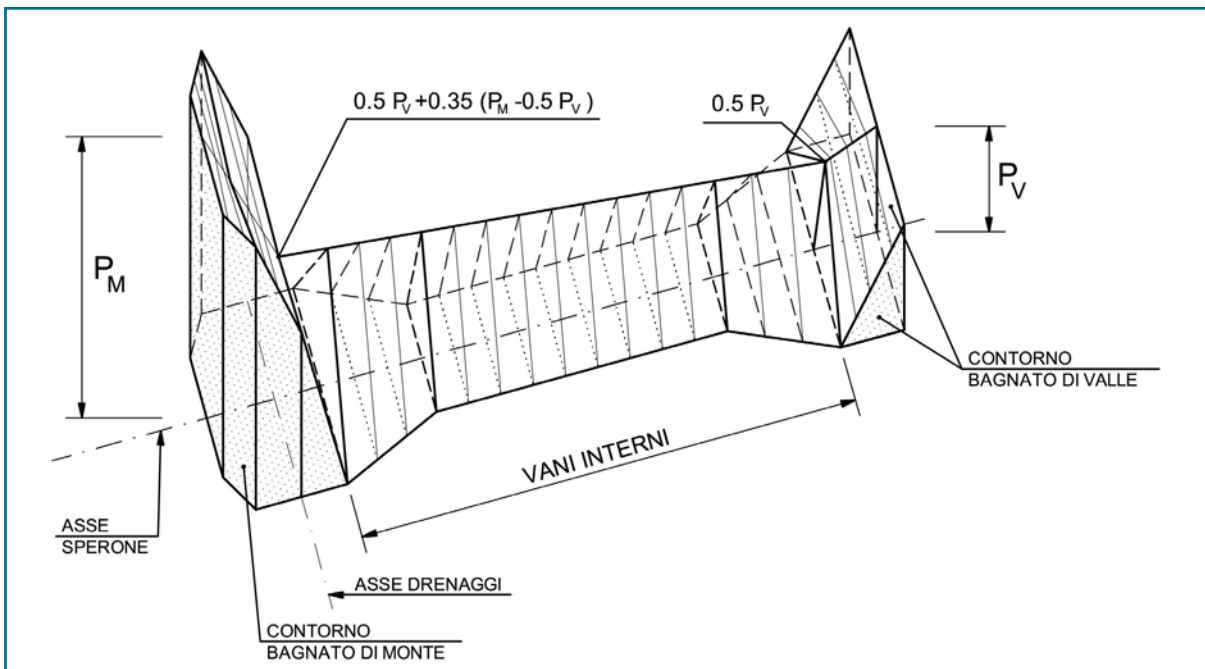


Figura 3.19 – Modello di progetto della sottospinta (diga di San Giacomo di Fraele – SO, A.E.M. S.p.A.I.).

3.10.1 Interventi

Come già citato al paragrafo 1.4.1, per la diminuzione delle sottopressioni è opportuno il ripristino e la manutenzione dei sistemi di drenaggio.

Nella diga a speroni di San Giacomo di Fraele (SO), il sistema drenante in fondazione per lo sfogo delle sottopressioni, era costituito da una serie di fori, circa 3 di diametro 1 -5" per ogni sperone, verticali posizionati in asse di mezzaria del cunicolo perimetrale.

L'adeguamento alla normativa italiana del sistema drenante ha comportato la realizzazione di 400 nuove perforazioni a distruzione nel corpo diga, con diametro di 120 mm ed interasse 2,5 m. Anche in fondazione sono stati eseguiti circa 2000 m di nuove perforazioni a distruzione, eseguite dal cunicolo di fondo della diga, che si sono spinte nel calcestruzzo e nella roccia.

Al fine di soddisfare la verifica di stabilità, si è provveduto all'appesantimento degli speroni con un solettone inclinato in calcestruzzo armato, giustapposto alla faccia esterna degli speroni (Figura 3.20). Sono stati realizzati giunti permanenti a tenuta in corrispondenza dei giunti esistenti tra gli speroni, mediante profili waterstop in neoprene, tali da garantire l'indipendenza strutturale degli speroni stessi.



Figura 3.20 – Diga a speroni di San Giacomo di Fraele (SO): realizzazione del solettone inclinato [A.E.M. S.p.A.].

Nella diga in calcestruzzo a gravità di Ponte dell'Acqua, sul fiume Brembo a Mezzoldo (BG), la carenza del coefficiente di scorrimento nella verifica di stabilità ha condotto ad un intervento di adeguamento statico e funzionale: appesantimento del corpo diga mediante una nuova riprofilatura del paramento di valle con getti di calcestruzzo a spessore variabile, e integrazione del sistema drenante con drenaggi perforati sia nel corpo diga (con diametro 125 mm e interasse 2,5 m), sia in fondazione (con diametro 215 mm e interasse 2,5 m).

3.11 Cedimenti delle fondazioni

3.11.1 Deterioramento della fondazione per carichi alternati

Tale anomalia si presenta principalmente in strutture sottili, fortemente sollecitate e con elevati gradienti idraulici, e in dighe situate in valli molto larghe, con elevato rapporto larghezza - altezza. Le variazioni del livello dell'invaso sono causa di sforzi alternati nella fondazione e di variazioni di gradiente idraulico nei giunti della roccia a monte. Elevate quote di invaso determinano gli sforzi che portano a deformazioni permanenti della fondazione, il movimento dei giunti della roccia e la propagazione di fessure. Tale processo può essere accompagnato e amplificato dall'alternanza di fasi di imbibizione e prosciugamento del materiale di riempimento dei giunti.

In genere la roccia di fondazione è abbastanza resistente e consente l'adattamento della struttura ad un nuovo stato d'equilibrio conseguente alle deformazioni permanenti, eventualmente verificatesi dopo parecchi anni di servizio. In alcuni casi, tuttavia, può persistere nel tempo un'evoluzione irreversibile o manifestarsi dopo un lungo periodo di reversibilità.

Il carattere irreversibile del fenomeno è spesso associato ad un gradiente idraulico caratterizzato da ampie fluttuazioni; si verificano movimenti dei giunti e dilavamento del loro materiale di riempimento, con conseguente deformazione permanente della fondazione o aumento dell'ampiezza dei movimenti reversibili.

Gli effetti del fenomeno sono:

- a monte: apertura dei giunti nella roccia di fondazione a causa dello stato di sforzo e della pressione idrica pari al livello d'invaso;
- a valle: elevata compressione e sforzi di taglio della roccia; in particolare per dighe situate in valli larghe.

Tali variazioni di natura strutturale sono accompagnate da incrementi rapidi ed importanti della portata di filtrazione e delle sottopressioni. Ciò può generare fenomeni quali il sifonamento, instabilità dei piani di discontinuità della roccia e rotture locali dovute a sforzi di taglio nelle fondazioni.

3.11.2 Sifonamento

Il fenomeno del sifonamento nel terreno di fondazione di uno sbarramento è descritto nel capitolo relativo ai “Problemi idraulici” (paragrafo 1.2).

Il sifonamento è stato la causa del crollo della diga di Malpasset – Frejus (Francia) nel 1959 che ha provocato 423 vittime. Era la diga più sottile del mondo: 6,78 metri alla base, 1,5 m in sommità, 43,5 m di altezza dal suolo, sviluppo al coronamento 225 metri. L'invaso era di 49,3 milioni di m³. Le pessime caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione hanno facilitato l'instaurarsi del fenomeno del sifonamento, che ha provocato lo spostamento verso valle di grandi blocchi della diga.

3.11.3 Deterioramento dello schermo di iniezioni

L'efficienza dello schermo di tenuta, realizzato mediante iniezione di materiali nella fondazione della diga, dipende dalle sue caratteristiche (dimensioni, qualità del materiale, procedura di iniezione) in relazione alle caratteristiche geologiche, meccaniche e chimico-fisiche della roccia.

In seguito al deterioramento nel tempo o all'inadeguata realizzazione dello schermo, si instaura un moto di filtrazione nelle discontinuità sottostanti la diga, con elevate pressioni immediatamente a valle dello schermo e flusso di filtrazione in aumento. Ciò può determinare la fuoriuscita di materiali chimici adottati nella iniezione attraverso le fessure delle rocce e il sistema di drenaggio della diga.

Le azioni di degrado esercitate sullo schermo di tenuta sono esercitate da:

- soluzione ed erosione del materiale di iniezione;
- sforzi e deformazioni nella fondazione, dovuti alle variazioni di livello del serbatoio, che provocano movimento dei giunti della roccia e rottura della stessa e dello schermo.

Nelle dighe ad arco si può avere la rottura della parte superiore dello schermo: il sistema di drenaggio può entrare in contatto diretto con l'acqua del serbatoio.

3.11.4 Aumento del livello di falda nelle sponde

Nel caso di fondazione costituita da rocce permeabili (arenarie, ...) o caratterizzate da giunti a geometria e riempimento particolari, si ha l'aumento del livello di falda, nelle sponde e attorno alle fondazioni, dovuto al riempimento del serbatoio.

Il fenomeno può evolversi per parecchi anni prima di stabilizzarsi.

Il nuovo livello della falda può determinare:

- l'aumento delle sottopressioni a monte e compressione a valle, con conseguente tendenza all'instabilità della struttura dovuta agli effetti dell'apertura dei giunti verticali di costruzione;
- l'aumento della spinta nelle sponde in direzione del serbatoio e la modifica dell'equilibrio dei giunti e delle faglie eventualmente presenti nella roccia di fondazione;
- un elevato gradiente idraulico sullo schermo e perdite della sua tenuta.

3.11.5 Interventi

Gli interventi devono essere finalizzati all'eliminazione di alcune filtrazioni presenti attraverso il corpo diga e i contatti diga – fondazione. A tal fine possono essere eseguiti interventi di iniezione con cemento microfine e/o resine epossidiche (si veda il paragrafo 3.1.2).

Nella diga in calcestruzzo a gravità di Ponte dell'Acqua, sul fiume Brembo a Mez-zoldo (BG), sono stati eseguiti: l'intasamento provvisorio dei dreni di fondazione interessati dalle perdite di contatto roccia – fondazione e l'iniezione di cucitura della zona di contatto diga – roccia di fondazione. Le iniezioni in fondazione, con cemento microfine (superficie specifica pari a circa 30.000 cm²/g e finezza media dei granuli d_{50} intorno ai 4 µm) sono state effettuate dall'interno del cunicolo d'ispezione entro 24 perforazioni di diametro di 50 mm, disposte a quinconce.

Bibliografia

ITCOLD, Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni, 1999.

Jappelli R., Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici, L'Acqua, 1/2005.

ICOLD, Deterioration of dams and reservoirs, Dicembre 1983.

Da Deppo, Datei, Salandin, Sistemazione dei corsi d'acqua, Edizioni Libreria Cortina Padova, 1995.

Brizzo N., Risanamento della diga al lago Eugio (TO), Giornata di studio ICOLD - "Esercizio e manutenzione delle dighe", 2003.

CESI S.p.A., Le potenzialità della modellazione numerica nella valutazione della sicurezza delle dighe esistenti: alcune applicazioni significative, Giornata di studio ICOLD - "Esercizio e manutenzione delle dighe", 2003.

Ravaglioli U., La diga Calamaiu sul fiume Liscia: le cause delle lesioni, gli interventi adottati, l'esecuzione dei lavori, i risultati ottenuti, Giornata di studio ICOLD - "Esercizio e manutenzione delle dighe", 2003.

Baldovin E., Brizzo N., Riabilitazione della diga di Ceresole Reale, Giornata di studio ICOLD - "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale. Problemi, possibilità, prospettive", 2006.

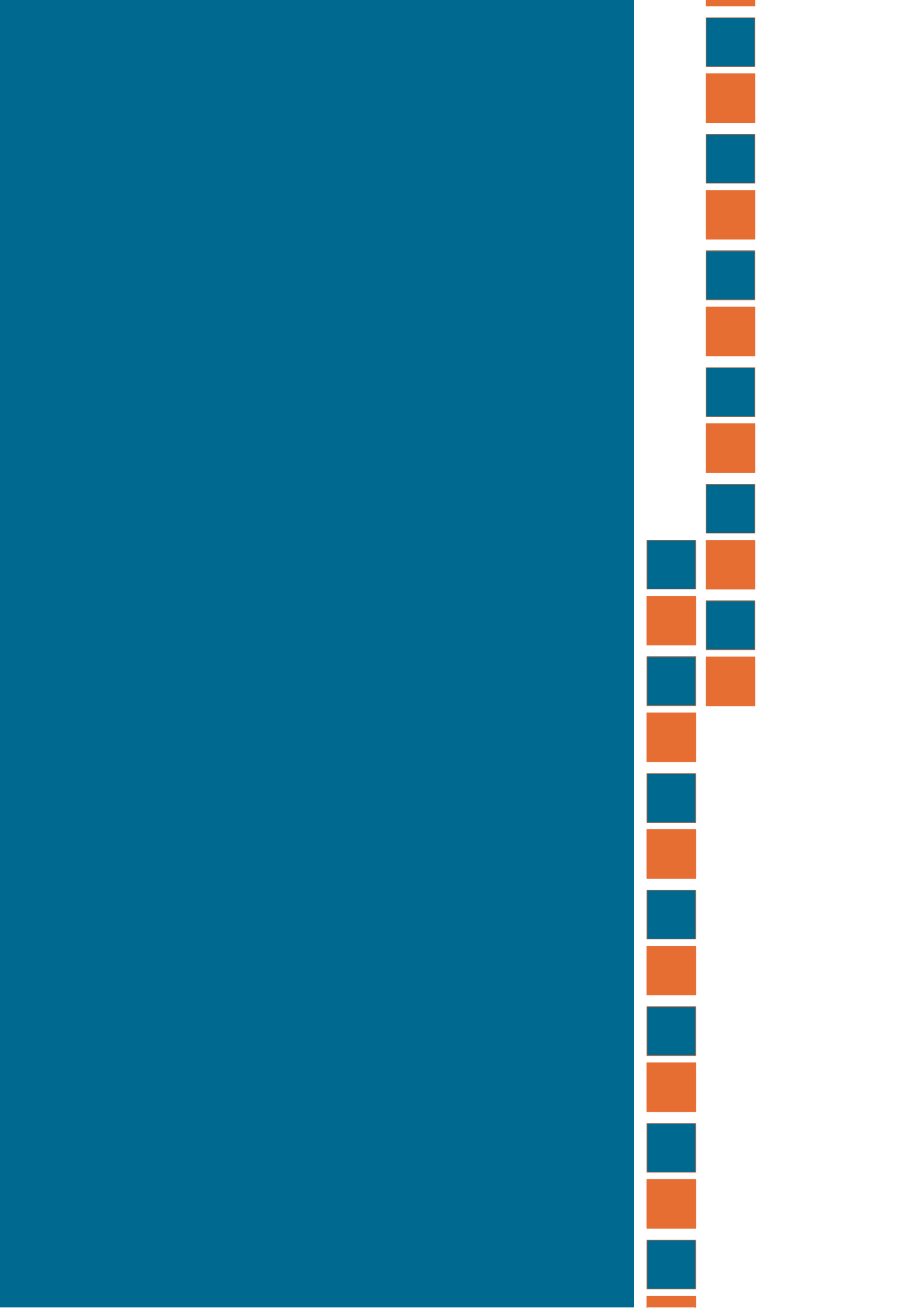
Lorenzi V., Leone N., Bavestrello F., Masera A., Diga di Ponte dell'Acqua – Intervento di adeguamento statico e funzionale, Giornata di studio ICOLD - "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale. Problemi, possibilità, prospettive", 2006.

Marcello A., Marcello C., Donghi G., Interventi alla diga del Poggia affetta da AAR, Giornata di studio ICOLD - "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale. Problemi, possibilità, prospettive", 2006.

Oldani G., Gigli P., Jappelli R., Maugliani V., Interventi per il mantenimento di condizioni di sicurezza allo sbarramento di Isola Sefafini, Giornata di studio ICOLD - "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale. Problemi, possibilità, prospettive", 2006.

Valgoi P., Diga di S. Giacomo – Interventi per il recupero della capacità d'invaso, Giornata di studio ICOLD - "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale. Problemi, possibilità, prospettive", 2006.

Ravaglioli U., Sperimentazione per il ripristino della tenuta di una vecchia diga in muratura di pietrame e malta, Giornata di studio ICOLD - "Il miglioramento e la riabilitazione delle dighe per preservare un importante capitale infrastrutturale. Problemi, possibilità, prospettive", 2006.





CAPITOLO 4

INSTABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI IN MATERIALI SCIOLTI

4 INSTABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI IN MATERIALI SCIOLTI

4.1 Premessa

La rottura e il susseguente collasso degli sbarramenti in materiali sciolti possono essere causati da tre tipologie di fenomeni (Figura 4.2):

- fenomeni idraulici;
- fenomeni di filtrazione;
- fenomeni strutturali.



Figura 4.1 – CN186 Saluzzo (CN): franamento del rilevato di sbarramento (Regione Piemonte).

I meccanismi idraulici derivano dalla tracimazione dell'acqua al di sopra del coronamento, o da flussi in adiacenza alla diga stessa, con conseguente azione erosiva dell'acqua sul materiale che costituisce l'opera e sul terreno di fondazione. Le cause principali di questo tipo di rotture possono essere: opere di sicurezza, quali lo sfioratore e lo scarico di fondo, inadeguate o ostruite (paragrafi 2.7 e 2.8), franco insufficiente in seguito all'abbassamento della sommità per cedimenti. Le rotture dovute alla filtrazione sono causate da erosione interna progressiva del materiale che produce il noto fenomeno del sifonamento (si veda il Capitolo 1) e sono legate a fessurazioni nello sbarramento per cedimenti, essiccazione e ritiro, filtrazione concentrata lungo superfici di discontinuità sia nella diga, che nel terreno di fondazione (quali ad esempio tra il materiale sciolto e le pareti di opere interne in calcestruzzo), nonché malfunzionamento delle opere di drenaggio. I meccanismi strutturali che coinvolgono la rottura meccanica dello sbarramento e/o del terreno di fondazione sono rappresentati dai fenomeni di scivolamento del materiale sciolto che possono interessare sia il paramento di monte, che quello di valle.

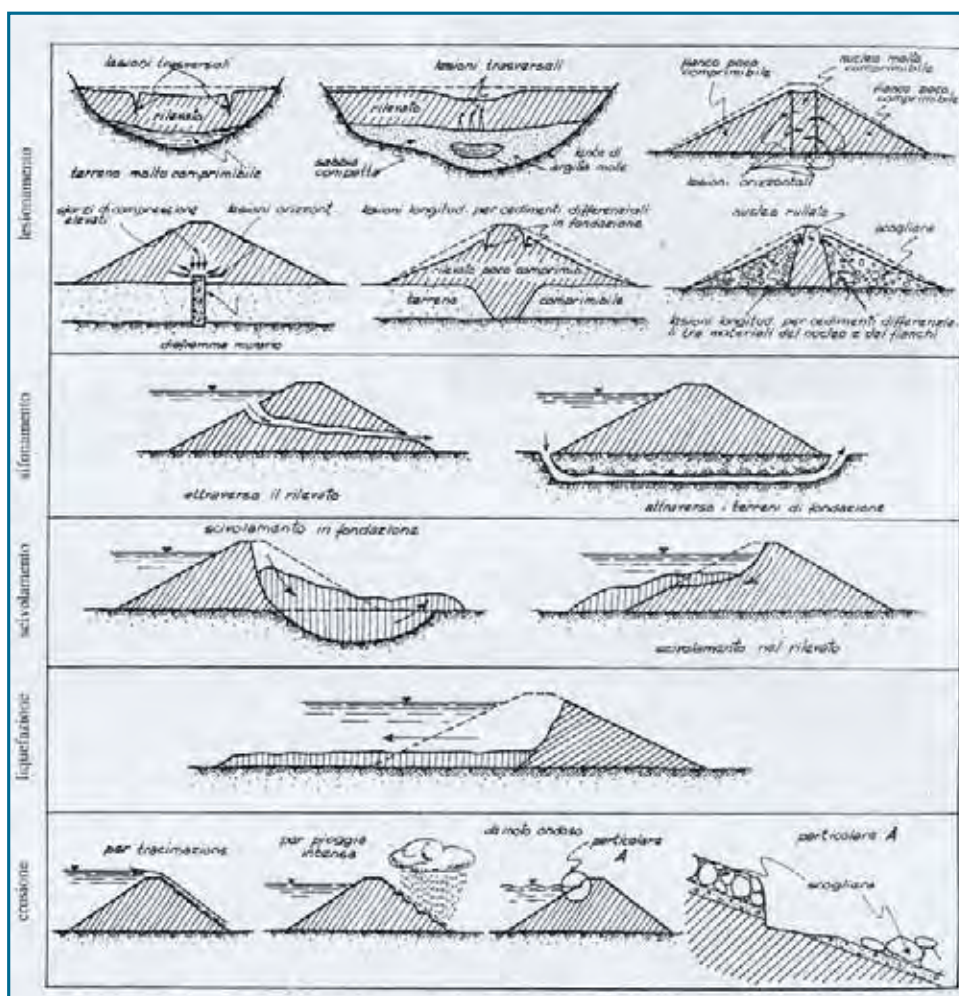


Figura 4.2 – Schema dei possibili meccanismi di rottura degli sbarramenti in materiali sciolti [Jappelli, 2005].

Situazioni critiche della stabilità per dighe in materiali sciolti possono presentarsi nei seguenti casi:

- a. durante e subito dopo la fine della costruzione, con serbatoio vuoto: l'instabilità può derivare dalla riduzione delle caratteristiche di resistenza dei materiali utilizzati a causa delle pressioni interstiziali che si costituiscono in essi in seguito alla consolidazione indotta dal peso del materiale progressivamente sovrapposto;
- b. in esercizio, con il livello di massimo invaso: l'instabilità verso valle può essere indotta dalle pressioni idriche dell'invaso agenti come forze di superficie sui manti o sui diaframmi di tenuta, e anche dalle equivalenti forze di volume distribuite sul corpo del rilevato omogeneo o sul nucleo, nelle dighe zonate, dovute alla presenza di acqua all'interno del rilevato e al suo moto di filtrazione;
- c. dopo un rapido svasso: l'instabilità verso monte può derivare dalle pressioni interstiziali che permangono per un certo tempo dopo l'abbassamento del livello dell'invaso, nelle zone del rilevato a bassa permeabilità.



Figura 4.3 – CN1026 Santo Stefano Belbo (CN): franamento del rilevato di sbarramento (Regione Piemonte).

4.2 Cedimenti

La principale causa della deformazione del rilevato è il processo di consolidazione che avviene sia nel corpo della diga, che nel terreno sottostante e che provoca l'assestamento verticale continuo del rilevato. Questo assestamento è causato dal peso del materiale impiegato e dalla spinta idrostatica dell'acqua sul paramento di monte del serbatoio. L'entità del cedimento dipende dalle caratteristiche dei materiali (corpo diga e fondazione) e dalla sua posa in opera (densità, umidità), nonché da azioni ambientali (sisma, precipitazioni) e anche operative (variazioni di livello del serbatoio, traffico sul coronamento).

La spinta idrica comporta una deformazione soprattutto orizzontale in direzione di valle.

La ripidezza delle sponde è responsabile di spostamenti longitudinali nel rilevato.

Il processo di deformazione complessivo dura molti anni e può portare ad alcune conseguenze negative:

- deformazioni differenziali, con formazione di fessure nel corpo del rilevato;
- apertura del contatto con eventuali strutture murarie adiacenti;
- riduzione del franco, con pericolo di possibile tracimazione in caso di piena.

Durante la costruzione si hanno deformazioni nel corpo diga dovute alle variazioni di tensioni totali e neutrali, alla trasmissione di tensioni tra le diverse zone dell'opera e dai movimenti del terreno di fondazione. Con il primo riempimento del serbatoio si possono avere altre deformazioni e, in particolare, movimenti del coronamento della diga.

In genere la velocità di variazione delle deformazioni diminuisce con il tempo, a eccezione delle deformazioni prodotte dalle variazioni di livello d'acqua nel serbatoio e dalle azioni sismiche.

Il processo di consolidazione dei materiali del rilevato e dello strato di fondazione può essere rilevato attraverso l'analisi dei cedimenti.

Il D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", nella sezione relativa ai manufatti in materiali sciolti, afferma che: *"Si deve verificare che i cedimenti, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti il manufatto, siano compatibili con la funzionalità e la sicurezza del manufatto stesso"*.

Tali spostamenti verticali possono essere misurati mediante colonne assestometriche e campagne di misure geodetiche.

Può risultare utile esaminare due casi reali.

L'invaso sul torrente Ingagna, nel comune di Mongrando (BI), è costituito da due sbarramenti: una diga a gravità massiccia e un rilevato in terra con diaframma interno di conglomerato bituminoso. I valori misurati mediante quattro colonne assestometriche, poste a coppie a monte e a valle dell'asse del diaframma di conglomerato bituminoso, forniscono solo gli incrementi di cedimento del rilevato rispetto alle misure di riferimento eseguite nel febbraio 1997 (6 anni dopo il completamento della costruzione) relativi alla base degli assestimetri. Il decorso dei cedimenti del coronamento mostra che, fino al gennaio 1999, gli incrementi di deformazione verticale del rilevato sono trascurabili (Figura 4.4). Questa circostanza sembra indicare che, a quella data, i cedimenti indotti dal peso proprio del rilevato e dalle precedenti escursioni della quota di invaso sono già quasi del tutto scontati. Fra questi si possono includere anche gli eventuali cedimenti cosiddetti "da collasso", causati dalla saturazione del fianco di monte. Tale saturazione è stata infatti raggiunta in occasione della piena del 5-6 novembre 1994.

I valori massimi degli incrementi dei cedimenti del rilevato sono inferiori a 2,5cm.

Le distribuzioni dei cedimenti lungo gli assestimetri è rappresentata nella Figura 4.5.

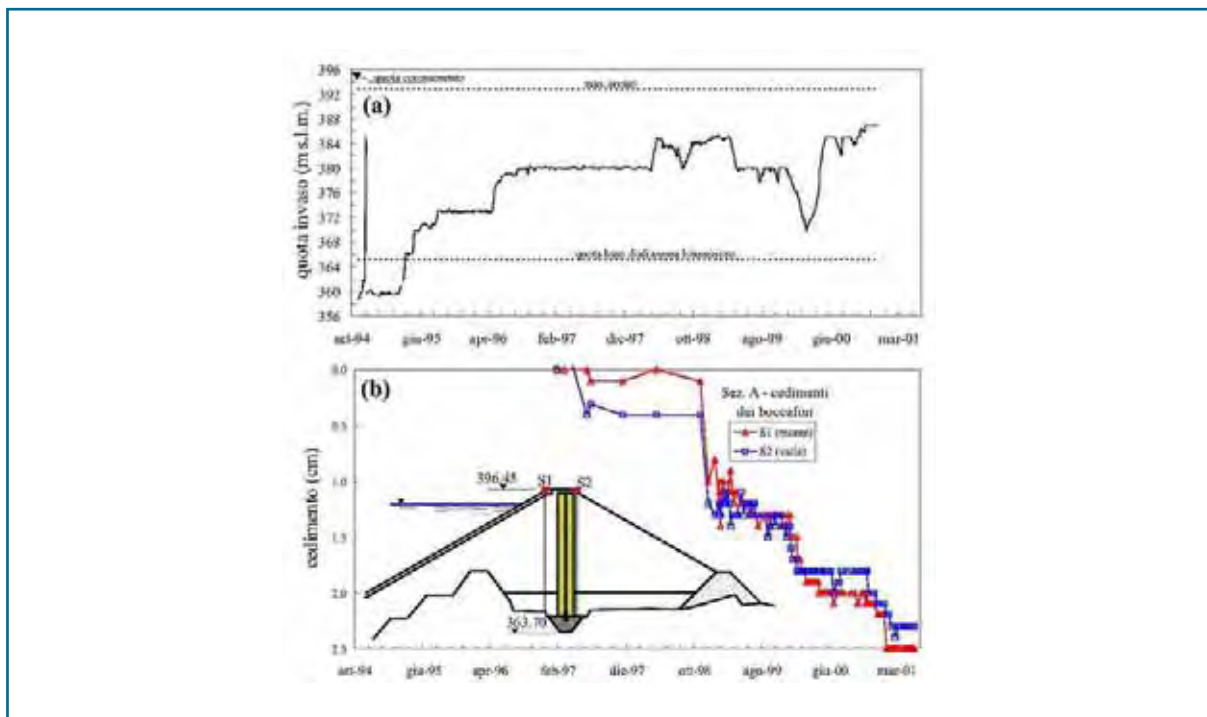


Figura 4.4 – Diga sul torrente Ingagna, Mongrando (BI): a) quota di invaso in funzione del tempo; b) decorso dei cedimenti del coronamento relativi al piano di posa [Di Maio, Callari, 2004].

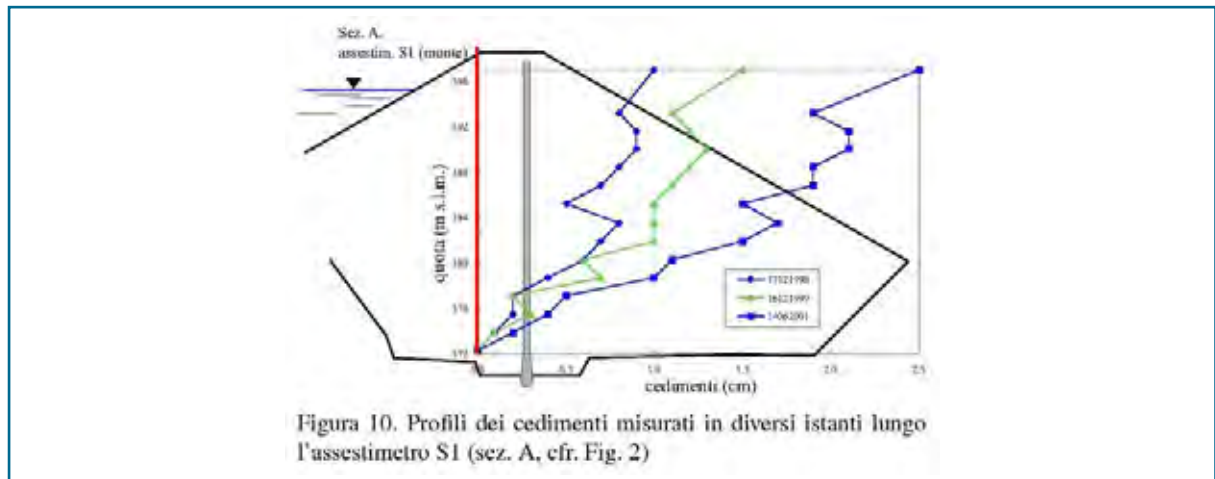


Figura 4.5 - Diga sul torrente Ingagna, Mongrando (BI): profili dei cedimenti misurati in diversi istanti lungo un assestimento installato nel corpo diga [Di Maio, Callari, 2004].

Nella diga in terra di Monte Cotugno, sul fiume Sinni in Basilicata, sono stati misurati, durante la costruzione e gli invasi sperimentali, i cedimenti del tetto della formazione di base e di alcuni punti del rilevato mediante 13 colonne assestimetriche (Tabella 4.1, Figura 4.6). Dall'analisi del profilo dei cedimenti misurati in un assestimento nella sezione di mezzaria (Figura 4.7), si osserva che il processo di consolidazione dei materiali del rilevato e del sottostante strato alluvionale si è concluso già al termine della costruzione. Gli incrementi dei cedimenti sono da attribuire essenzialmente alla deformazione verticale nella formazione argillosa di base, sede di un processo di consolidazione indotto dal peso del rilevato.

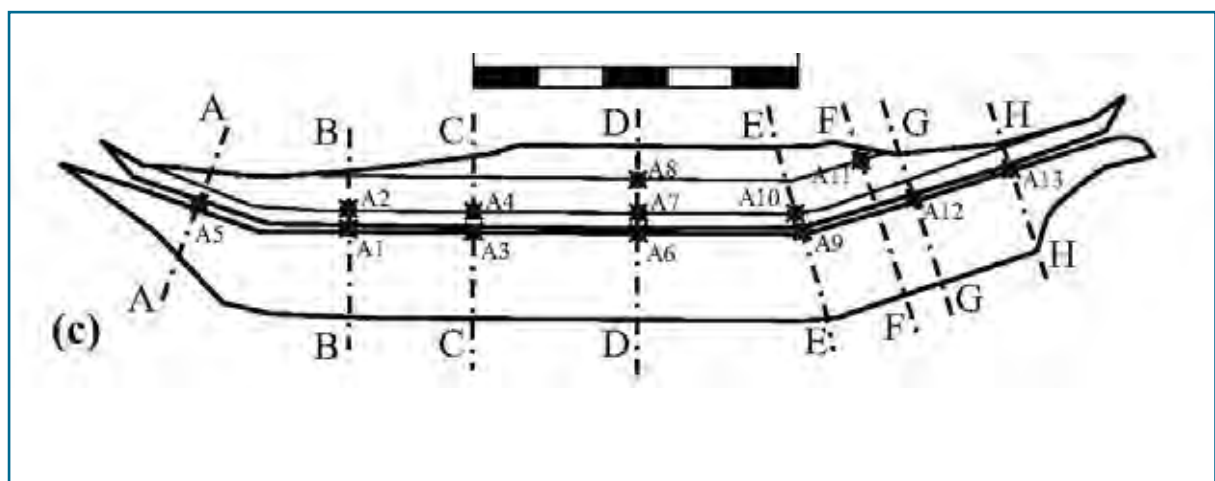


Figura 4.6– Diga di Monte Cotugno sul fiume Sinni in Basilicata: schema planimetrico del rilevato con assestimetri [Callari, Jappelli, 2004].

**Tabella 4.1 – Diga di Monte Cotugno sul fiume Sinni in Basilicata :
cronologia dei principali eventi [Callari, Jappelli, 2004].**

Tabella

lug-73	inizio costruzione rilevato
lug-73	avvio misure assestimentriche
set-78	termine costruzione rilevato
set-78	prime misure assestimentriche disponibili
?-79	inizio posa manto bituminoso
nov-80	terremoto Irpinia e Basilicata
gen-82	completamento di manto e opere accessorie
gen-83	avvio esecuzione paratia plastica
mar-83	completamento paratia plastica
lug-83	avvio invasi sperimentali
feb-84	prima campagna misure geodetiche
mag-90	terremoto Basilicata (epicentro a 100 Km)
mag-92	interruzione campagne misure geodetiche
set-98	terremoto Basilicata (epicentro nel Pollino)
mar-99	ultime misure assestimentriche disponibili
apr-99	ripresa campagne misure geodetiche
nov-99	ultima campagna misure geodetiche

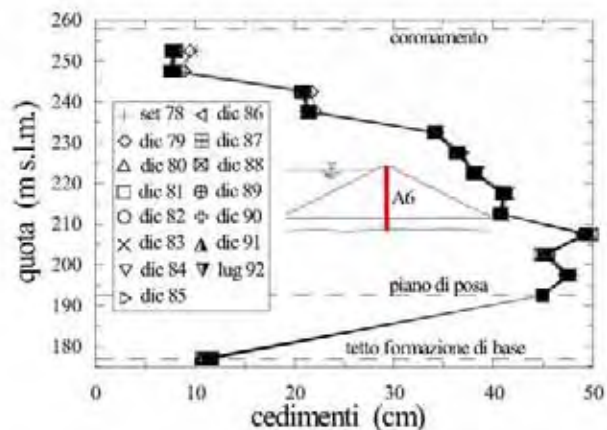


Figura 4.7 - Diga di Monte Cotugno sul fiume Sinni in Basilicata: profilo dei cedimenti misurati lungo la verticale A6 a fine costruzione (w_{fc} : settembre 1978). Sono anche riportate, per diverse date t , le distribuzioni della differenza $w_t - \Delta_t w_f$ fra i cedimenti w_t e l'incremento rispetto al termine della costruzione $\Delta_t w_f$ del cedimento in fondazione [Callari, Jappelli, 2004].

La fondazione del fianco di monte subisce cedimenti confrontabili con quelli misurati in asse diga (Figura 4.8 A); perciò, sui cedimenti dei punti prossimi al sistema di tenuta, gli effetti dell'invaso sono preponderanti rispetto a quelli indotti dal perdurare della consolidazione delle formazioni plioceniche sotto il peso del rilevato. Queste considerazioni sono confermate dal confronto fra la variazione nel tempo della quota di invaso e l'evoluzione dei cedimenti misurati al piede di monte (Figura 4.8 B). In tali cedimenti si osservano infatti oscillazioni di apprezzabile ampiezza, riconducibili alle escursioni stagionali del livello nel serbatoio, con le quali sono approssimativamente in fase (Callari, Jappelli, 2004).

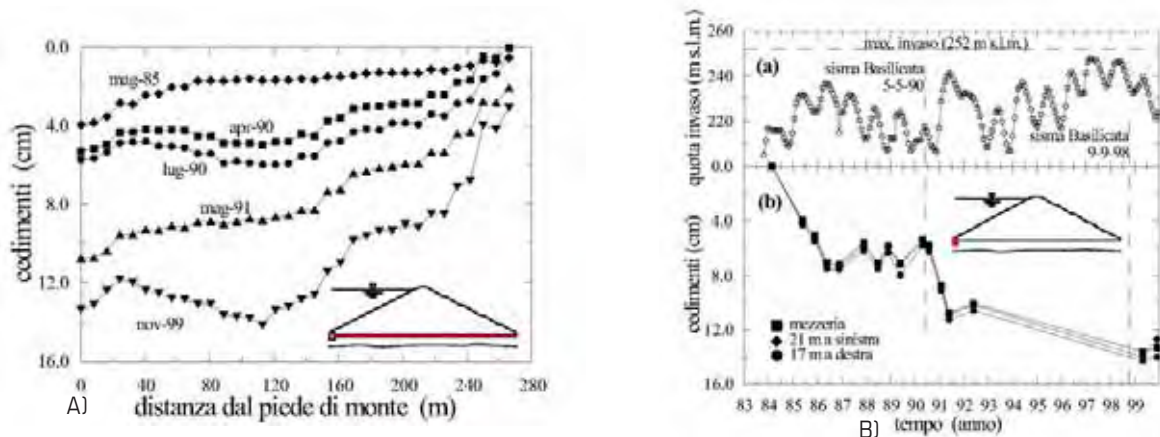


Figura 4.8 - Diga di Monte Cotugno sul fiume Sinni in Basilicata: A) Cedimenti del cunicolo trasversale in mezzaria misurati del 1984; B) (a) Quota di invaso in funzione del tempo; (b) Cedimenti del cunicolo al piede di monte [Callari, Jappelli, 2004].

Il comportamento del sistema rilevato – fondazione può essere descritto con analisi numeriche e formulazioni agli elementi finiti del fenomeno della consolidazione in mezzi elasto-plastici. Sono stati inoltre rilevati, con misure geodetiche, gli spostamenti orizzontali dei punti del coronamento, del paramento di valle e del cunicolo al piede di monte. Sono state anche registrate, con clinometri, le rotazioni del plinto di connessione fra manto e diaframma. Gli spostamenti orizzontali del coronamento sono con buona approssimazione riconducibili ai soli effetti dell'invaso (Figura 4.9 a). Infatti, in prossimità dell'asse diga, si possono ragionevolmente ipotizzare come trascurabili le aliquote degli spostamenti orizzontali causate dal peso proprio del rilevato. In prossimità del piede di monte, l'aliquota degli spostamenti orizzontali riconducibile agli effetti ritardati del peso del rilevato sarà ragionevolmente orientata verso monte, cioè nel verso opposto a quello presumibilmente indotto dall'innalzamento della quota di invaso. Tali considerazioni possono applicarsi all'analisi del decorso degli spostamenti orizzontali, osservati lungo il cunicolo al piede di monte (Figura 4.9 b). Nella fase iniziale degli invasi sperimentali, infatti, gli effetti ritardati del peso proprio del rilevato sono ancora significativi, come suggerito dagli spostamenti orizzontali del plinto inizialmente orientati verso monte. Tale orientamento si inverte con l'innalzamento del livello nel serbatoio, indicando la prevalenza degli effetti della spinta idrostatica. Dalle misure clinometriche nel cunicolo al piede di monte si ricavano incrementi di rotazione prevalentemente orientati verso valle (Figura 4.9 c) (C. Callari e R. Jappelli, 2004).

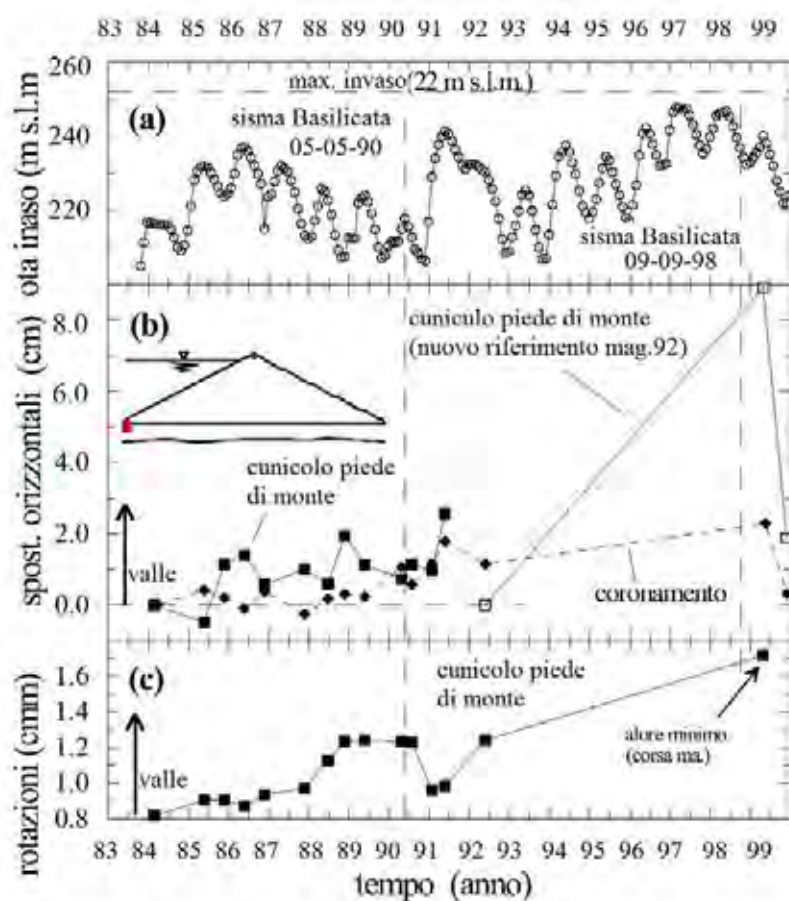


Figura 4.9 – Diga di Monte Cotugno sul fiume Sinni in Basilicata: (a) Quota di invaso in funzione del tempo. (b) Sezione di mezzeria (D-D in Figura 4.4): spostamenti orizzontali del cunicolo al piede di monte e del coronamento (componenti normali all'asse longitudinale, misurate dal febbraio 1984). (c) Rotazioni del cunicolo (rispetto all'orizzontale) [C. Callari e R. Jappelli, 2004].

Per il monitoraggio dei cedimenti possono essere installati nel corpo diga diverse tipologie di assestimento descritte al paragrafo 7.4.1.

4.3 Scivolamenti dei paramenti di monte o di valle

La stabilità di uno sbarramento in materiali sciolti è generalmente assicurata quando:

- il terreno di fondazione ha buone caratteristiche meccaniche;
- il materiale impiegato per il rilevato è facilmente compattabile;
- ove necessario, sia realizzato un nucleo impermeabile;
- sia assicurata la presenza di drenaggi per il controllo della filtrazione;
- l'inclinazione dei paramenti sia compresa tra 1:2 e 1:3.

I fenomeni di rottura che possono interessare sia il paramento di monte, che quello di valle e danno origine ai maggiori pericoli per le grandi dighe, sono originati prevalentemente da fenomeni di scivolamento. Essi possono derivare dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione e da eccessi di pressioni neutrali in strati di terreno limoso e sabbioso di fondazione a serbatoio pieno e in strati argillosi a fine costruzione.

In caso di rapido svasso, si possono avere fenomeni di scivolamento del paramento di monte, dovuti a pendenza troppo elevata in relazione al materiale del rilevato usato e senza interessare il terreno di fondazione.

Con serbatoio pieno si possono invece avere fenomeni di scivolamento della zona di valle, dovuti a pendenza troppo elevata in relazione alle pressioni neutrali eccessive legate alla filtrazione e a saturazioni anomale. Spesso si possono riscontrare meccanismi di rottura complessi: ad esempio, un inizio di rottura strutturale nella zona di monte o nella zona di valle può accelerare i fenomeni di filtrazione e portare a rottura per sifonamento.

Il D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", nella sezione relativa ai manufatti in materiali sciolti, afferma che: *"Per i rilevati il coefficiente di sicurezza riferito alla stabilità del sistema manufatto - terreno di fondazione non deve risultare inferiore a 1,3"*.

Per i problemi di stabilità che riguardano il complesso corpo diga – terreno di fondazione, si può far riferimento ai metodi di verifica della stabilità globale.

Come già accennato, la verifica di stabilità deve essere esaminata nelle tre condizioni:

- al termine della costruzione;
- a serbatoio pieno;
- a seguito di rapido svuotamento.

Quella più significativa viene svolta su un elemento piano verticale di spessore unitario, ricercando tra le possibili superfici di scorrimento del paramento di monte, generalmente incognite a priori, quella con valore minimo del fattore F di sicurezza. Un'accurata indagine geotecnica (con eventuali sondaggi) facilita l'individuazione della superficie di scorrimento.

Tale metodo consente di considerare eventuali sovraccarichi, sottopressioni, presenza di falda, azioni sismiche, ed è applicabile anche a formazioni terrose non omogenee.

Considerato un ammasso terroso omogeneo, in base alla legge di Coulomb-Terzaghi della resistenza al taglio, si ha l'espressione della tensione tangenziale τ :

$$\tau = c + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_a \quad (4.1)$$

dove φ_a è l'angolo d'attrito del materiale, c è la coesione e σ_z è la pressione effettiva. Definita una possibile linea di scorrimento, si consideri un arco di cerchio di raggio r e centro O (individuabile con le procedure definite da Fellenius), si divida la porzione limitata dall'arco di cerchio e dal paramento in un certo numero di conci di spessore unitario (Figura 4.10).

Considerando un concio generico di larghezza b , siano T , N e $T+\Delta T$, $N+\Delta N$ le azioni, rispettivamente, verticali e orizzontali che le parti laterali esercitano lateralmente sul concio considerato ed R e S quelle agenti sulla superficie di scorrimento. Si considera inoltre una falda che si raccorda al livello dell'invaso: nel concio la maggiore altezza rispetto a questo livello è indicata con Δh . Le forze incognite normali e tangenti N e T , applicate alle due facce del carico, quando possano trascurarsi per la loro esiguità ΔN e ΔT , danno luogo ad un sistema di equilibrio e vengono trascurate rispetto alle altre azioni a cui il concio stesso è esposto.

Il volume V del concio è suddiviso in V_a e V_b , rispettivamente al di sopra e al di sotto della falda. Il peso dell'elemento è:

$$P = \gamma_m (V_a + V_b) + n \gamma_a V_b = P_a + (\gamma_m + n \gamma_a) V_b \quad (4.2)$$

essendo γ_m il peso di volume del materiale secco, γ_a quello dell'acqua ed n la porosità; oppure, poiché il peso della parte immersa è $P_b = [\gamma_m - (1-n)\gamma_a] V_b$ si ha:

$$P = P_a + P_b + \gamma(z + \Delta h)b \quad (4.3)$$

Indicando con F il fattore di sicurezza e con τ_0 la tensione tangenziale resistente, la tensione tangenziale τ alla base del concio di larghezza l , per la legge di Coulomb, è:

$$\tau = \frac{\tau_0}{F} = \frac{1}{F} \left(c + \frac{R'}{l} \operatorname{tg} \varphi_a \right) \quad (4.4)$$

essendo

$$R' = R - \gamma_a(z + \Delta h)l \quad (4.5)$$

l'azione R' riferita alla pressione effettiva.

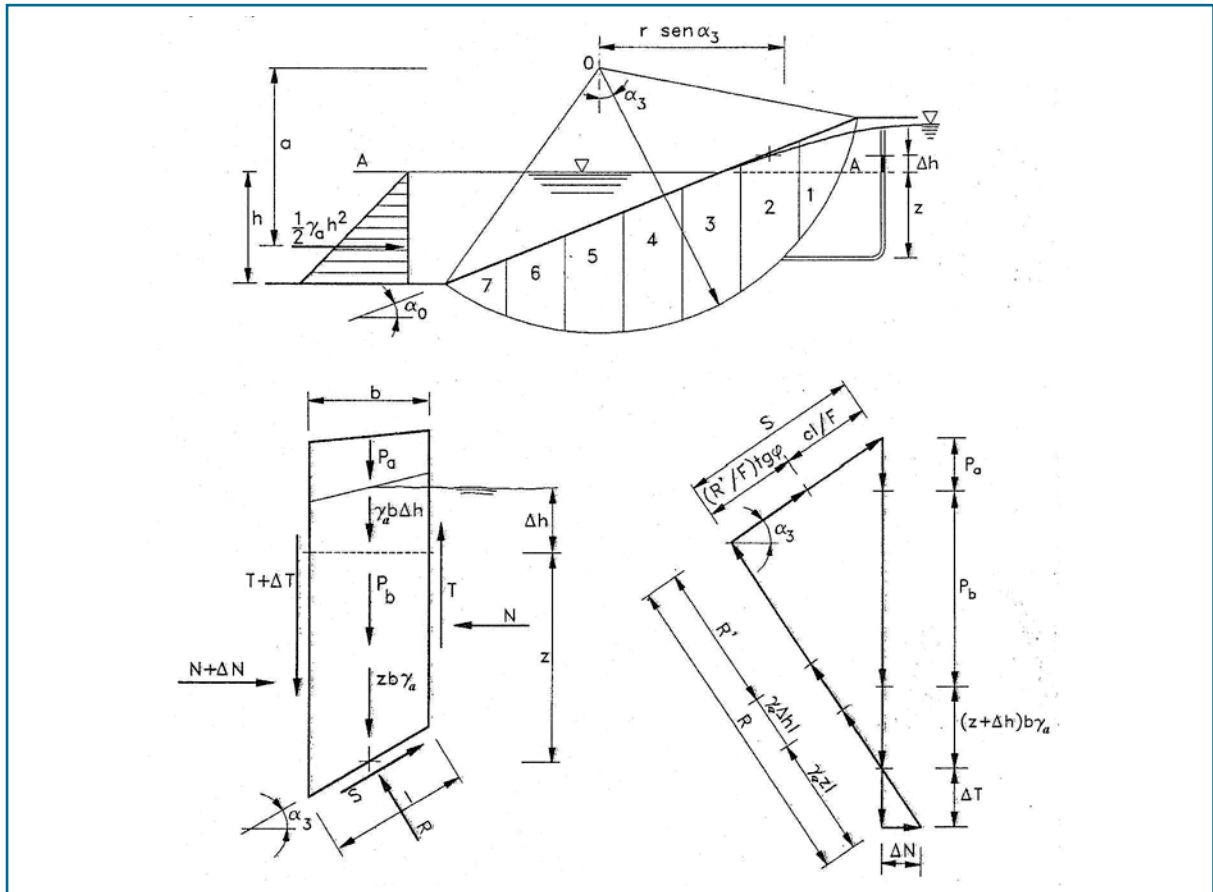


Figura 4.10 – Schema per il calcolo della stabilità di un argine [Da Deppo, Datei, Salandin, 1995].

La forza tangenziale S è :

$$S = l\tau = \frac{1}{F}(cl + R'tg\phi) \quad (4.6)$$

La condizione di equilibrio alla rotazione attorno al punto O , estesa a tutti gli m conci è:

$$r \sum_{i=1}^m P_i(r \sin \alpha_i) = \sum_{i=1}^m r S_i + \frac{1}{2} W^2 \alpha \quad (4.7)$$

Con semplici passaggi si trova il valore di F :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m \left[\frac{cb + (P_a + P_b) \operatorname{tg} \varphi_a}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_a \operatorname{tg} \alpha / F) \cos \alpha} \right]_i}{\sum_{i=1}^m [(P_a + P_b + \gamma_a \Delta h b) \sin \alpha]_i} \quad (4.8)$$

Se la falda non è in moto, il termine $\Delta h=0$ e se il terreno non è saturo si pone $P_b=0$ e $P=P_a$. La presenza di un eventuale sovraccarico q unitario si considera sommando al peso proprio $P=P_a+P_b$, per i conci in cui è operante, il peso $Q=q_b$.

Quando il terreno è asciutto e privo di coesione, la (4.8) diventa:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m \left[\frac{P \operatorname{tg} \varphi_a}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_a \operatorname{tg} \alpha / F) \cos \alpha} \right]_i}{\sum_{i=1}^m [P \sin \alpha]_i} \quad (4.9)$$

Quando il cerchio di scorrimento degenera e va a coincidere con il paramento, inclinato di α_0 sull'orizzontale, ponendo $\alpha_0=\alpha$, la (4.9) diventa:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sin \alpha_0 \cos \alpha_0 (1 + \operatorname{tg} \varphi_a \operatorname{tg} \alpha_0 / F)} \quad (4.10)$$

dalla quale si ottiene il **fattore di sicurezza**:

$$F = \operatorname{tg} \varphi_a / \operatorname{tg} \alpha_0 \quad (4.11)$$

Per la valutazione della stabilità del rilevato si possono utilizzare diverse metodologie di calcolo. Alcuni di tali metodi utilizzano l'analisi tensionale, altri la teoria di plasticità, altri ancora sono basati sulla teoria dell'equilibrio limite, che prescindendo dall'individuazione dello strato deformativo del rilevato, utilizzano il concetto di resistenza al taglio del terreno, espressa in funzione di parametri fisico – meccanici dello stesso. Tra i principali metodi di calcolo vi sono i seguenti: metodo di Skempton, metodo dei conci, ipotesi di Fellenius, metodo di Bishop semplificato, metodo di Jambu, metodo di Bell. Per la trattazione completa di questi metodi e per approfondimenti, si rimanda a manuali di ingegneria geotecnica.

4.4 Sifonamento

Il fenomeno del sifonamento è una delle principali cause di instabilità degli sbarramenti in materiali sciolti. Si veda il paragrafo 1.2.

4.5 Instabilità dello sbarramento per attraversamento di condotte/gallerie nel corpo diga

Un'anomalia abbastanza diffusa nelle vecchie dighe in materiali sciolti è rappresentata dalla presenza dello scarico di fondo nel corpo del rilevato. Tale argomento è trattato al paragrafo 2.2.

4.6 Lesionamento del rilevato

Il lesionamento del rilevato è l'alterazione delle caratteristiche e delle proprietà dei materiali del rilevato, che porta a perdite di resistenza al taglio e all'incremento della permeabilità. La filtrazione attraverso il rilevato (si veda paragrafo 1.1) è l'agente primario dell'alterazione, che si sviluppa in materiali degradabili (sensibili a dispersione, soluzione, rigonfiamento, processi termici e chimici) essenzialmente nei seguenti modi:

- rimozione di materiale erodibile e solubile;
- perdite di resistenza per saturazione, soprattutto in argille dispersive.

I detti processi sono riscontrabili su vecchi rilevati; gli sbarramenti di recente costruzione sono meno soggetti, perché compattati con mezzi pesanti e fruiscono quindi di bassa permeabilità e resistenza al taglio adeguata.

Inoltre, i materiali che a contatto dell'aria, degli agenti atmosferici ed in condizioni non confinate subiscono disgregazione, quali gli scisti argillosi, danno luogo al crollo degli elementi più sminuzzati entro i vuoti interni, a causa del carico della porzione di rilevato sovrastante. Ciò provoca un aumento della permeabilità, una riduzione della resistenza e deformazioni superficiali del rilevato.

Il contatto diretto del nucleo e del filtro di uno sbarramento con la fondazione di materiale degradabile, favorisce il verificarsi di tali fenomeni in quanto sede potenziale di sifonamento.

4.7 Degradazione ed erosione superficiale dei paramenti per l'azione meccanica delle onde e dello svaso

I paramenti delle dighe in materiali sciolti richiedono dispositivi particolari per la protezione dall'erosione provocata dal frangimento delle onde del serbatoio contro di essi e, contemporaneamente, dall'urto di

eventuali corpi solidi galleggianti. La degradazione dei paramenti può anche essere determinata dallo scorrimento lungo di essi delle acque pluviali, in condizioni di invaso parziale del lago.

Una protezione all'erosione può essere rappresentata dall'impiego di un mantello costituito da pietrame di dimensioni ben assortite e mescolate, con pezzature medie maggiori, quanto più elevate sono le azioni dinamiche previste. Esso va steso al di sopra di uno o due strati di transizione di minori dimensioni, che impediscano l'asportazione del materiale sottile del rilevato che si avrebbe per effetto del risucchio delle onde.

Il mantello protettivo viene distinto in due parti secondo l'altezza dello sbarramento: al diminuire della quota d'invaso si riduce la massima altezza possibile delle onde e di conseguenza diminuiscono lo spessore e la pezzatura media del pietrame.

Negli sbarramenti con manto di tenuta sul paramento di monte la protezione può essere realizzata con uno strato di argilla, che deve essere simile a quella utilizzata per il nucleo centrale del rilevato. La posa e la compattazione di tale strato deve avvenire con le stesse accortezze adottate per il nucleo. Al termine, il rivestimento in argilla viene ricoperto da uno strato di materiale granulare di protezione.

Come materiale di rivestimento si ricorre anche all'uso di geomembrane descritte al paragrafo 1.3.1.

4.8 Danni all'impermeabilizzazione del paramento di monte

I problemi legati all'impermeabilizzazione del paramento di monte sono dovuti essenzialmente: alla possibilità di rottura della geomembrana per azioni meccaniche esterne; all'accumulo di liquidi o gas sotto il rivestimento.

Per la protezione delle geomembrane è opportuno prevedere la preparazione di uno strato di posa in sabbia, eliminando le eventuali irregolarità, e la disposizione di uno strato protettivo costituito da terra o lastre di calcestruzzo posti sulla geomembrana.

Anche i geotessili possono limitare il danneggiamento dell'impermeabilizzazione, garantendo la resistenza meccanica. Essi infatti:

- funzionano come struttura di rinforzo quando la geomembrana è spinta in un avvallamento del terreno dalla pressione dell'acqua e quando si verificano cedimenti o sforzi concentrati;
- permettono di assorbire eventuali movimenti differenziali tra rivestimento e geomembrana;
- funzionano come filtri o dreni eliminando le eventuali sottopressioni che possono sollevare la geomembrana.

La presenza di fluidi o di gas al di sotto di una geomembrana crea difficoltà durante la posa, rendendo difficile la saldatura dei vari teli; durante l'esercizio, eventuali sottopressioni possono sollevare le geomembrane.

E' opportuno predisporre un sistema di drenaggio costituito da un "filtro inverso" di ghiaia e sabbia per evitare l'intasamento del dreni.

Anche i geotessili possono essere utilizzati come filtri e dreni: i tessuti e i tessuti non-tessuti sono usati

come filtri, mentre i non-tessuti, reti e stuoie sono usati come dreni. Per valutare la trasmissività richiesta dal geotessile è opportuno valutare la portata drenante e il gradiente idraulico. La portata dipende dalla provenienza del fluido: aria o gas intrappolati sotto la geomembrana, oppure acqua di filtrazione attraverso la geomembrana. Il gradiente dipende dalla pressione del fluido e dalle caratteristiche geometriche del dreno.

4.9 Altri danni

Altri problemi relativi a sbarramenti in materiale sciolto non sono classificabili in categorie specifiche. Si rammenta, a titolo d'esempio:

- l'accesso di mezzi cingolati pesanti dal coronamento sui paramenti, che danneggiano i rivestimenti;
- lo scavo di trincee per il passaggio di linee di servizi (energia elettrica, gas, collettori di fognatura, tubazioni di acquedotto, ecc.). Queste trincee possono favorire l'innescare dei fenomeni di scivolamento di entrambi i paramenti.
- In occasione dell'alluvione del novembre 1994 in Piemonte, sulla diga in materiali sciolti del Lago della Spina a Pralormo (TO), si è verificato un movimento franoso. Il fenomeno ha interessato il coronamento per una lunghezza di circa 80 metri e tutto il paramento di valle, fino al piede dello sbarramento. La larghezza del coronamento era ridotta a circa 0,80 – 1,00 m per una lunghezza di circa 30 m. Si trattava di una frana di scivolamento, con la superficie di distacco avente una leggera concavità verso l'alto (Jamiolkowski – Mosca, 1995). Si ritiene che il dissesto sia avvenuto per la concomitanza dei seguenti fattori:
 - l'eccezionale apporto meteorico dell'alluvione ha determinato un livello d'invaso di 292,70 m s.l.m. che - considerato come un livello statico - è maggiore del livello (292,20) per il quale il coefficiente di sicurezza alla stabilità era uguale a 1 (considerando i parametri geotecnici del terreno non ancora disturbato dal fenomeno di rottura);
 - la permanenza nell'invaso di livelli idrici elevati per un periodo particolarmente lungo (quota media dell'invaso pari a 291 m s.l.m. nella primavera - estate del 1994) ha provocato la saturazione del corpo omogeneo della diga;
 - l'esecuzione, lungo tutto il coronamento, di 2 trincee per il passaggio di un cavo elettrico e di una tubazione del metano ha probabilmente favorito la diretta infiltrazione di acqua meteorica, aggravando ulteriormente le condizioni di stabilità.
- La realizzazione sui paramenti di plinti di fondazione per il sostegno di tralicci per linee elettriche o per passerelle.
- Il danneggiamento della rete antintrusione che protegge l'invaso e il possibile ingresso nel serbatoio di animali che possono occludere gli scarichi.

Bibliografia

ITCOLD, Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni, 1999.

Jappelli R., Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici, L'Acqua, 1/2005.

ICOLD, Deterioration of dams and reservoirs, Dicembre 1983.

Da Deppo, Datei, Salandin, Sistemazione dei corsi d'acqua, Edizioni Libreria Cortina Padova, 1995.

Di Maio S., Callari C., Comportamento delle dighe in calcestruzzo e di rockfill costituenti lo sbarramento dell'Inga-gna, XXII Convegno Nazionale Geotecnica – Palermo 22 – 24 settembre 2004.

Callari C., Jappelli R., Comportamento a breve e a lungo termine della diga di Monte Cotugno sul fiume Sinni, XXII Convegno Nazionale Geotecnica – Palermo 22 – 24 settembre 2004.

Colombo P., Colleselli F., Elementi di geotecnica, Edizioni Zanichelli, 1996.

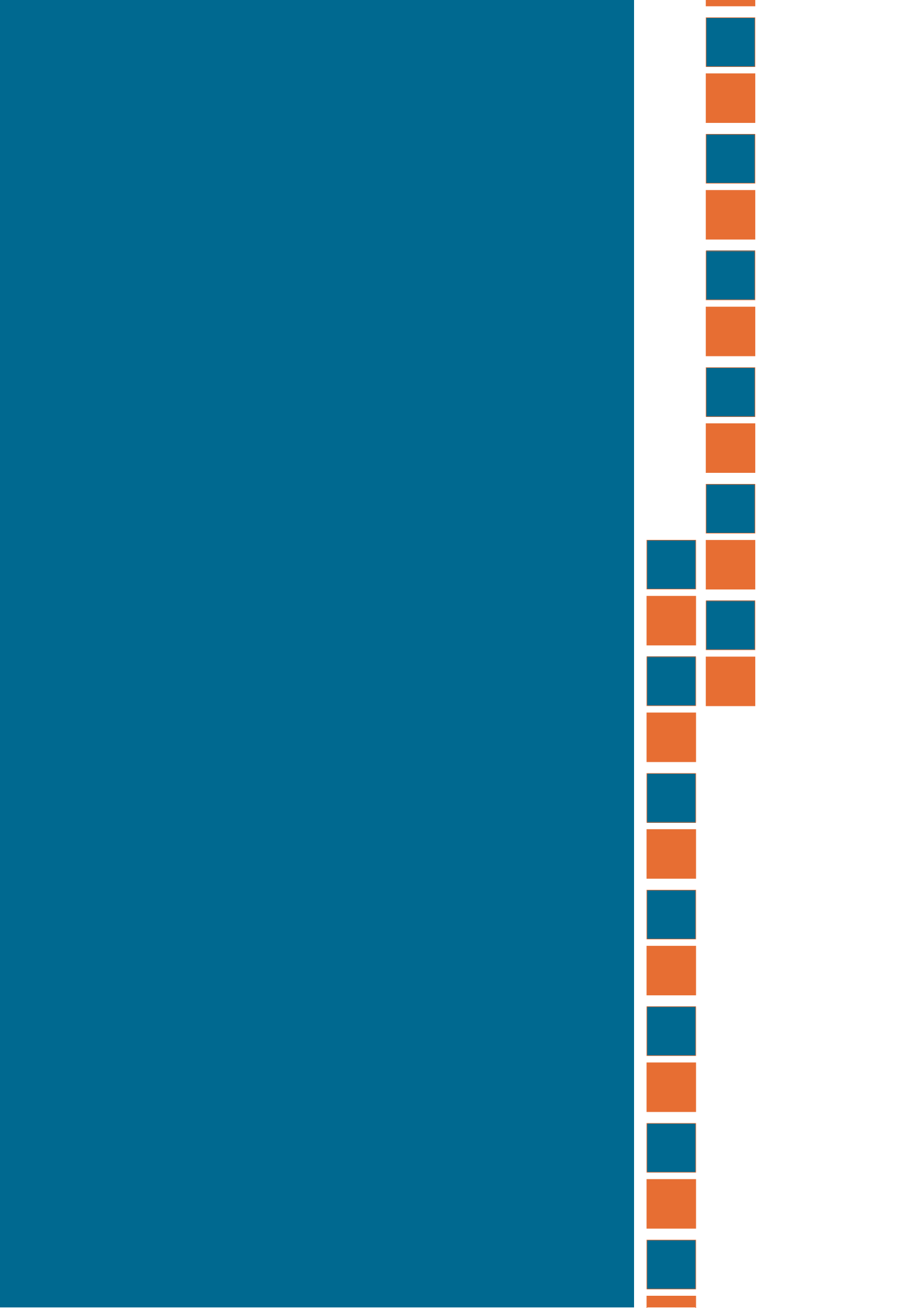
Arredi F., Costruzioni idrauliche, Utet, 1977.

Bharat Singh, Varshney B.G, Engineering for Embankment Dams, A.A, Balkema / Rotterdam / Brookfield / 1995.

USBR, Earth Manual, US Government Printing Office, 1985.

D.M. 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”, Gazzetta Ufficiale 01/06/1988 n. 127.

P. Mosca, M. Jamiolkowski, “Consulenza tecnica”; Procura della Repubblica di Torino, marzo (1995).





CAPITOLO 5
INSTABILITA' DEI VERSANTI E/O
DEL SERBATOIO

5 INSTABILITA' DEI VERSANTI E/O DEL SERBATOIO

L'accadimento di movimenti franosi in corrispondenza delle sponde di un invaso è uno dei casi più tipici di interazione tra serbatoio artificiale e ambiente circostante: la creazione dell'invaso può originare movimenti franosi sulle sponde e il materiale franato, a sua volta, può produrre un ricolmamento, almeno parziale del serbatoio.

Nelle aree in cui si vogliono costruire serbatoi artificiali, soprattutto con sponde ad elevata acclività, la costruzione di tali opere deve essere preceduta da accurati studi geologici, geomorfologici, strutturali e geotecnici. Le zone in questione dovranno essere sottoposte a studi completi, che tengano conto degli effetti della sommersione delle sponde, delle modificazioni dei livelli della falda acquifera e di eventuali azioni di svaso rapido. Le zone di rischio saranno consolidate, drenate o rimodellate su pendenze meno acclivi. Per la sorveglianza di zone sospette saranno installati inclinometri, piezometri e, nei casi più delicati, anche sistemi automatici d'allarme a distanza.

La stabilità di un pendio, sia esso naturale o artificiale, è legata a un sistema di forze di tipo perturbante che, producendo uno stato tensionale interno al terreno superiore a quello ammissibile, può dare origine a cinematismi che possono produrre movimenti di massa di notevole entità. Gli effetti conseguenti, in particolare quando vengono interessate zone antropizzate o insistenti su serbatoi di accumulo, possono essere anche di tipo catastrofico. I fenomeni dai quali derivano le azioni anzidette dipendono, essenzialmente, dalle forze gravitazionali associate alle masse di terreno che, in relazione delle condizioni concomitanti in cui queste vengono a trovarsi, producono una diminuzione dei parametri geotecnici e quindi della resistenza al taglio che, in determinate superfici, assume valori minimi. Su tali superfici, si possono innescare eventuali movimenti franosi che, in funzione del modo con cui questi si manifestano, vengono classificati principalmente in frane: di crollo, di scivolamento, di espansione laterale e di colamento.

In letteratura esistono diversi sistemi di classificazione dei movimenti franosi sui quali, però, non esiste un accordo tra i vari autori: si riporta, a titolo d'esempio, quello proposto da Varnes nel 1978 (Figura 5.1).

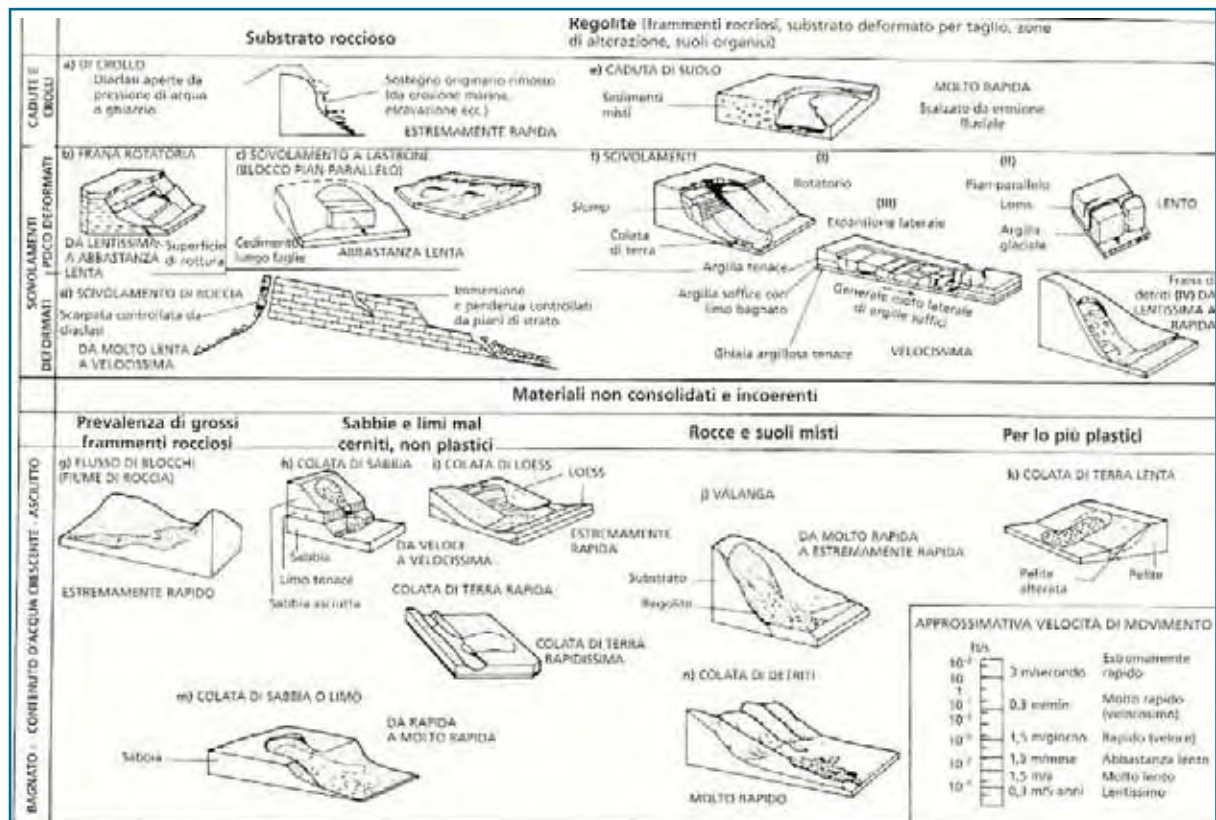


Figura 5.1 – Classificazione dei movimenti di massa secondo Varnes (1978).

Tra le principali cause di movimenti di massa (in presenza di un invaso artificiale) vi sono:

- variazioni esterne nelle condizioni di stabilità:
 - variazioni geometriche;
 - sovraccarico, incluso il sovraccarico non drenato;
 - processi associati a sollecitazioni impulsive e vibrazioni;
 - svasso rapido;
 - variazioni del regime di falda;
- variazioni interne nelle condizioni di stabilità:
 - rottura progressiva;
 - processi di alterazione chimica e/o meccanica;
 - erosione per filtrazione interna (piping, dissoluzione).

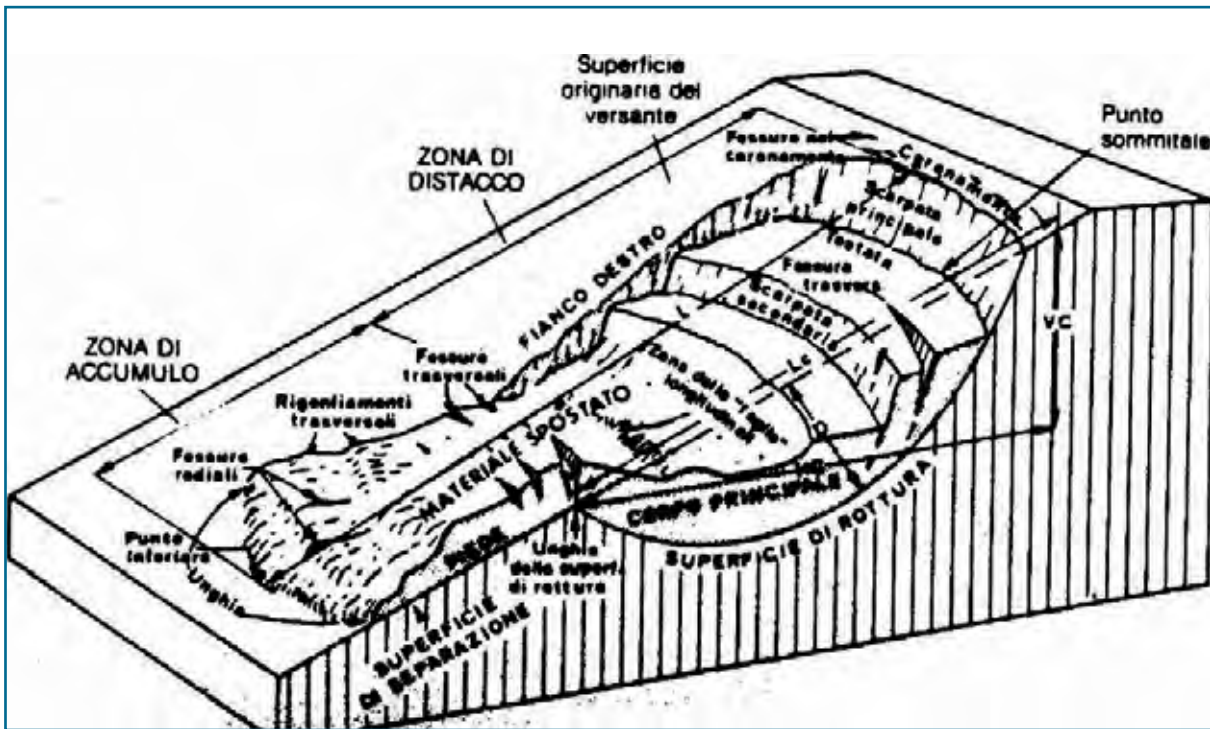


Figura 5.2 – Schema e terminologia delle varie parti costituenti una frana.

5.1 Frane di crollo e di ribaltamento

Le frane di crollo si verificano in presenza di pendii rocciosi, costituiti da materiale lapideo variamente fratturato e nel quale vi sono infiltrazioni d'acqua, che nel periodo invernale si trasforma in gelo, aumentando il volume. A causa di queste azioni, di altri fenomeni erosivi e dell'elevata inclinazione, porzioni di roccia si staccano e precipitano a valle con moto roto-traslatorio (Figura 5.3). L'acqua esercitando nelle fessure la pressione idrostatica, oppure quella derivante dall'aumento di volume dovuto al suo cambiamento di stato in ghiaccio, può provocare il distacco di frammenti lapidei che possono precipitare a valle. I vari impatti causano la frammentazione dei blocchi che, in questo stato, si accumulano al piede del pendio, formando una fascia detritica.

L'erosione fluviale e l'azione sismica, unitamente ad altri fattori, peggiorano e accelerano i processi, ma, a loro volta, questi fenomeni possono essere da soli la causa di frane di crollo.

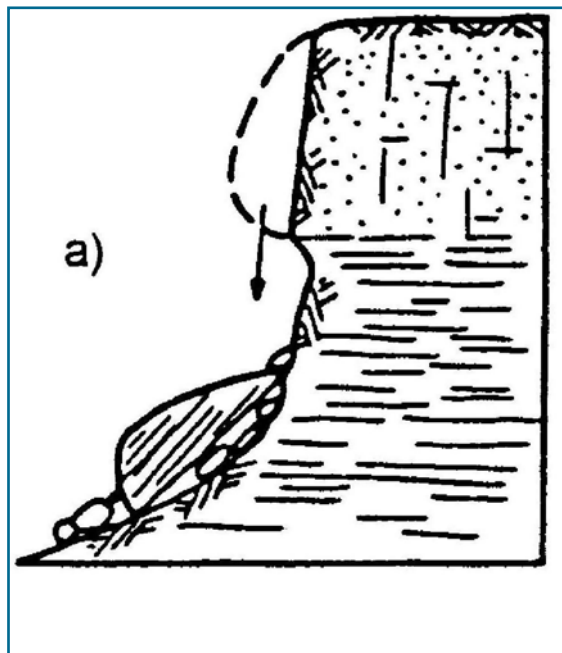
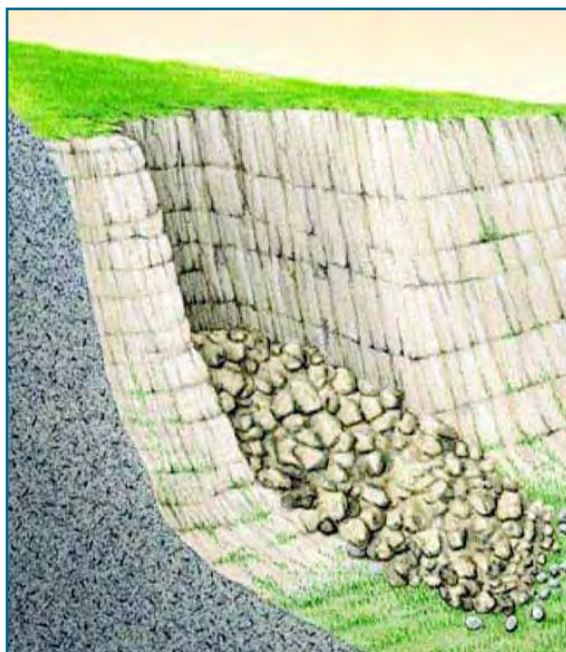


Figura 5.3 – Esempi di frane di crollo.

Il ribaltamento può attivarsi in presenza di terreni lapidei variamente fratturati (Figura 5.4). Il movimento è dovuto a forze che causano un momento ribaltante attorno ad un punto di rotazione, posto al di sotto del baricentro della massa interessata. Può evolvere in un crollo o in uno scorrimento. L'effetto dell'acqua all'interno della massa rocciosa fratturata non va sottovalutato. La formazione di ghiaccio nelle crepe e fessure può impedire la naturale filtrazione dell'acqua. La formazione di ghiaccio nelle fenditure può, inoltre, generare forze tali da produrre spaccature profonde anche in rocce compatte.

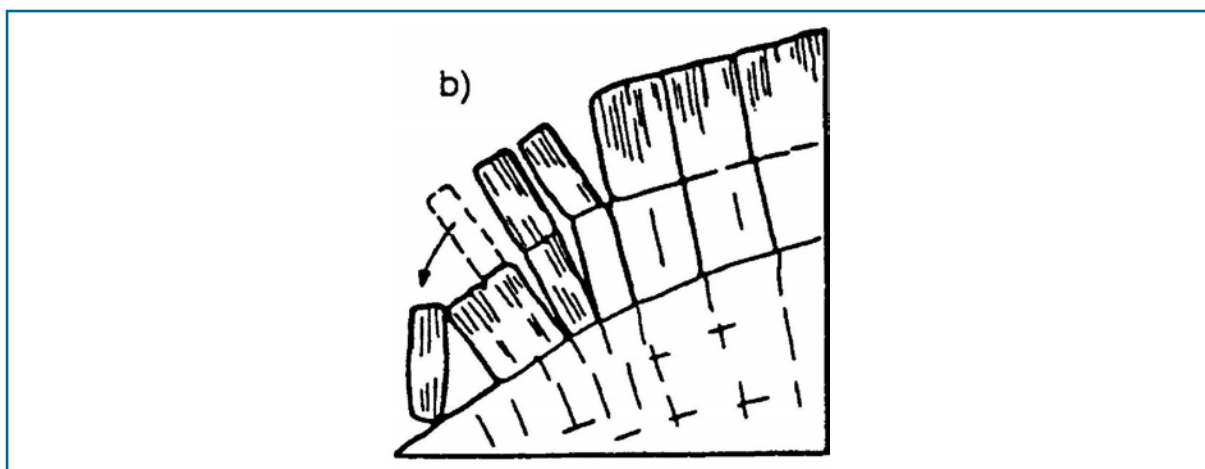


Figura 5.4 – Esempio di frana da ribaltamento.

5.2 Frane di scivolamento planare o rotazionale

Queste frane sono caratterizzate dalla condizione in cui la massa di terreno si muove su una superficie ben definita, rimanendo a contatto con la parte sottostante.

Le superfici su cui può avvenire lo scivolamento possono essere piane o curvilinee.

Lo scorrimento planare (Figura 5.5) si può avere quando il movimento si innesca con un moto quasi lineare verso valle lungo discontinuità strutturali (faglie, giunti, ecc.), litostratigrafiche, o all'interfaccia substrato roccioso-detrito di copertura. L'acqua può produrre instabilità anche su modeste inclinazioni.

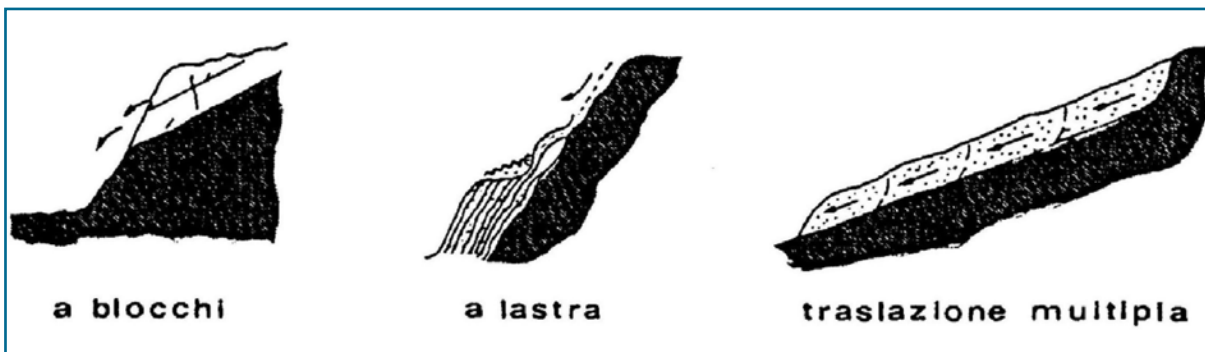


Figura 5.5 – Tipologie di frane di scivolamento planare.

Nei terreni molli la superficie di scorrimento può assumere forma circolare. Se il fenomeno interessa strati differenti, essa assume forme più complesse (ad esempio poligonale o successione di segmenti e archi). Il centro del cerchio, che approssima la linea di scorrimento, è situato al di sopra del baricentro della massa instabile (Figura 5.6).

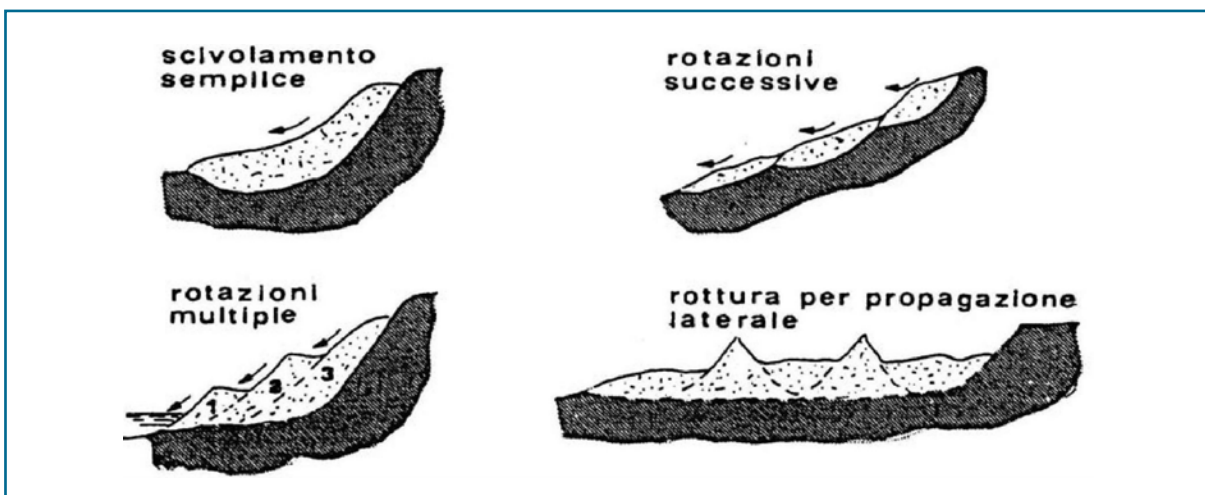


Figura 5.6 – Tipologie di frane di scivolamento rotazionale.

5.3 Frane di espansione

I movimenti di espansione laterale (Figura 5.7), diffusi in una massa fratturata, si verificano nei due seguenti modi:

non si riconosce né una superficie basale di scorrimento, né una zona di deformazioni plastiche ben definite (prevalentemente in roccia);

l'espansione laterale della roccia o del terreno sciolto è dovuta alla liquefazione o alle deformazioni plastiche del materiale sottostante.

Il terreno, sia di tipo lapideo che coesivo, in seguito a tale fenomeno, si mette in movimento espandendosi sul piano di contatto tra le due formazioni. Le superfici di rottura, in questo caso, non sono interessate da intense deformazioni di taglio.

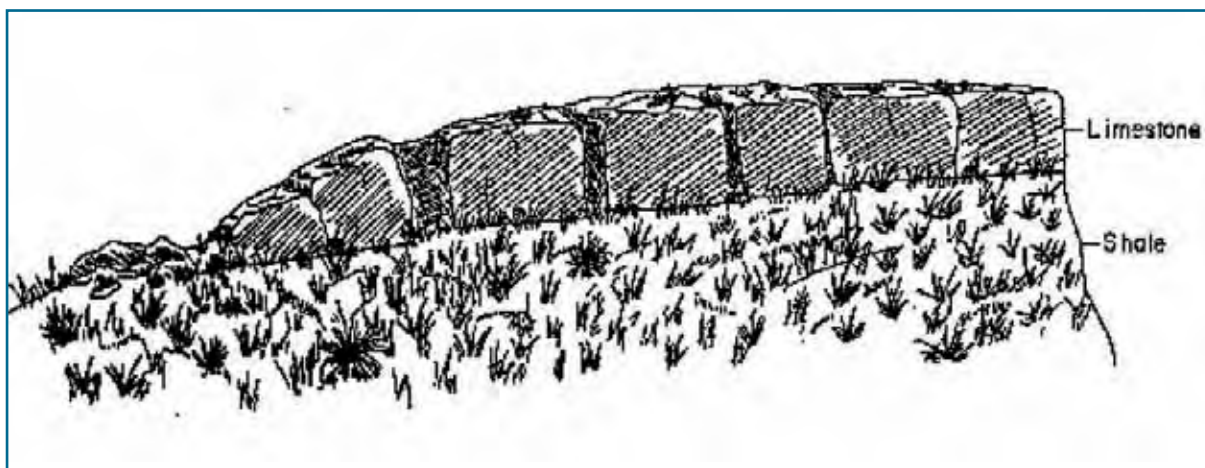


Figura 5.7 – Esempio di frana di espansione laterale.

5.4 Frane di colamento

I fenomeni di colamento si esplicano con movimenti entro la massa spostata, tali per cui o la forma assunta dal materiale in movimento, o la distribuzione apparente delle velocità e degli spostamenti, sono simili a quelle dei fluidi viscosi. Il limite tra la massa in movimento e il materiale in posto può essere una superficie netta di movimento differenziale, oppure una zona di scorrimenti distribuiti.

Nella tabella 5.1 ogni tipo di colata è descritto in base al materiale coinvolto, al contenuto d'acqua, a condizioni speciali in cui si trova (come sovrappressione interstiziale, possibilità di liquefazione, quantificazione del volume coinvolto, ecc.) e alla velocità con cui evolve.

Nei paragrafi seguenti si procede alla descrizione dei diversi fenomeni.

Tabella 5.1 - Classificazione dei fenomeni di colamento (Hungry O. et al., 2001).

Material	Water Content ¹	Special Condition	Velocity	Name
Silt, Sand, Gravel, Debris (talus)	dry, moist or saturated	- no excess pore-pressure, - limited volume	various	Non-liquefied sand (silt, gravel, debris) flow
Silt, Sand, Debris, Weak rock ²	saturated at rupture surface content	- liquefiable material ³ , - constant water	Ex. Rapid	Sand (silt, debris, rock) flow slide
Sensitive clay	at or above liquid limit	- liquefaction <i>in situ</i> , ³ - constant water content ⁴	Ex. Rapid	Clay flow slide
Peat	saturated	- excess pore-pressure	Slow to very rapid	Peat flow
Clay or Earth	near plastic limit	- slow movements, - plug flow (sliding)	< Rapid	Earth flow
Debris	saturated	- established channel ⁵ , - increased water content ⁴	Ex. Rapid	Debris flow
Mud	at or above liquid limit	- fine-grained debris flow	> Very rapid	Mud flow
Debris	free water present	- flood ⁶	Ex. Rapid	Debris flood
Debris	partly or fully saturated	- no established channel ⁴ , - relatively shallow, steep source	Ex. Rapid	Debris avalanche
Fragmented Rock	various, mainly dry	- intact rock at source, - large volume ⁷	Ex. Rapid	Rock avalanche

5.4.1 Flusso secco di sabbia, limo, ghiaia o detrito

E' definita da Hungry O. et al. (2001) come "*colata di materiale sciolto che può essere secco o umido, individuato da una granulometria più o meno assortita e senza una sovrappressione interstiziale significativa*".

Il materiale tende a rompersi su di un piano di scivolamento poco profondo, evolvendo poi in colata, il tutto in assenza di sovrappressione interstiziale. Il fenomeno viene innescato o dalla caduta di un blocco da un pendio scosceso, o da uno scivolamento caratterizzato da un'inclinazione pari o leggermente maggiore dell'angolo di attrito. Questi scivolamenti avvengono con una velocità limitata e coinvolgono un piccolo volume di materiale.

Il *dry sand flow* regola la migrazione delle dune di sabbia; il *dry talus flow* definisce la formazione dei con di detrito (Evans e Hungry, 1993); il *dry silt flow* è di solito innescato dal collasso di ripide scarpate siltose e avanza a una velocità sostenuta, a causa dell'ingente energia impartita dall'iniziale caduta di blocchi.

5.4.2 Flow slide in sabbia, limo, detrito o roccia tenera

E' una "colata su pendii a moderata pendenza di materiale individuato da una granulometria più o meno assortita; è caratterizzata da un eccesso di pressione interstiziale o dalla liquefazione del materiale originario coinvolto, e da una velocità che varia da rapida a estremamente rapida" (Hungry O. et al., 2001).

Questo fenomeno interessa materiali ad elevata porosità, che hanno una struttura metastabile; perciò, in seguito ad un'iniziale deformazione causata da un innesco esterno (ad esempio un terremoto), i grani di terreno collassano sull'acqua di porosità, causando una drastica riduzione di resistenza. La pressione interstiziale nella zona liquefatta aumenta avvicinandosi molto al valore della tensione totale, riducendo così drasticamente la tensione effettiva. Le colate prodotte sono decisamente mobili e molto pericolose.

Questi fenomeni si verificano in situazioni geologiche ben definite: depositi di sabbia sciolta nel delta di un fiume, accumuli lacustri di silt, loess, riempimenti artificiali di granulometria più o meno definita e discariche minerarie. I *loess flow slide* sono le colate più distruttive mai osservate.

I *flow slide* che si sviluppano in materiali non plastici completamente saturi provocano la liquefazione dell'intero strato coinvolto, come per esempio nel caso di pendii subacquei; se invece hanno origine in materiali non saturi (silt, loess e *man-made fill flow*), la liquefazione interessa solamente un sottile strato di base saturo, mentre la restante parte della colata può apparire secca.

E' molto importante notare che nel *flow slide* la liquefazione interessa esclusivamente il materiale d'inizio colata, anche se spesso solo dopo un sostanziale spostamento; perciò se un test di laboratorio mette in evidenza un potenziale di liquefazione del materiale d'origine, esiste la possibilità che si verifichi un *flow slide*. Invece la liquefazione che si sviluppa in altri fenomeni quali *debris flow*, *debris avalanches* e *rock avalanches* non avviene in modo spontaneo nel materiale d'origine, ma durante il movimento verso il basso in cui la sostanza iniziale viene modificata e altro materiale viene raccolto dall'evolversi del fenomeno.

I *flow slide* possono interessare anche alcune rocce, come il gesso soffice e altri depositi ad alta porosità: si arriva a liquefazione per collasso dei grani sull'acqua di porosità, in seguito a una sollecitazione dovuta alla rottura su di un ripido piano di scivolamento.

I *flow slide* avvengono quindi nei materiali granulari sciolti, nelle argille sensibili e persino in deboli rocce, altamente porose.

Il contenuto d'acqua in volume di un flow slide non subacqueo può diminuire durante il movimento a causa di un graduale drenaggio nella colata, oppure aumentare nel caso in cui il fenomeno coinvolga nel suo percorso materiale decisamente saturo.

5.4.3 Flow slide in argilla

Si tratta di una *“colata di argilla liquefatta con un contenuto d’acqua pari o molto vicino a quello di origine, caratterizzata da una velocità che va da molto rapida ad estremamente rapida”* (Hungry O. et al., 2001).

Questo fenomeno avviene nelle argille a seguito di un collasso strutturale, con una conseguente riduzione della resistenza e un rapido movimento. Le argille maggiormente soggette sono le *quick clay*, derivanti da depositi marini o palustri, rese “instabili” dal percolamento dell’acqua; esse possono essere leggermente sovraconsolidate, con resistenza che agisce in condizioni non drenate. Gran parte di tale resistenza viene poi persa a causa del collasso della struttura durante la rottura e il materiale diventa un fluido viscoso. Questo fenomeno avviene raramente in argille non sensibili e sovraconsolidate.

I *flow slide* in argilla si sviluppano a seguito di superfici di scivolamento rotazionale multiple o dalla spontanea liquefazione di un filone fratturato; il fenomeno poi procede causando la liquefazione dell’argilla e il conseguente trasporto di parti di crosta superficiale non liquefatta. La stessa colata può venire diluita, nel caso in cui entri nell’alveo di un corso d’acqua.

5.4.4 Flusso di torba

È una *“colata di torba satura, caratterizzata da un’alta pressione interstiziale e da una velocità che può variare da lenta a molto rapida”* (Hungry O. et al., 2001).

Tipicamente questo fenomeno avviene a seguito di rotture in depositi di torba ed è innescato o da un carico rapido di uno strato di torba saturo, oppure dalla naturale rottura di un orlo ripido.

La situazione fondamentale affinché si verifichi lo scorrimento di grandi volumi di torba su pendii poco inclinati è l’esistenza di un’elevata pressione interstiziale; tuttavia l’instabilità potrebbe non essere causata dalla sovrappressione in quei casi in cui si consideri che particelle di torba galleggino nell’acqua di porosità.

La velocità del moto dipende dall’inclinazione del pendio e può passare da lenta a molto rapida, anche su pendenze limitate.

5.4.5 Flusso di terra

È definito come *“colata intermittente di terra argillosa, di carattere plastico e con velocità variabile da estremamente lenta a rapida”* (Hungry O. et al., 2001).

Questa colata comunemente coinvolge argille sovraconsolidate, rocce tenere alterate e prodotti di erosione e alterazione derivanti dal deposito stesso. Generalmente i flussi di terra producono accumuli lungo i pendii a forma di lingua di terra, che si sviluppano su distanze elevate e sono

continuamente in movimento a causa della incessante variazione delle sovrappressioni interstiziali. Il moto si protrae per lungo tempo alternando periodi di deformazione plastica ad altri di fratturazione interna.

La velocità di questo fenomeno cambia nelle varie parti del deposito e in particolare si osserva che si trovano delle superfici di taglio sulla base e ai lati, associabili ad uno scivolamento. Sebbene le caratteristiche morfologiche di questo tipo di colata siano quelle di un flusso, il movimento a essa legato è uno scivolamento.

Molti flussi di terra si mantengono in condizioni instabili, in quanto il materiale scaricato lungo il pendio viene periodicamente rimpiazzato da frane da crollo delle scarpate retrostanti il corpo della colata; inoltre spesso il piede della stessa si trova nel corso di fiumi, all'interno di laghi o lungo le coste marine e in queste condizioni il flusso d'acqua o il moto ondoso generano fenomeni di erosione, che producono una riduzione del carico a valle e una conseguente mobilitazione verso il basso della colata stessa. Tutto questo fa sì che il fenomeno sia caratterizzato da un continuo passaggio di materiale dalla corona al piede della "lingua", la quale avrà una forma più o meno allungata o lobata in funzione del percorso seguito lungo il pendio.

In molti casi il continuo movimento è reso possibile dal fatto che si sviluppano delle situazioni di carico in condizioni non drenate. Per esempio, il movimento di una parte di terreno posta a monte della colata provoca l'incremento delle tensioni nella parte a valle; se tale rapido aumento delle tensioni avviene su terreno a granulometria fine, esso provoca un incremento delle pressioni interstiziali con conseguente riduzione della resistenza e accelerazione della colata.

5.4.6 Flusso di detrito (*debris flow*)

E' una "colata in un canale ad elevata pendenza di detrito saturo non plastico, con velocità rapida o estremamente rapida (con sabbie e frazione fine avente un indice di plasticità inferiore al 5%)" (Hungry et al., 2001).

Innanzitutto questo fenomeno è caratterizzato da una velocità media elevata di almeno 0,05 m/sec, ma in molti casi essa può variare anche da 1 m/sec fino a 20 m/sec su alcune parti del percorso seguito. Normalmente si sviluppa su versanti montani in seguito ad abbondanti precipitazioni o allo scioglimento delle nevi, da cui nascono le sovrappressioni interstiziali che portano a liquefazione. Una caratteristica fondamentale del *debris flow* è data dal fatto che richiede la presenza di un canale o comunque di un percorso ben confinato in cui possa evolvere. Inoltre, secondo gli ideatori di questa classificazione, per mantenere in movimento la testa della colata sul pendio sono necessarie alcune condizioni, come per esempio che il rapporto tra larghezza e profondità del canale sia al massimo di 5.

La direzione del flusso è controllata o da un canale di primo o secondo ordine, oppure da una gola; qui il *debris flow* è un fenomeno ricorrente, fatto confermato dall'esistenza di incisioni e segni

di erosione e dalla presenza di un cono di deiezione ben definito. L'importanza di questa canalizzazione è dovuta ai motivi descritti nel seguito.

Nel canale scorre un flusso d'acqua superficiale che viene inglobato dal *debris flow*, che aumenta così il suo contenuto d'acqua.

Il confinamento laterale permette di mantenere la profondità del flusso elevata, facilita la suddivisione granulometrica longitudinale e lo sviluppo di "ondate" descritti in seguito; l'esistenza di un percorso regolare facilita la stima del rischio associata al fenomeno.

Un aspetto che caratterizza i debris flow è la tendenza a portare i grani di maggiori dimensioni vicino alla superficie del flusso, creando quindi un inverso gradiente granulometrico; ciò, associato a un notevole gradiente verticale di velocità, crea un accumulo di massi e macerie di alberi nei pressi del fronte dell'ondata (Figura 5.8), da cui nasce una portata solida di picco, fino a 40 volte superiore di quella di un'inondazione.

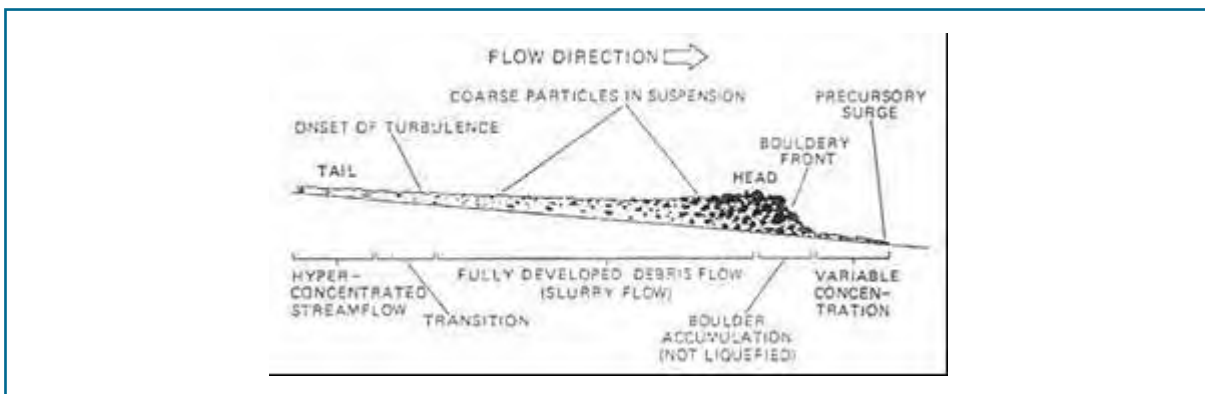


Figura 5.8 - Sviluppo di un debris flow [Hungar O. et al., 2001].

Nel momento in cui il *debris flow* raggiunge l'apice del cono di deiezione, il canale si allarga e il detrito di granulometria maggiore si deposita ai bordi, formando creste ripide o argini; la parte fine invece si arresta più a valle creando un deposito lobato.

Il contenuto d'acqua cambia sia nello spazio a causa dell'eterogeneità del *debris flow*, sia nel tempo per la diversa diluizione derivante dal passaggio della colata nei canali di corsi d'acqua.

I materiali costituenti questi tipi di colata vanno dall'argilla fino ai massi con diametro di alcuni metri. Nelle aree ricche di foreste più dell'80% del volume del *debris flow* è formato da sostanza organica, come per esempio il legno, mentre nelle zone dove affiorano rocce cristalline o metamorfiche non alterate è costituito in prevalenza da detrito grossolano e massi.

Le colate di origine vulcanica sono di solito più ampie e con una granulometria più fine rispetto agli stessi fenomeni che coinvolgono altri materiali; in questi casi quindi si utilizza il prefisso "*volcanic*" associato alla terminologia in uso (ad esempio *volcanic debris flow*).

5.4.7 Colata di fango (*mud flow*)

E' una "colata incanalata di detrito plastico e saturo, caratterizzata da un contenuto d'acqua maggiore rispetto al materiale originario coinvolto e da una velocità che varia da rapida a estremamente rapida (indice plastico maggiore del 5%)" (Hungar O. et al., 2001).

Nel caso di improvvise ed intense venute d'acqua su terreni in condizioni decisamente aride, lo strato colluviale argilloso può venire diluito a tal punto da superare il limite di liquidità e quindi evolvere in colata. Un importante gruppo di *mud flow* si sviluppa dalla graduale diluizione di argille a bassa plasticità di origine vulcanica.

Sebbene siano entrambi costituiti da una matrice argillosa, i *mud flow* sono distinti dai *clay flow slides*: infatti i primi, durante il movimento, inglobano l'acqua incontrata, mentre gli altri liquefano in situ senza variare in modo significativo il loro contenuto d'acqua, almeno nella parte iniziale del flusso.

Inoltre la presenza dell'argilla ritarda sia la diluizione che il drenaggio, provocando così la formazione di colate di lunghezza maggiore; questa variazione del movimento dell'acqua all'interno della parte solida causa un diverso comportamento dei *mud flow* rispetto ai *debris flow*, anche se è bene ricordare che la distinzione fra questi due fenomeni non è molto rilevante.

5.4.8 Debris flood

Il *debris flood* è un "flusso d'acqua in un canale ad elevata pendenza che trasporta una ingente quantità di detrito a una velocità classificabile come molto rapida" (Hungar O. et al., 2001).

Questo fenomeno è contraddistinto dalla grande capacità di trasporto di sedimenti, che crea un flusso iperconcentrato; nel 1984 Costa ha proposto una concentrazione solida dell'80% come criterio di divisione dai *debris flow*. Consistenti ondate trasportano in sospensione il detrito scarsamente definito da un punto di vista granulometrico, formato da sabbia, ciottoli o piccoli massi. Quindi la portata solida di picco dei *debris flood* sarà dello stesso ordine di grandezza di quello di una piena, aumentato però di un "bulking factor" che varia da 1 a 2; persino la velocità sarà molto simile a quella dell'acqua durante una inondazione. Se si considera che la portata solida di picco dei *debris flow* è di alcune decine di volte maggiore rispetto a quella di una piena d'acqua, l'analisi della portata solida di picco può essere considerata come il miglior criterio per differenziare un *debris flood* da un *debris flow*. Un'eccezione di quanto appena detto si verifica nel caso in cui il *debris flood* sia associato ad una portata liquida decisamente elevata, dovuta alla rottura di una diga naturale o artificiale, allo scioglimento di ghiacciai o nevi. Di conseguenza anche il trasporto solido cresce a dismisura, creando danni catastrofici; perciò in questo caso non

si possono più distinguere i due fenomeni dal semplice confronto della portata solida di picco.

Un'altra distinzione può essere fatta in base alla morfologia dei depositi: infatti gli accumuli dei *debris flood* sono relativamente sottili e ampi, quelli dei *debris flow* sono più spessi, lobati e caratterizzati dalla formazione di creste. Inoltre in un *debris flood* non ci sono argini lungo il percorso, a causa della mancanza del deposito di detrito di grosse dimensioni trasportato dal fronte della colata.

A volte un *debris flow* può venire diluito durante il movimento verso il basso, assumendo in questo modo le caratteristiche di un *debris flood*.

I *debris flood* si muovono anche in canali con pendenze decisamente minori rispetto ai *debris flow*; possono così venire osservati in corsi d'acqua più larghi.

La forza distruttiva di un *debris flood* è simile a quella di una piena d'acqua; esso circonda gli oggetti che incontra, anche se a volte senza arrecare loro danni rilevanti.

Si deve infine precisare che un *debris flood* non è una colata vera e propria come il *debris flow*, ma è un fenomeno di trasporto solido.

5.5 Frana complessa

Il movimento risulta dalla combinazione di due o più dei cinque tipi principali descritti in precedenza. Molte frane sono complesse, ma generalmente un tipo di movimento predomina, spazialmente o temporalmente, sugli altri.

5.6 Deformazione gravitativa profonda del versante

Questo fenomeno consiste nel lento scivolamento gravitativo del versante verso il basso e coinvolge spessori di roccia dell'ordine di centinaia di metri.

Ad esempio la deformazione gravitativa profonda che interessa il versante in sinistra orografica del torrente Dora di Valgrisenche, a monte del comune di Valgrisenche, in Valle d'Aosta, e la sua interazione con la diga ad arco gravità a doppia curvatura di Beauregard, costituiscono una problematica assai complessa per le importanti implicazioni negli ambiti di protezione civile, gestione dell'energia, del territorio e dell'ambiente.

L'ammasso roccioso in corrispondenza della diga è costituito da micascisti, micascisti gneissici e gneiss e si presenta prevalentemente sano sul fianco destro della valle; è invece fratturato e cataclasato sul fianco sinistro. Le opere di consolidamento richiesero l'esecuzione di cunicoli, iniezioni e sottomurazioni fino a circa 200 m all'interno del versante sinistro. Sul contorno dell'opera, e per una profondità di oltre 100 m, è inoltre stato realizzato un diaframma impermeabile con

iniezioni cementizie. Le scadenti condizioni dell'ammasso roccioso in sponda sinistra costituirono l'aspetto di maggiore approfondimento degli studi condotti per la costruzione dell'opera. L'intercettazione, al di sotto della spalla sinistra, di terreni detritici sciolti indussero per primo il prof. G. Dal Piaz, incaricato per gli studi geologici dall'impresa realizzatrice, a parlare di una "sacca" (termine da allora ricorrente nei documenti di progetto) di terreni sciolti che "si spinge all'interno del versante fino a 80-90 m dall'estremo dell'imposta, ad una profondità massima dal piano campagna di circa 150 m". La presenza di questi terreni rappresentò infatti, fin dall'inizio delle attività di scavo dell'imposta, un problema complesso con implicazioni, dapprima, per la tenuta dell'invaso e, successivamente, anche per la stabilità dell'imposta e della stessa diga. Per la costruzione della diga, il materiale della "sacca" fu interamente sostituito con calcestruzzo a seguito di complessi lavori di scavo e svuotamento in sotterraneo e successiva sostituzione con strutture in calcestruzzo a formare sostegni e archi di volta rinforzati con puntoni per contrastare le spinte della roccia. La Figura 5.9 (tratta da Desio, 1973) riporta uno schema trasversale delle condizioni geologiche della valle in corrispondenza della diga (Barla et al., 2005).

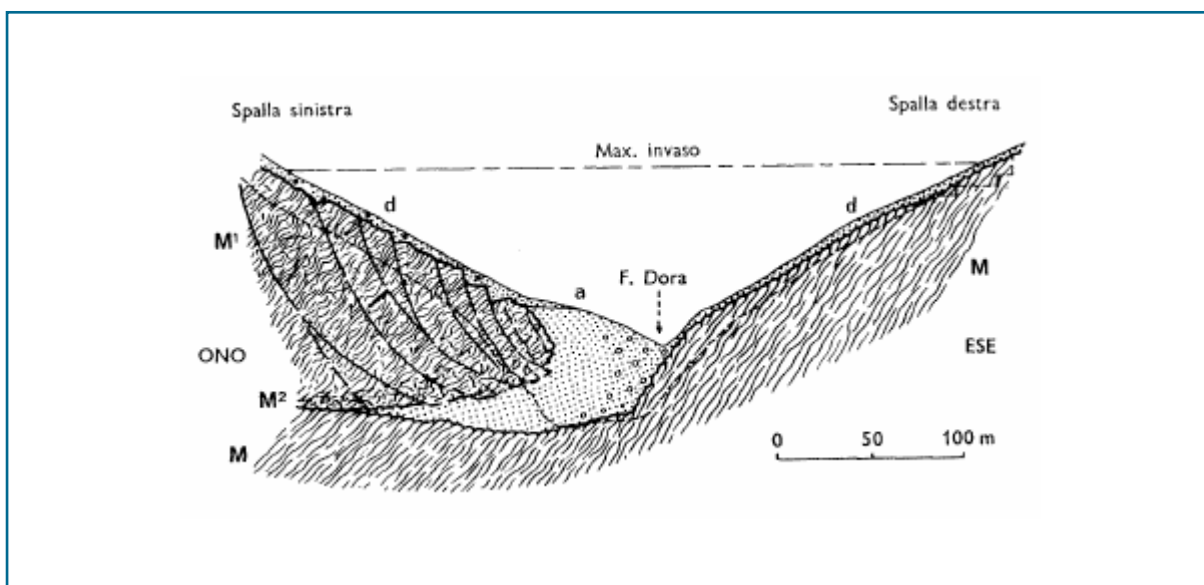


Figura 5.9 - Sezione geologica della Valgrisenche in corrispondenza della diga di Beauregard secondo l'interpretazione di A. Desio (1973) [Barla et al., 2005].

5.7 Soliflusso

Il soliflusso appartiene ai movimenti lenti superficiali della coltre detritica. Tale fenomeno consiste nello scorrimento verso valle della coltre detritica di un pendio, per effetto della saturazione in acqua, con velocità compresa tra qualche millimetro a qualche metro ogni anno. Questo movimento si distingue dalle colate per la sua lentezza e perché il terreno in movimento mantiene la sua consistenza, pur manifestando la presenza di piccole colate, lobi e increspature del terreno (Figura 5.10).

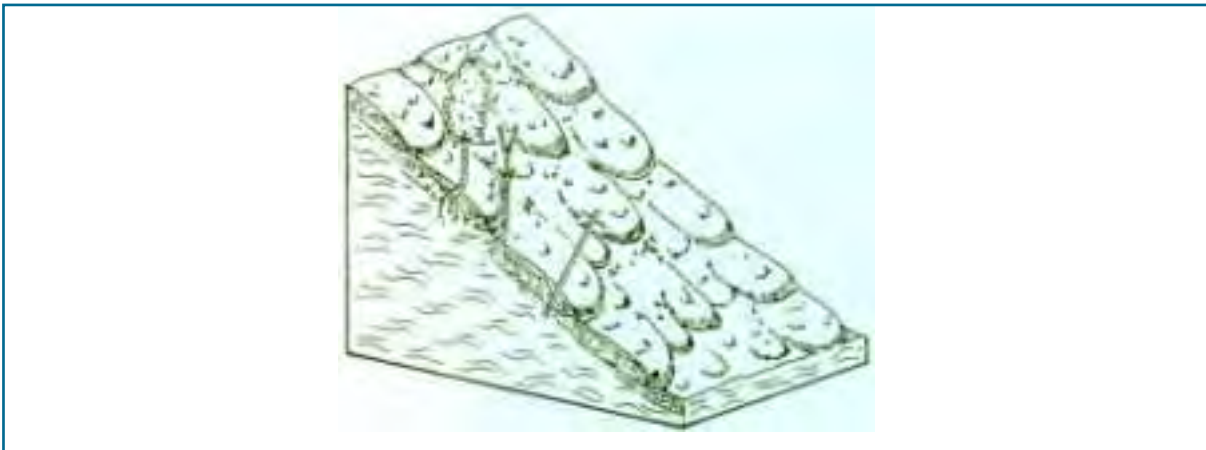


Figura 5.10 – Soliflusso.

5.8 Valanga

5.8.1 Valanga di detrito

“Colata superficiale su un pendio ripido di detrito parzialmente o completamente saturo, senza confinamento in un canale, con velocità che varia da molto ad estremamente rapida” (Hungar O. et al., 2001).

Il materiale tende a rompersi su di un piano di scivolamento più o meno superficiale, evolvendo poi in una rapida colata, senza però avanzare in un canale prestabilito; nella fase iniziale può venire considerato un *debris slide*.

Una valanga di detrito si distingue facilmente da un *debris flow*; infatti in quest'ultimo si possono evidenziare un percorso e dei limiti laterali nell'area di deposito su cui, durante un'analisi di rischio, si notano i segni degli eventi passati, ottenendo così informazioni su frequenza e magnitudo del fenomeno. Nello studio di una valanga di detrito, invece, si possono esaminare tratti di

ripidi pendii, molti dei quali però non hanno segni di eventi passati.

Una valanga di detrito può avvenire in varie parti di un pendio e normalmente non si ripete in una stessa posizione. Spesso può entrare in un ripido canale di drenaggio o in una gola, diventando così un *debris flow*; perciò il termine valanga di detrito viene utilizzato per quei fenomeni che risultano essere scarsamente canalizzati per la maggior parte della loro lunghezza, evitando in questo modo di avanzare in un percorso ricorrente e senza avere un'area di deposito con limiti definiti. Altra differenza da un *debris flow* è lo scarso grado di saturazione e la mancanza di un fronte longitudinale formato da detrito grossolano.

Il contenuto d'acqua è difficile da determinare poiché varia nello spazio; spesso una massa di detrito relativamente secca può muovere su un sottile basamento saturo liquefatto da un rapido carico.

Secondo Varnes (1978) la velocità di una valanga di detrito è maggiore rispetto a un *debris flow*.

5.8.2 Valanga di roccia

“Colata estremamente rapida di roccia fratturata che ha origine da un ampio scivolamento o da un crollo di roccia” (Hungar O. et al., 2001).

Questo fenomeno riguarda lo scivolamento asciutto di una enorme quantità di roccia fratturata, che si muove come un flusso semicoerente. Questa grande massa deriva da fratture all'interno del basamento roccioso e conseguenti frane da scivolamento e da crollo, in cui gruppi di rigidi frammenti rotolano, cadono e rimbalzano. Non è quindi l'acqua la responsabile del fenomeno, bensì la frantumazione e la disaggregazione dovute al primo collasso.

Una valanga di roccia può riguardare qualsiasi tipo di rocce: sedimentarie, metamorfiche e magmatiche, inclusi i depositi piroclastici. Il volume coinvolto è dell'ordine del milione di m³ ed è proporzionale allo spazio percorso dal fenomeno.

Negli eventi in cui il detrito raccolto lungo il percorso dove la valanga evolve raggiunge un volume maggiore rispetto ai frammenti di roccia, si parlerà di *rock fall-debris avalanche* o *rock slide-debris avalanche*.

5.9 Crollo per cavità di carsismo

Il fenomeno carsico indica l'attività chimica dell'acqua su rocce calcaree e gessose, a opera di precipitazioni rese acide dall'anidride carbonica presente nell'atmosfera. Il carsismo si sviluppa principalmente a seguito della corrosione e della disaggregazione delle rocce.

È naturalmente importante la costituzione primaria del terreno sul quale questi fenomeni si realizzano, in quanto il gesso, ad esempio, è più malleabile della roccia calcarea, il che incide note-

volmente sui tempi e sullo sviluppo del processo. L'azione decisiva è comunque sempre e soltanto quella dell'acqua. Ecco perché i terreni carsici si trovano prevalentemente nella fascia climatica temperata, dove le condizioni atmosferiche sono più favorevoli, sia per le temperature che per la quantità di precipitazioni.

La presenza di cavità dovute al fenomeno del carsismo al di sotto di un invaso può indurre problemi alla stabilità allo sbarramento stesso dovuto a cedimenti e crolli nella fondazione; nonché problemi di sifonamento attraverso la cavità carsica.

5.10 Crollo per cavità di miniere

Eventuali problemi possono insorgere qualora l'invaso sia costruito al di sopra di vecchie miniere. Ciò può provocare movimenti superficiali dovuti a cedimenti delle cavità sottostanti.

5.11 Indagini in situ dirette ed indirette

Una corretta progettazione delle opere di ingegneria infrastrutturale deve essere basata su di un'accurata conoscenza delle caratteristiche del sottosuolo, ottenuta con rilievi, indagini, prove e studi geologici e geotecnici. Essi consentono di raccogliere i dati occorrenti per ottimizzare il progetto e valutare la previsione del comportamento dell'opera nel suo insieme e in rapporto con il terreno circostante.

Per la pianificazione delle indagini relative alla stabilità di un pendio è opportuno, in primo luogo, analizzare i dati esistenti disponibili relativi alla zona oggetto di studio.

In particolare è utile reperire:

- carte topografiche e progetti:
 - informazioni sull'accessibilità del sito per la determinazione del tipo di indagini da eseguire in situ;
 - individuazione della morfologia del sito e del reticolo di drenaggio;
- carte geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e di geologia strutturale per la raccolta di informazioni sui terreni o rocce e sulle strutture geologiche che interessano il sito;
- carte del suolo per la determinazione di:
 - fisiografia;
 - rete di drenaggio;
 - vegetazione;
 - clima;

- depositi di suolo;
- carte di inventario delle frane e carte della suscettibilità per la rilevazione di:
 - ubicazione;
 - data dell'evento;
 - geometria dell'evento prima e dopo la frana;
 - litologia del versante;
 - possibile causa d'innescio;
 - dati delle precipitazioni;
 - danni causati;
 - opere di sistemazione realizzate o progettate;
- osservazione e analisi di foto aeree, che possono fornire:
 - generale prospettiva dall'alto;
 - descrizione morfologica e geomorfologica del sito;
 - miglior comprensione della geologia, topografia e del reticolo di drenaggio;
 - buona delimitazione geometrica di frane antiche e recenti;
- dati sismici relativi alle ubicazioni degli epicentri e alle intensità;
- dati storici e letteratura;
- indagini geologiche ed indagini geotecniche precedenti relative a :
 - indagini in situ;
 - perforazione di pozzi;
 - scavi per fondazioni.

Il rilevamento geologico, che comprende quello geomorfologico, quello litologico-strutturale e geologico-tecnico, rappresenta lo strumento primario di indagine superficiale in situ.

La conoscenza del territorio interessato dall'intervento si ottiene per gradi di approfondimento; come detto in precedenza, le informazioni si possono desumere da un'accurata revisione bibliografica della cartografia esistente (topografica, geomorfologica, geologica, idrogeologica, pedologica, litotecnica e tematica) e delle eventuali relazioni tecniche e scientifiche esistenti, con il telerilevamento e la fotointerpretazione, con analisi e indagini in situ, superficiali e profonde, e prove in laboratorio.

Le indagini geotecniche andranno mirate a fornire un quadro che comprenda:

- la litologia e stratigrafia del sito;
- la tipologia, la classificazione e la variabilità di ogni litotipo o terreno interessato;
- la resistenza, la deformabilità e la permeabilità di ogni litotipo o terreno interessato;
- la posizione del livello di falda e i dettagli sulla sua natura (filtrazione, stima della portata di flusso attraverso i diversi strati).

La definizione stratigrafica può essere effettuata a diverso grado di dettaglio mediante pozzetti esplorativi, sondaggi ad elica e sondaggi a rotazione.

L'esecuzione delle indagini deve essere curata da un responsabile dotato della necessaria professionalità, specialmente nella fase di indagine definitiva.

I metodi di indagine geognostica possono essere diretti ed indiretti. Con metodi diretti si intendono le analisi e i campionamenti eseguiti sulle rocce e terreni affioranti e in pozzi, trincee, cunicoli, in perforazioni di sondaggio, prove geotecniche su terre, prove geomeccaniche su rocce, prove di infiltrazione e permeabilità, misure piezometriche. Il rilevamento pedologico permette la caratterizzazione del suolo.

Per quanto riguarda i metodi indiretti, le prospezioni geofisiche, i metodi elettrici e sismici sono quelli più idonei a conoscere, in una prima fase orientativa le problematiche geologiche e idrogeologiche.

L'integrazione tra i diversi metodi di indagine consente di incrementare significativamente gli elementi conoscitivi e di valutarne reciprocamente i risultati.

Oltre alle tradizionali prove geotecniche di laboratorio (classificazione, permeabilità, resistenza a compattazione dei terreni, ecc.), possono essere utili analisi per la caratterizzazione dei suoli (composizione mineralogica, percentuale di materia organica, analisi chimiche, fisiche, tessiturali, di plasticità, ecc.).

Importante è la ricostruzione della stratigrafia dell'area per la valutazione delle caratteristiche geotecniche del terreno.

Le indagini in situ prevedono prove in foro (SPT - *Standard Penetration Test*, prove di permeabilità) e in pozzi esplorativi (prove di carico su piastra e prove di taglio diretto a grande scala).

Le indagini geofisiche che possono essere effettuate in situ sono:

- test sismici a riflessione e a rifrazione;
- prove di resistività ed elettromagnetiche;
- rilevamento radar;
- rilevamento gravimetrico;
- prove geofisiche in foro;
- indagini geo –radar.

Il Decreto Ministeriale 11 marzo 1988 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*" e la Circolare del Ministero del LL.PP. 24-09-1988 n. 30483 stabiliscono i principali criteri da seguire per il progetto e l'esecuzione delle indagini su terreni e rocce.

5.12 Tecniche di stabilizzazione di versanti in roccia

Le opere di difesa si distinguono in opere attive e opere passive.

Le opere attive hanno la funzione di prevenire, impedire o limitare in modo sostanziale il distacco e il movimento di porzioni rocciose. Tali opere si possono distinguere in:

- opere che modificano la geometria del versante: eliminano direttamente i volumi di roccia instabili di dimensioni varie (disgaggi) o riducono le forze instabilizzanti (riprofilature);
- interventi che modificano la resistenza meccanica dell'ammasso roccioso: sono le opere di sostegno di varia tipologia. Si hanno tiranti attivi, bulloni, chiodi in barre d'acciaio, iniezioni di consolidamento con iniezioni cementizie o resine, calcestruzzo spruzzato semplice o fibrorinforzato;
- opere che agiscono sulla superficie dell'ammasso per limitare i fenomeni di rottura progressiva sulla superficie dell'ammasso: sono costituite da reti in aderenza semplici o a doppia torsione, pannelli di fune o ad anelli, manti naturali di vegetazione e geosintetici o con strati di calcestruzzo spruzzato;
- interventi che modificano le condizioni di circolazione idrica superficiale o profonda: essi diminuiscono la circolazione sulla superficie dell'ammasso roccioso e ostacolano e allontanano l'infiltrazione di acqua nelle discontinuità. Tali interventi migliorano le condizioni statiche degli ammassi intercettando le acque superficiali a monte della parete rocciosa, sigillando con malta cementizia o con resine le discontinuità, favorendo il drenaggio con fori suborizzontali o con gallerie drenanti.

Le opere passive rallentano, deviano o arrestano la caduta, difendendo la struttura, l'attività o il bene che è minacciato. Tra di esse si hanno: le reti paramassi, interventi di riprofilatura del versante, trincee, rilevati, muri, gabbionate, scogliere.

Per l'individuazione della tipologia di difesa più adatta a un caso in esame, è opportuno valutare diversi elementi:

- caratteristiche geologiche e geotecniche, vegetazione, geometria, dimensioni relative alla parete di distacco;
- fattori fisici relativi al pendio tra la parete di distacco e il bene da difendere;
- risultati della modellazione numerica del fenomeno;
- ubicazione e geometria del bene da proteggere;
- fattori economici relativi al bene da proteggere;
- costi della difesa, costi della messa in opera, costi di manutenzione;
- impatto ambientale dell'intervento;
- approvvigionamento dei materiali.

E' importante corredare le opere con una strumentazione adatta per la realizzazione di sistemi premonitori e di segnalazione dell'evento.

5.13 Protezione dei pendii interni all'invaso

La vegetazione può aggiungere un ulteriore margine di sicurezza alla stabilità dei versanti e ridurre la frequenza dei lavori di manutenzione e di ripristino. Può inoltre contribuire a salvaguardare le sponde da cambiamenti e degradi a lungo termine.

I principali vantaggi offerti da una vegetazione ben inserita nelle aree rivierasche dell'invaso sono:

- il miglioramento della stabilità dei pendii;
- la protezione contro l'erosione superficiale;
- il controllo dell'acqua di ruscellamento sui fianchi e sui versanti circostanti.

Un altro metodo per il controllo dell'erosione delle sponde, consiste nell'inserire delle opportune protezioni sui pendii interni all'invaso. Possono essere utilizzati tre tipi di protezioni:

1. Protezione pesante

E' formata da una pavimentazione di pietre o altro materiale rigido e resistente (come lo spaccato di rocce). Qualora realizzata in manti di gabbionate, occorre tenere presente che essi devono aver spessore non inferiore a 200 mm e dimensione dei singoli frammenti non inferiore ai 100 mm. Altri sistemi costituiti da geotessuti o da geotessuti e bloccanti sono meno economici.

Sacchi riempiti di miscela di cemento e sabbia possono fornire un'alternativa facilmente realizzabile ed economica, ma di aspetto poco gradevole (l'uso dovrebbe essere accompagnato da una curata disposizione della vegetazione che ne attenui l'impatto visivo).

Dove il serbatoio sia tenuto costantemente al massimo livello, l'estensione della protezione può essere contenuta nell'ambito di ± 1 m dalla posizione di regime, il resto del pendio essendo seminato ad erba.

2. Protezione leggera

Utilizza la vegetazione come mezzo antierosione sia da sola, che insieme a materiali naturali come il legname, il sottobosco ecc.: un geotessuto può essere previsto per facilitare la presa e coagulare l'azione dei materiali naturali. Spesso sono usate piante arbustive che formano un bordo protettivo lungo il pelo dell'acqua, in modo da ridurre l'azione erosiva del moto ondoso, mentre gli apparati radicali superficiali irrobustiscono il terreno. Queste piante non attecchiscono o si sviluppano solo parzialmente nel caso in cui il livello dell'acqua non sia stabile. La principale azione protettiva della vegetazione al di sotto del livello dell'acqua è il rinforzo del terreno ad opera delle radici. Anche le radici della vegetazione più piccola, spesso nella forma di rizoma, possono aiutare a stabilizzare e rinforzare il terreno. Le principali specie di vegetazione utilizzate per la protezione leggera sono le canne, l'erba a prato e alberi come il salice e l'ontano, che crescono in condizioni di elevata umidità.

E' necessario considerare qualsiasi potenziale problema che può sorgere durante la gestione dell'opera, cercando di mantenere la tipologia di piante originarie e di prevenire la crescita incontrollata di specie tra loro dominanti. In relazione alla posizione assunta da ogni sito, alla direzione delle onde e alla lunghezza dell'invaso, la vegetazione può a volte risultare insufficiente. Si può ricorrere all'uso di tronchi di alberi o fascine ancorate al pendio in prossimità del pelo dell'acqua in modo da dissipare l'energia dell'onda.

3. Protezione in presenza di un livello variabile dell'acqua nel serbatoio

Negli invasi soggetti a una variazione frequente e ampia del livello dell'acqua, la protezione vegetale non è adatta a sopportare periodi asciutti e periodi in cui si trova sommersa da diversi metri d'acqua. La protezione di tipo pesante invece è anti-economica. Le dighe che ricadono in questa categoria hanno sofferto in passato notevoli fenomeni erosivi, con spessori di terreno eroso vicini ai 10 cm per anno solo in seguito al primo riempimento.

Bibliografia

Da Deppo, Datei, Salandin, Sistemazione dei corsi d'acqua, Edizioni Libreria Cortina Padova, 1995.

Testa Camillo A., Stabilità dei pendii, Dario Flaccovio Editore, 2001.

Jappelli R., Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici, L'Acqua, 1/2005.

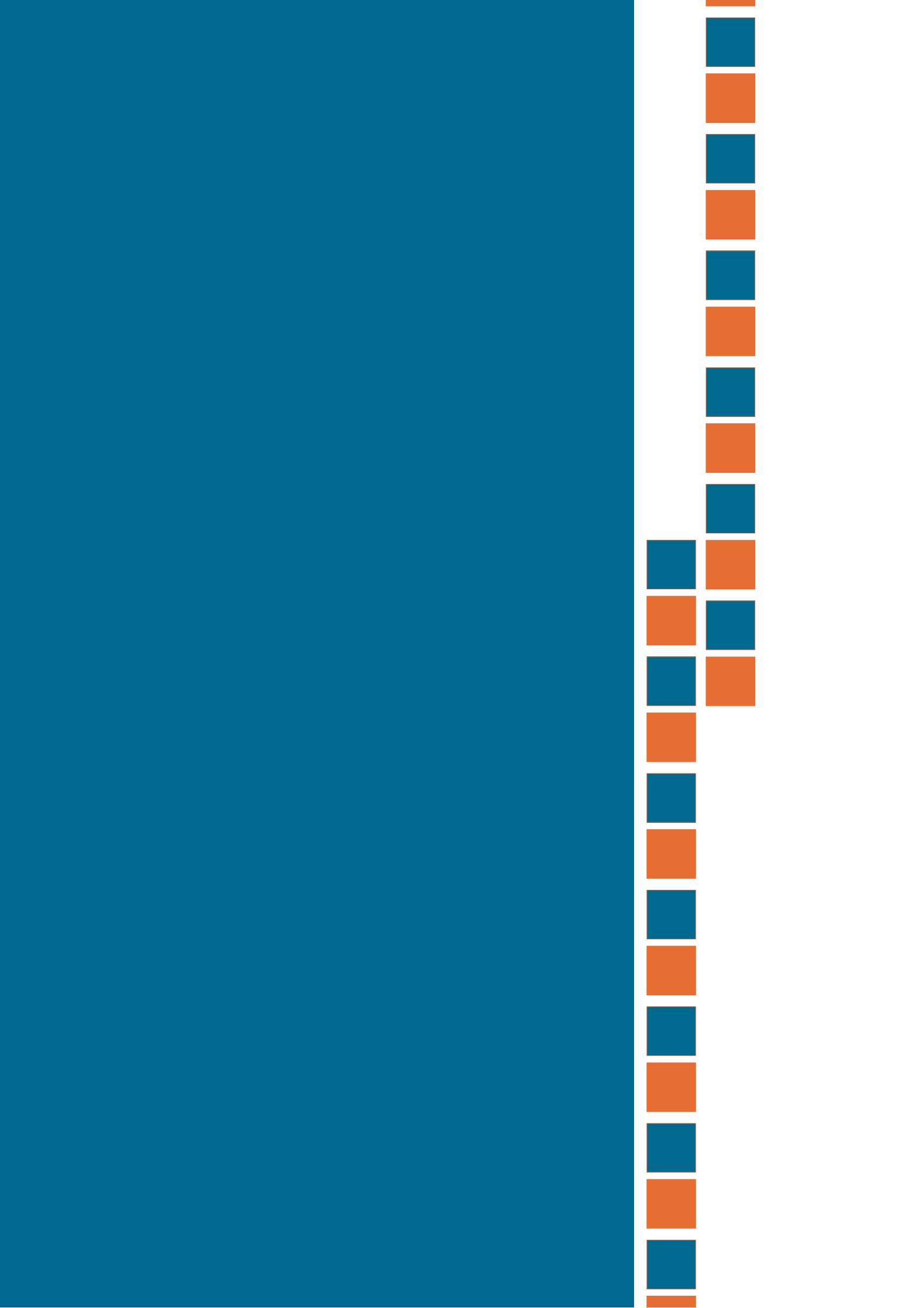
Hungr O., Evans S. G., Bovis M. J. & Hutchinson J. N., A review of the classification of landslides of the flow type
Environmental & engineering Geoscience, Vol. VII, No. 3, 221-238, 2001.

Varnes D.J., "Slope movements, type and process" in Landslides: Analysis and Control-Transp. Board. Nat. Acad.
of Sciences, Special report 176, 1978.

Barla G., Ballatore S., Canella G., Amici R., Chiappane A., La deformazione gravitativa di Beauregard e la sua interazione con una grande diga ad arco gravità, Memoria presentata in occasione dell'Incontro in Ricordo del prof.

Arturo Pellegrino, Napoli, 26 settembre 2005.

Consiglio Nazionale degli Ingegneri, Le competenze in materia di indagini geologiche e geotecniche e loro remunerazione in Italia e in Europa, Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri, 2006.





CAPITOLO 6

PRESENZA DI VEGETAZIONE

6 PRESENZA DI VEGETAZIONE

6.1 Infiltrazione dovuta alle radici delle piante nel corpo diga

La vegetazione presente sugli sbarramenti può essere un rivelatore di possibili anomalie. Infatti, la presenza di piante tipicamente acquatiche sul paramento di valle, può indicare la presenza di fenomeni di infiltrazione attraverso lo sbarramento.

La scelta della vegetazione deve essere fatta sia nella fase progettuale, che durante la gestione e manutenzione dell'opera. Si considereranno tipologie diverse di vegetazione in funzione della porzione dell'invaso esaminata: paramenti di monte e di valle, coronamento, sponde del serbatoio, area occupata dall'acqua.

Alcune specie arbustive, quali il salice, il pioppo e l'ontano, necessitano di una grande quantità di acqua e sviluppano un ampio sistema radicale; tali tipologie vanno dunque evitate nella costruzione di nuovi sbarramenti.

Lo sviluppo radicale delle piante ad alto fusto favorisce la formazione di vie preferenziali per l'infiltrazione e impediscono l'ispezione dello sbarramento. Per contro, il taglio delle piante ad alto fusto presenti sui paramenti, può provocare, una volta che le radici marciscono, l'aggravamento dei moti di filtrazione.

La messa in sicurezza della diga di Arignano (TO) ha previsto l'abbattimento delle piante ad alto fusto presenti nel corpo diga e un nuovo rivestimento dei paramenti di monte e di valle (Figura 6.1).



Figura 6.1 – Diga di Arignano (TO - 2006): si osservi la presenza di un albero ad alto fusto sul coronamento della diga in corrispondenza del vecchio scarico di superficie.

6.2 Ostruzione degli scarichi dovuta alla vegetazione

I problemi relativi agli scarichi sono stati trattati al Capitolo 2 “Problemi legati agli scarichi”. Si rammenta la necessità di un’adeguata manutenzione e pulizia degli scarichi, per evitare la formazione di intasamenti.

Lo sviluppo nell’invaso di piante acquatiche, ad esempio canneti e alghe, può generare problemi di occlusione agli scarichi. La predisposizione di filtri e griglie può ovviare al problema.

L’adeguamento strutturale del lago di Pagno nel comune di Brondello (CN), ha previsto la realizzazione di un nuovo scarico di fondo protetto da un filtro (Figura 6.2).

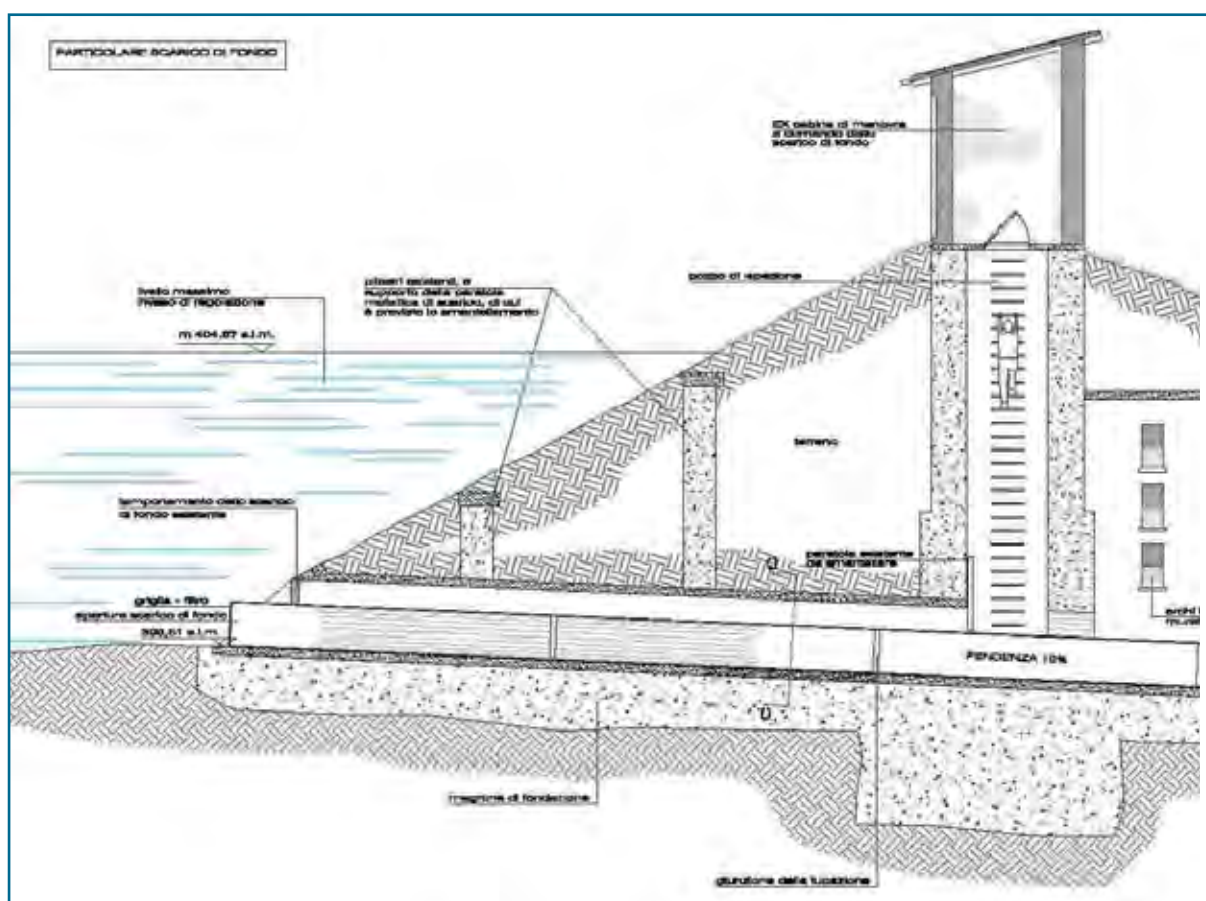


Figura 6.2 – Lago di Pagno, Brondello (CN): particolare dello scarico di fondo [Regione Piemonte, Provincia di Cuneo, Comune di Brondello – Progetto definitivo, 2005].

6.3 Eutrofizzazione

Un fenomeno di grande importanza nei serbatoi artificiali è l'eutrofizzazione, cioè l'arricchimento dell'acqua di elementi nutritivi in termini di fosforo e di azoto, dovuto all'uso di fertilizzanti in agricoltura, alla presenza di detergenti e allo scarico di acque reflue. Tale fenomeno, in una prima fase, origina una grande produzione di piante acquatiche e di alghe planctoniche, con diminuzione della trasparenza: il tenore d'ossigeno decresce negli strati d'acqua prossimi al fondo e si ha una modificazione nella ripartizione qualitativa dei pesci. In una seconda fase "letale" si ha un enorme sviluppo di alghe, formazione massiccia di sostanze putrefacenti sul fondo, sparizione completa dell'ossigeno disciolto, apparizione di idrogeno solforato e di ammoniaca e di altri gas. Ne deriva la difficoltà di utilizzare l'acqua del serbatoio per usi domestici, la soppressione di ogni attività di ricreazione e di pesca.

I rimedi consistono nel trattare le acque di apporto alla fonte e a procedere a insufflamenti d'ossigeno. Un'alternativa può essere la biomanipolazione, che utilizza le possibilità che i cladoceri filtratori (piccoli crostacei) hanno di controllare la popolazione di fitoplancton. Un altro metodo per migliorare la qualità dell'acqua e la produzione di pesce, consiste nel controllo di specie-chiave nella catena alimentare acquatica.

Anche la presenza di altre materie disciolte può provocare la modificazione della qualità dell'acqua: il caso più esemplare è l'aumento di salinità, caso peraltro quasi sconosciuto nel nostro paese dove l'apporto di acque saline è raro.

Un esempio del fenomeno dell'eutrofizzazione si ha nelle acque del serbatoio di Mohne, in Germania. A causa del fenomeno della "stratificazione termica" dell'acqua dell'invaso nei mesi estivi, lo strato più freddo dell'acqua (4°C) si trova sul fondo del serbatoio. Sopra di esso vi è uno strato intermedio in cui avviene il cambiamento di temperatura; nella parte superficiale l'acqua è invece più calda, in quanto è riscaldata dal sole. L'ossigeno disciolto nella parte superficiale si sposta molto lentamente verso il basso per diffusione. Inoltre, l'ossigeno presente nello strato di fondo è assorbito dal fitoplancton. Si osserva pertanto una drastica diminuzione della quantità di ossigeno disciolto tra marzo e settembre (Figura 6.3). In corrispondenza di questo periodo si ha un alto grado di eutrofizzazione.

Per ovviare a tale fenomeno la misura più appropriata è stata quella di calcolare l'apporto d'ossigeno necessario per l'aerazione dell'acqua dell'invaso. Dall'andamento della concentrazione dell'ossigeno (Figura 6.3), è stata calcolata una quantità di 3 mg/l da aggiungere mensilmente all'acqua; ciò corrisponde a un apporto di 2 t al giorno calcolato sul volume dello strato inferiore dell'invaso che ammonta a 20 hm³.

I metodi utilizzati per l'aerazione del fondo dell'invaso sono:

- iniezione d'aria sul fondo del bacino, con la formazione di bolle che risalgono verso la superficie;
- installazione di pompe che trasferiscono l'acqua dal fondo verso la superficie.

Entrambe i metodi causano un completo rimescolamento dell'acqua del serbatoio. In questo modo, nei laghi eutrofici grandi quantità di nutrienti (soprattutto fosforo) vengono trasportati verso la superficie causando un aumento della bioproduzione. Proprio per tale motivo è necessario mantenere separati gli strati di diversa temperatura dell'invaso, cercando di areare solamente lo strato di fondo.

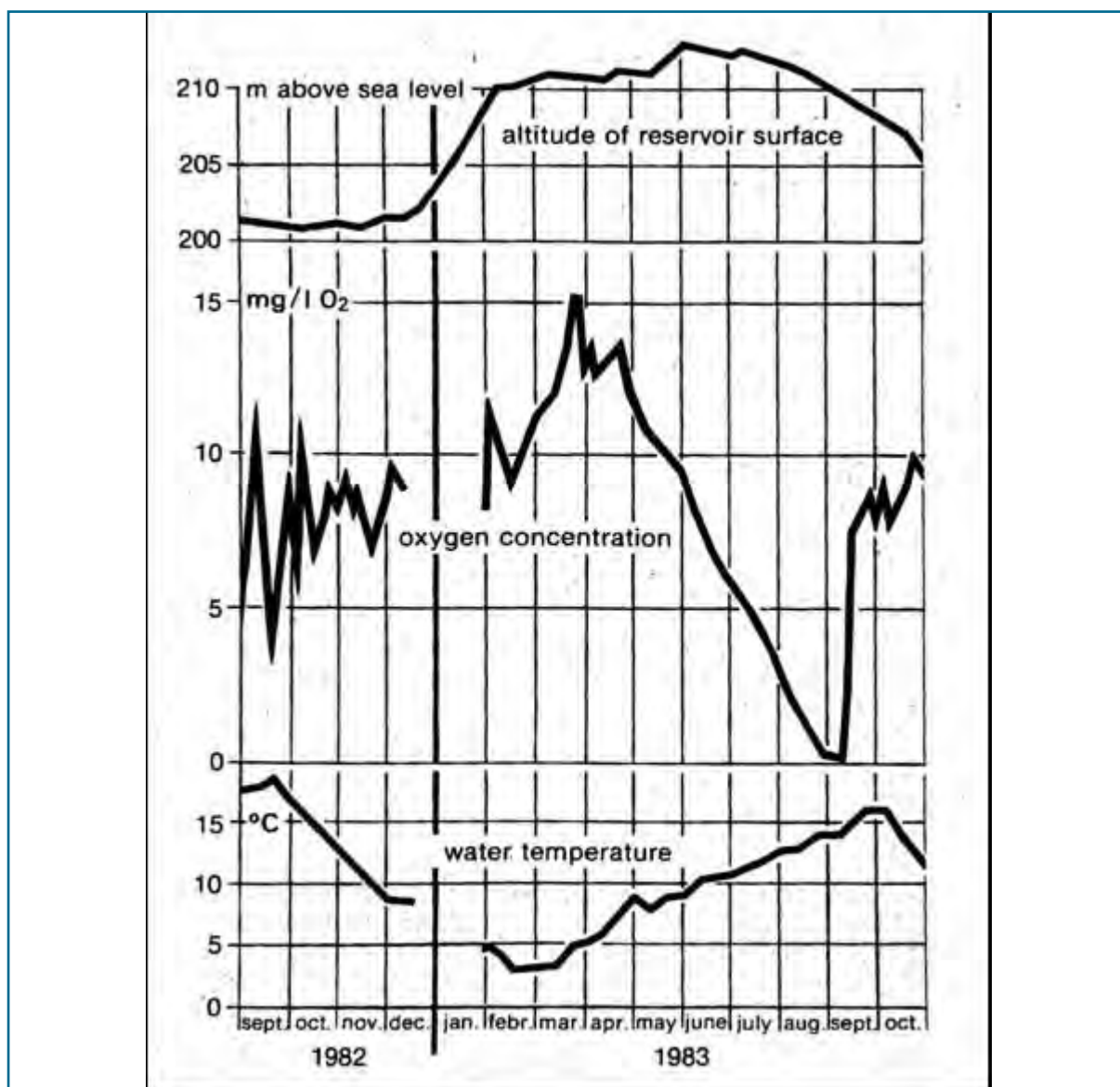


Figura 6.3 - Andamento del livello d'acqua nel serbatoio, della concentrazione d'ossigeno disciolto e della temperatura dell'acqua dal settembre 1982 all'ottobre 1983 nel serbatoio di Mohne, Germania.

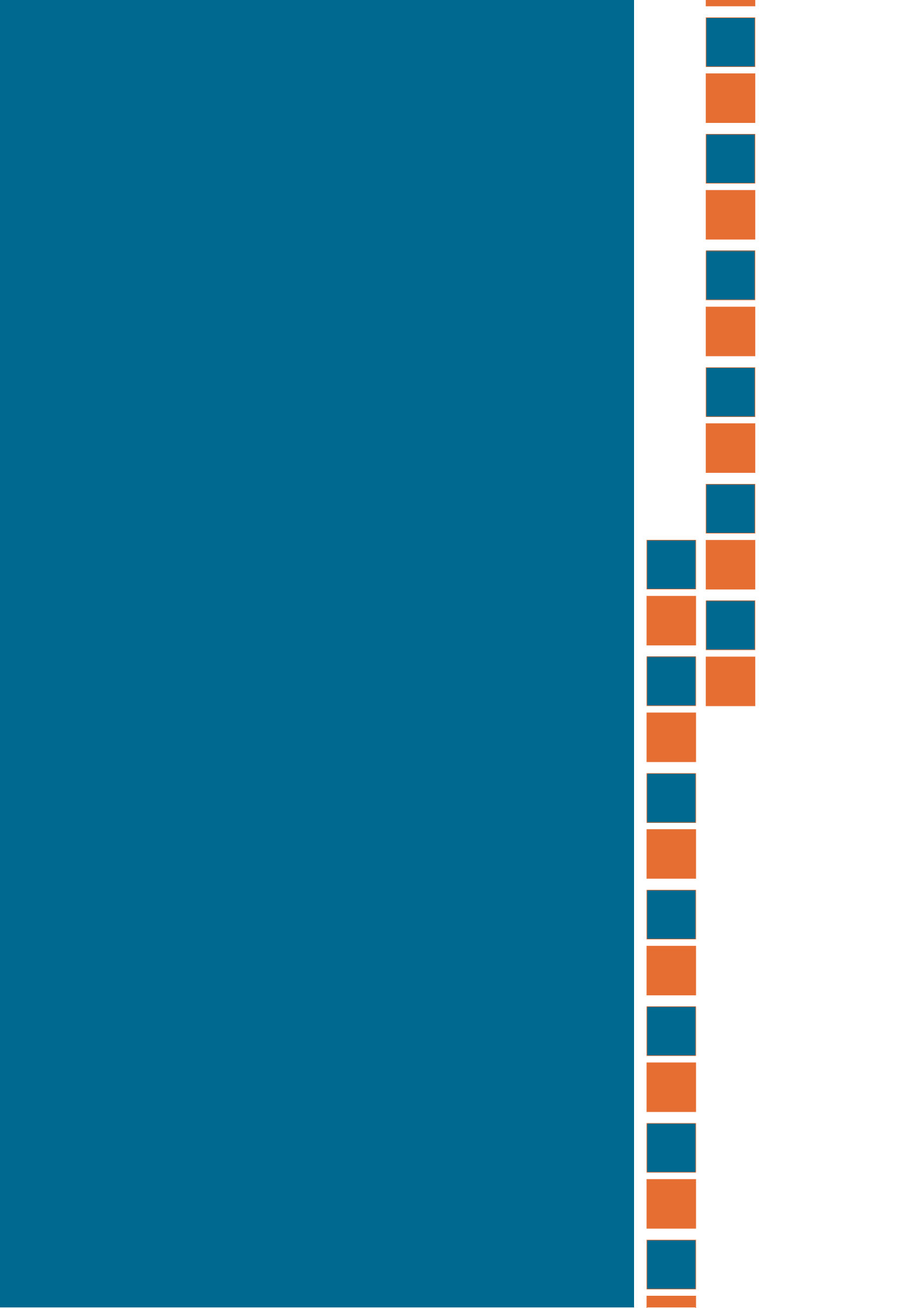
Bibliografia

Mosca P., Rosso M., Botta I., "Studio finalizzato alla redazione di un manuale tecnico relativo alle traverse fluviali e alle casse di espansione adibite alla laminazione delle piene", 2 Aprile 2005, Regione Piemonte – Difesa del Suolo, Torino.

Regione Piemonte, Direzione Difesa del Suolo – Settore Sbarramenti Fluviali di Ritenuta e Bacini di Accumulo, Manuale tecnico per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasi di competenza regionale, Aprile 2005.

Regione Piemonte, Provincia di Cuneo, Comune di Brondello, Adeguamento strutturale e funzionale del "Lago di Pagno", Progetto definitivo, 2005.

Pütz K., Water quality control in reservoirs in Saxony - A water resource management strategy, Florence, congress 19 ICOLD, report 24, volume III, 1997.



CAPITOLO 7
ALTRI PROBLEMI

7 ALTRI PROBLEMI

7.1 Condizioni climatiche

Le condizioni climatiche in cui viene realizzata un'opera devono essere considerate sia nella fase progettuale, che durante la costruzione.

Le variazioni climatiche che si verificano durante la fase di costruzione dello sbarramento possono influenzare sostanzialmente efficienza e tempistica dei lavori di movimento terra, quali lo scavo, il trasporto e la posa del terreno di costruzione.

I climi particolarmente rigidi possono influenzare le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione dell'opera. Devono considerarsi inadatti per le fondazioni i terreni congelati: si ha un aumento della resistenza al taglio dello strato di superficie del terreno lungo le vie d'accesso al sito.

Anche la pioggia intensa condiziona lo svolgimento dei lavori in quanto, da un lato con la presenza di solchi aumenta la possibilità di ribaltamento dei mezzi di trasporto, dall'altra si riduce la velocità dei lavori stessi. In tali condizioni inoltre il terreno diviene completamente saturo.

Il caldo intenso determina un rapido essiccamento del terreno e la conseguente fessurazione. Ciò comporta la necessità di un frequente innaffiamento della zona, per mantenere il grado d'umidità del materiale.

Anche la presenza di vento può compromettere l'andamento dei lavori, sviluppando polvere eccessiva e causando l'essiccamento del terreno.

Per ogni diga sono interessanti i fattori ambientali atmosferici: temperatura dell'aria, umidità, precipitazioni, pressione, venti. Tali fattori condizionano il comportamento della struttura, e in particolare i livelli del serbatoio, le sottopressioni di fondazione, le temperature esterne e interne, le filtrazioni e le perdite e gli eventuali movimenti sismici.

7.2 Azione dell'inquinamento chimico sul calcestruzzo e sugli elementi di impermeabilizzazione

Il conglomerato cementizio, a causa della natura basica del cemento, non resiste all'azione degli acidi. La corrosione del calcestruzzo però può anche essere provocata da basi forti.

La corrosione può essere generata dall'azione di:

- acqua pura proveniente dallo scioglimento dei ghiacciai, dalla neve e dalle piogge;
- acque solfatiche;
- acque contenenti anidride carbonica disciolta;
- acqua di mare.

Le acque pure solubilizzano e asportano l'idrato di calcio presente nel conglomerato e proveniente dall'idratazione del silicato tricalcico, che è il principale componente del cemento Portland.

Le acque che contengono anidride carbonica, attaccando la superficie del conglomerato, producono il distacco di sabbia e ghiaia, e l'aumento di porosità del conglomerato. Per evitare questo fenomeno, si mescola il cemento Portland con loppe d'altoforno o, meglio ancora, si usa solo il cemento pozzolanico.

I materiali pozzolanici, reagendo con l'idrossido di calcio, formano idrosilicati di calcio che sono insensibili all'azione dilavante delle acque.

In presenza di acque solfatiche e di mare, il conglomerato cementizio viene energicamente attaccato da alcuni sali inorganici, quali i solfati di sodio e di magnesio.

L'idrossido di calcio infatti con i sali contenuti nell'acqua di mare, principalmente il solfato di magnesio, forma solfato di calcio (gesso), che a sua volta reagisce con gli alluminati idrati provenienti dall'idratazione dell'alluminio tricalcico, dando luogo a un sale (ettringite). Si ha un aumento di volume che provoca il degrado del conglomerato, con sfaldamenti dapprima superficiali, ma che in seguito interessano tutta la massa.

Si ricorre all'utilizzo di cementi poveri di alluminato tricalcico, (Ca_3Al) quali i cementi ferrici e quelli pozzolanici o quelli ferrino-pozzolanici, che accompagnati da bassi rapporti di acqua/cemento, garantiscono la difesa dall'aggressione solfatica. Nelle strutture armate è conveniente aumentare il ricoprimento delle armature.

L'interesse per questi aspetti è generalmente limitato alle opere idrauliche costruite in ambiente marino o salmastro, quali, ad esempio, le zone di foce dei corsi d'acqua.

Gli elementi di impermeabilizzazione realizzati con geosintetici presentano un'elevata resistenza in terreni privi di inquinanti chimici, ma sono molto sensibili alle radiazioni ultraviolette.

Per limitare gli effetti negativi provocati dalla luce è preferibile l'uso di geosintetici confezionati con poliestere; i prodotti in polipropilene sono da impiegarsi a contatto del conglomerato cementizio, in quanto il poliestere è attaccato dagli alcali del cemento.

7.3 Presenza di tane di animali nel corpo dello sbarramento

La presenza di tane di animali all'interno del corpo diga (Figura 7.1) può costituire la via preferenziale per la formazione di moti di infiltrazione all'interno dello sbarramento stesso.

E' opportuna l'occlusione di tali passaggi, onde evitare l'instaurarsi di fenomeni che possono condurre, nei casi peggiori, anche al sifonamento dello sbarramento.



Figura 7.1 – Diga di Arignano (TO, 2006): si osservano diverse tane di animali sul coronamento dello sbarramento.

7.4 Anomalie della strumentazione di controllo, gestione e monitoraggio

Lo scopo essenziale del monitoraggio e delle attività d'ispezione a esso correlate è di garantire la sicurezza dell'opera.

Il progetto della strumentazione deve essere adattato al tipo di opera e deve prendere in considerazione tutti gli scenari sfavorevoli possibili. Esso si deve riferire ai valori e ai parametri realmente utili e facilmente interpretabili, sia in vista della sicurezza, sia della manutenzione dell'opera.

La strumentazione dovrebbe essere:

- utile;
- affidabile;
- efficace e robusta;
- funzionale a lungo termine (ovvero sostituibile);
- ridondante.

I risultati del monitoraggio assumono un significato solo se sono oggetto di un'adeguata interpretazione, che essenzialmente consiste nella ricerca della causa dell'anomalia constatata.

Nel seguito sono descritti gli strumenti e i sistemi per il controllo che vengono generalmente installati nelle dighe.

7.4.1 Assestimetri

L' **assestimetro a piastra** è lo strumento più semplice per il rilievo dei cedimenti di punti ubicati sulla superficie topografica.

Esso è concepito in maniera tale da collocare la base di misura alla base dell'opera prima della sua realizzazione e, per mezzo di prolunghe giuntabili, rilevare eventuali cedimenti durante l'esecuzione dell'opera nelle sue varie fasi.

Le letture e i rilievi vengono realizzati con sistemi topografici di elevata precisione.

Sulla piastra di base, formata da una lastra di ferro zincato di forma quadrata, con lato di 50 cm, viene controventato e saldato l'innesto di raccordo per la batteria di aste di misura (Figura 7.2).

L'assestimetro a piastra misurerà i cedimenti (rilevato e fondazione) che subisce il terreno nel punto su cui poggia la piastra di base.

La precisione dei rilievi è assicurata dal fatto che le aste di misura sono svincolate da attriti laterali, per l'interposizione di un tubo esterno in PVC munito di anelli centratori, che mantengono la batteria di aste libere sulla verticale del punto di misura.

Mediante periodiche misure topografiche della quota della borchia, sistemata all'estremità superiore della batteria di aste, correlate a un caposaldo fisso, viene rilevato il cedimento della piastra di base.



Figura 7.2 – Assestimetro a piastra.

L' **assestimetro magnetico** permette di rilevare spostamenti verticali tra varie quote nel terreno. E' costituito da un doppio tubo guida (all'esterno un tubo corrugato e all'interno un tubo in PVC), attorno al quale vengono disposti, a quote prestabilite, anelli magnetici autoancoranti rivestiti in materiale plastico (Figura 7.3). La colonna viene formata durante l'inserimento nel foro trivellato o man mano che viene costruito il rilevato. Sull'elemento di fondo della colonna viene installato un tappo di chiusura (zavorra), mentre per l'elemento di uscita (testa tubo) viene fornito un tappo con una speciale testa metallica. La misura viene eseguita calando all'interno del tubo la sondina assestimetrica, che andrà a individuare i vari anelli magnetici posti in quota, avendo come riferimento per la misura la sommità del tubo. Misurando la distanza tra i punti di riferimento e la testa della colonna, si ricavano i cedimenti assoluti del terreno. Portatile, compatta e leggera, la sondina assestimetrica permette di misurare la quota alla quale sono ubicati gli anelli. E' costituita da un telaio esterno in metallo, sul quale è calettato un rullo in PVC, all'interno del quale ha

sede una bindella centimetrata di lunghezza variabile. All'estremità della bindella è posto il sensore di misura (puntale) magnetico, il quale intercettando il punto assestimetrico chiude un circuito elettrico alloggiato all'interno del rullo. I dispositivi di rilevazione del contatto, contenuti nel corpo centrale del rullo, sono realizzati da segnalatori ottico-acustici alimentati con una batteria.

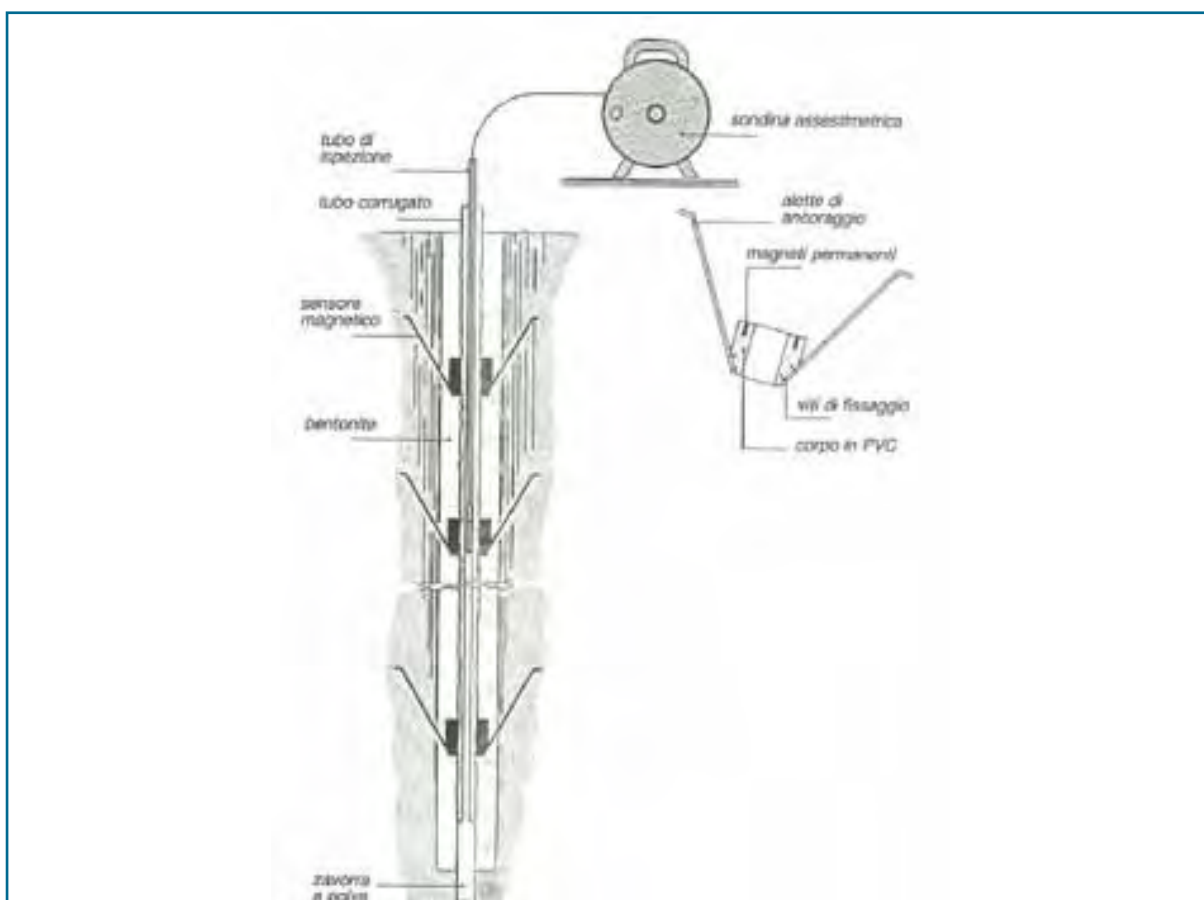


Figura 7.3 – Schema di assestimetro magnetico.

L' **assestimetro multibase** (Figura 7.4) è utilizzato per la verifica delle deformazioni degli strati di terreno ed è quindi impiegato per l'analisi e la risoluzione di molte problematiche di carattere geotecnico. L'assestimetro multibase è uno strumento di misura realizzato per rilevare movimenti del terreno in senso assiale alla perforazione in cui è inserito. Il vantaggio di avere più basi di misura si traduce nella possibilità dello strumento di valutare i cedimenti differenziali degli strati di terreno posti a profondità differenti. L'assestimetro multibase è formato da uno o più ancoraggi inseriti nella perforazione a diverse profondità, cementati con il terreno circostante a mezzo di una miscela di cemento e bentonite. Tali zavorre sono collegate, tramite delle aste che scorrono liberamente all'interno di tubi di protezione in durotene, a una testa di misura ubicata a vista, sulla quale è possibile mediante un comparatore centesimale, o dei trasduttori di spostamento,

valutare ogni piccolo movimento in profondità. La lettura dei dati può avvenire mediante l'utilizzo del comparatore centesimale, di una centralina portatile o tramite il sistema automatico di acquisizione dati progettato per realizzare il monitoraggio in continuo.

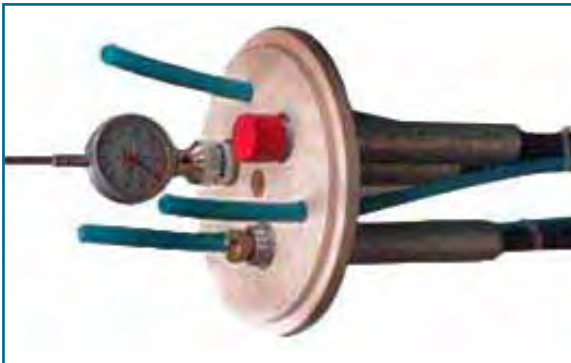


Figura 7.4 – Assestimetro multibase.

L' **assestimetro USBR** fornisce gli assestamenti del terreno di fondazione e in più punti interni del rilevato. Si usa in rilevati in costruzione; invece è sconsigliata l'applicazione in rilevati già costruiti. Questo strumento è costituito da una colonna di elementi tubolari di due diversi diametri, scorrevoli fra loro a cannocchiale. Sui tubi di diametro minore sono ancorati dei profilati in acciaio solidali al terreno. Con una sonda, avente due denti sporgenti, si rileva la posizione dei piani di battuta di ciascuno spezzone tubolare con diametro minore. La sonda è calata dall'alto con un nastro graduato in centimetri e con un cordino di sicurezza; vengono rilevate le distanze tra elemento superiore di uscita e la successione delle battute dei tubi interni. Raggiunto il fondo la sonda va ad appoggiare su un piano di fine corsa, rientrano i denti sporgenti e la sonda può essere ritirata verso l'alto. Il nastro graduato ha divisioni ogni centimetro e numerazioni ogni decimetro ed è in acciaio inossidabile. Le lunghezze standard sono di 50 e 100 m (Figura 7.5).



Figura 7.5 - Assestimetro tipo USBR.

Il principio del **livello a vasi comunicanti** assicura un valido mezzo per la misura semplice e precisa di spostamenti relativi, verticali, tra due o più punti lontani fra loro. Esso viene spesso usato anche come clinometro per il controllo di rotazioni di strutture rigide. Lo strumento ha, sulla base, tre piedini di appoggio a sfera che lo richiamano in stazione su un'apposita base fissata alla struttura. La misura viene eseguita operando su un'asta mobile, comandata da vite micrometrica di precisione, che si muove verticalmente fino a portarsi a contatto con il pelo libero sul liquido. La posizione dell'asta è letta su un'apposita scala graduata in millimetri e sul bottone di comando graduato in 0,2 mm. Il collegamento fra i vari vasi costituenti la catena è assicurato da tubi in nylon e da due rubinetti di ingresso e di uscita. Si possono eseguire misure di spostamenti relativi o assoluti (Figura 7.6).

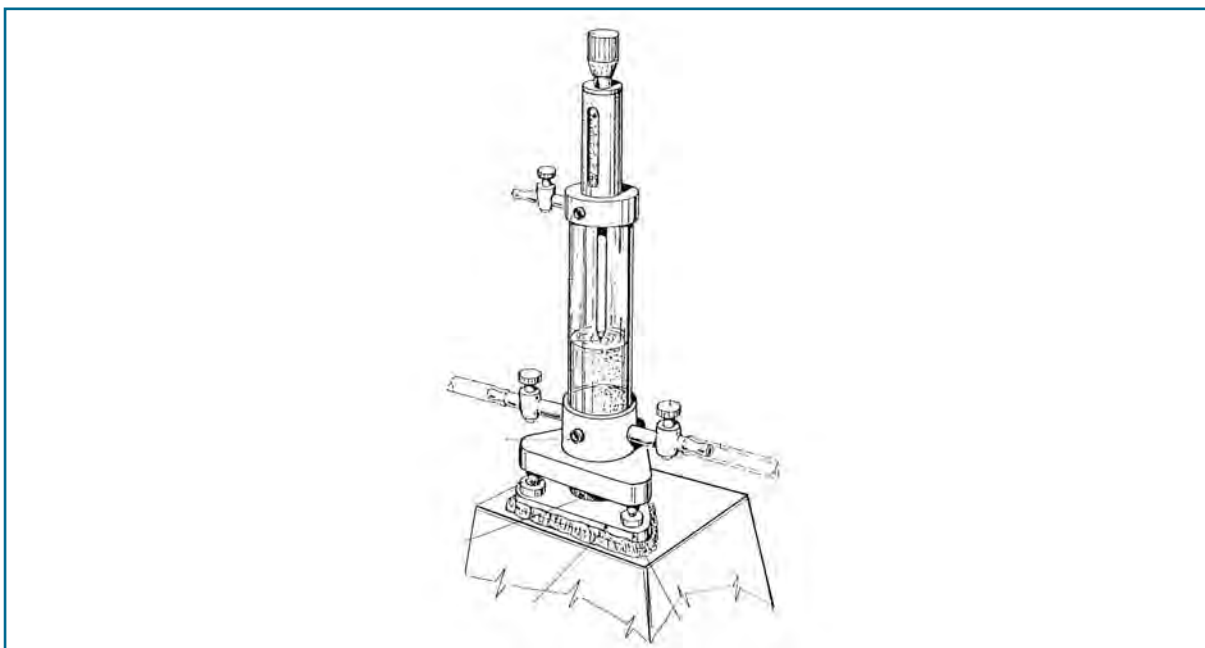


Figura 7.6 – Schema di livello a vasi comunicanti.

7.4.2 Estensimetri

Gli estensimetri vengono utilizzati per il controllo delle fessurazioni del corpo diga.

Gli **estensimetri a corda vibrante** (Figura 7.7) vengono direttamente incorporati nelle strutture in calcestruzzo. Sono costituiti da due flange di estremità collegate da un tubo di sostegno; fra le due testate è fissata la corda vibrante. Una delle due flange porta un tappo di chiusura per accedere al dado di regolazione di tensione della corda vibrante. L'altra flangia porta il terminale stagno per il collegamento dei conduttori alle centrali di misura; il collegamento viene protetto da un raccordo rigido. Entrambe le flange presentano fori filettati per il fissaggio di bulloni, che au-

mentano l'ancoraggio e per orientare lo strumento nella massa di calcestruzzo. L'eccitazione e la rilevazione delle vibrazioni della corda sono date da un elettromagnete, le cui bobine costituiscono un termometro elettrico a variazione di resistenza, fornendo così anche il valore della temperatura. Il collegamento alle centrali di misura viene effettuato a mezzo di cavo ad alto isolamento, adatto per essere direttamente annegato nel calcestruzzo.



Figura 7.7 – Estensimetro a corda vibrante.

7.4.3 Pendoli

I pendoli dritti o rovesci vengono utilizzati per la misurazione delle rotazioni e traslazioni dello sbarramento.

Il sistema di misura con **filo a piombo dritto** (Figura 7.8) fornisce gli spostamenti relativi fra punti inizialmente allineati lungo una stessa verticale. E' particolarmente indicato per il controllo delle rotazioni e delle deformazioni della diga. E' costituito da:

- sistema di aggancio superiore del filo;
- piastra guida-filo;
- attacco inferiore con peso;
- smorzatore a olio.

Il sistema di aggancio del filo è costituito da un argano con un rullo tenditore, sul quale viene avvolto il filo per alcuni giri. L'argano serve per recuperare la scorta di filo, che è sempre consigliabile prevedere per gli allungamenti connessi alla tensione del filo stesso. Sull'argano sono predisposti i fori per il fissaggio alla staffa di sostegno. Sotto l'aggancio superiore viene installata la piastra guida-filo. La piastra è fissata alla struttura con profilato a T, sul quale viene bloccata con opportuni bulloni.

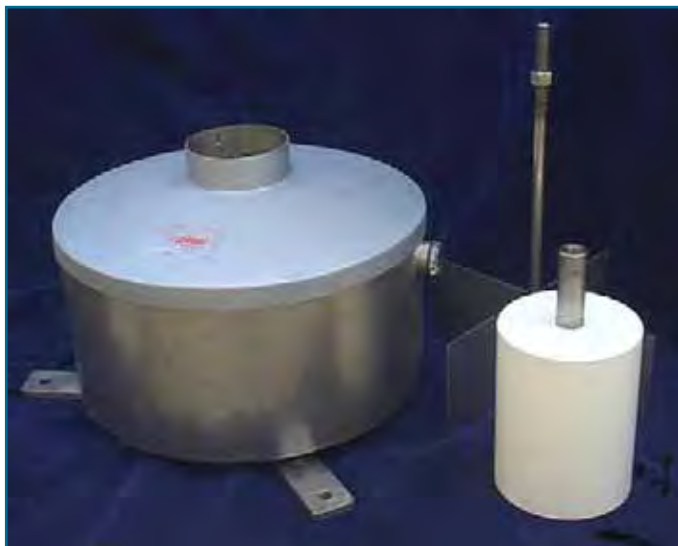


Figura 7.8– Pendolo diritto.

Il sistema di misura con **pendolo rovescio** fornisce gli spostamenti relativi di punti inizialmente allineati lungo una stessa verticale rispetto a un punto fisso. E' particolarmente indicato per il controllo delle traslazioni di una struttura rispetto a un punto del terreno, profondo e sicuramente fisso, su cui questa è ubicata. Può inoltre essere usato per eseguire gli stessi controlli del filo a piombo diritto. Il "filo a piombo rovescio" è costituito da:

- peso di posizionamento con dispositivo inferiore di aggancio del filo;
- galleggiante in acciaio inox, con peso stabilizzatore;
- cassone di sospensione in acciaio inox.

Il filo viene fissato, alla sua estremità inferiore, a un anello opportunamente studiato per evitare che su questo si formino piegature che diminuirebbero la resistenza alla trazione. A questo anello viene agganciato un peso, che ha lo scopo di consentire la discesa del filo nel foro, fino al punto di ancoraggio. Il tutto viene bloccato alla roccia con una colata di boiaccia. Nella parte superiore il filo è agganciato, con sistema analogo al precedente, a un'asta filettata, impegnata dall'altra estremità nel gruppo meccanico solidale al galleggiante. Un cassone, a forma di corona cilindrica, conterrà l'olio per il sostegno del galleggiante, garantendo la continua verticalità del filo. Un peso applicato sull'asta del galleggiante assicura il bilanciamento e la stabilizzazione dello stesso. La distanza fra l'anello e il galleggiante è regolabile e permette di dare al filo la giusta tesatura (Figura 7.9).



Figura 7.9– Pendolo rovescio installato nella diga di Beauregard (AO).

7.4.4 Clinometri

Il **clinometro a corda vibrante** permette di controllare le rotazioni di una struttura (anche in punti non accessibili all'operatore). Lo strumento (Figura 7.10) è costituito da un contenitore di forma cilindrica in acciaio e a tenuta stagna, portante nel suo interno una corda vibrante (1), un gruppo di eccitazione della corda (2) e un dispositivo di tesatura della corda (3). La corda vibrante solidale a un'estremità con la testata dello strumento è fissata all'altro estremo a una leva di primo genere, che a sua volta è solidale ad un contrappeso (3) libero di seguire le rotazioni della struttura. Le eventuali rotazioni di questo contrappeso si risentono sulla corda che, a seconda del senso di rotazione, viene a essere tesa o allentata rispetto alla condizione iniziale ed essere quindi caratterizzata da una determinata frequenza di vibrazione. Il gruppo di eccitazione e rilievo (2), collegato alla centralina di misura (DEC), mette in vibrazione la corda e permette il rilievo della frequenza. Lo strumento viene posizionato nel punto in cui si vuole misurare la rotazione con modalità differenti a seconda del tipo di struttura da controllare. La misura eseguita con questo strumento può essere visualizzata anche da notevole distanza su display o registratore o stampante.

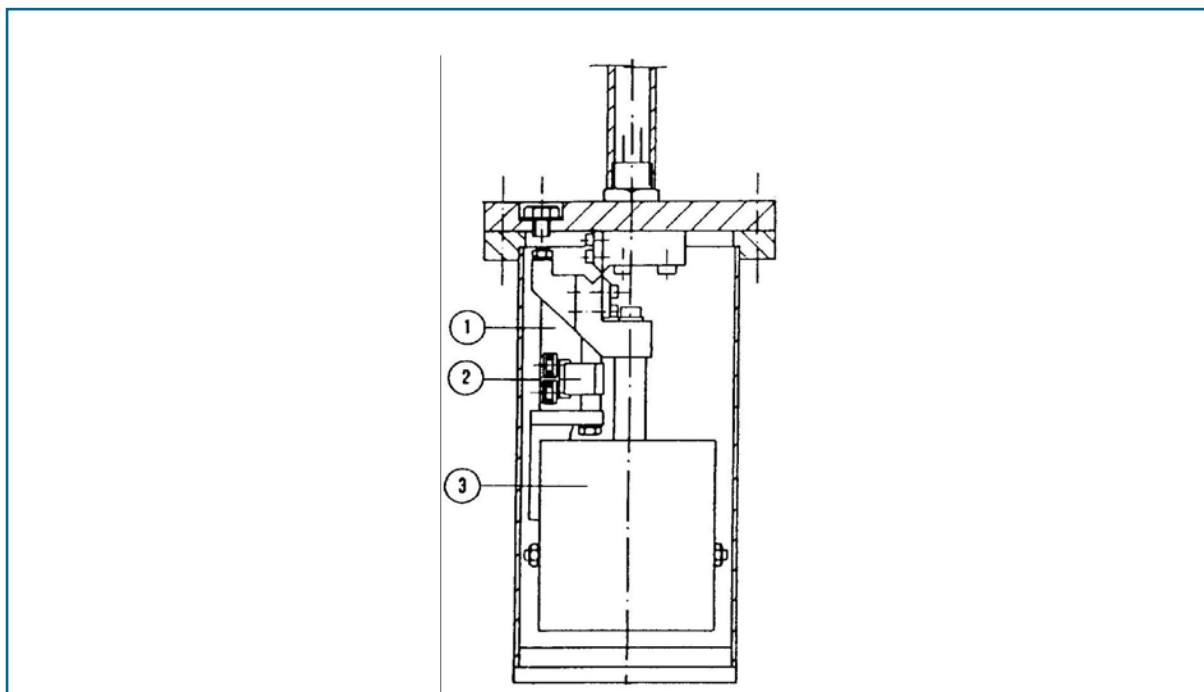


Figura 7.10– Schema di clinometro a corda vibrante.

Il **clinometro a livella torica** rileva, con elevata precisione, piccole rotazioni o variazioni di inclinazione. E' costituito da una livella, molto sensibile, le cui rotazioni sono comandate da un sistema di amplificazione meccanica con leve e vite micrometrica.

Tutte le parti mobili, vite micrometrica, coltelli, sedi dei coltelli e leve, sono in acciaio trattato e finemente rettificato. Inoltre le parti principali, in particolare le piastre di sostegno, sono stabilizzate con ripetuti cicli termici. Questo assicura allo strumento una eccezionale stabilità nel tempo, essendo evitati anche i minimi assestamenti dei materiali: si ha, inoltre, un'elevata stabilità in funzione della temperatura. Le variazioni di temperatura possono così avere influenza solo sulla lunghezza della livella.

L'osservazione della bolla è fatta con un sistema ottico a prismi, che affianca le immagini delle due estremità della bolla, mettendo in evidenza la coincidenza di queste nelle condizioni di centratura. Questo sistema assicura un'elevata precisione e costanza della lettura; si rilevano spostamenti della bolla fino a 0,2 mm.

Uno specchio orientabile rende agevole l'osservazione da diverse direzioni. Il bottone di comando ha una graduazione corrispondente a 2° di rotazione angolare della livella.

Il clinometro a livella torica può essere utilizzato per controlli di tipo puntuale o per misura di deformate. Nel primo caso vengono abitualmente impiegate le basi circolari. Nel secondo caso il clinometro viene invece montato su una speciale prolunga in ghisa stabilizzata, che porta la base di misura a 800 mm.

Un esempio di applicazione è rappresentato nella figura 7.11.

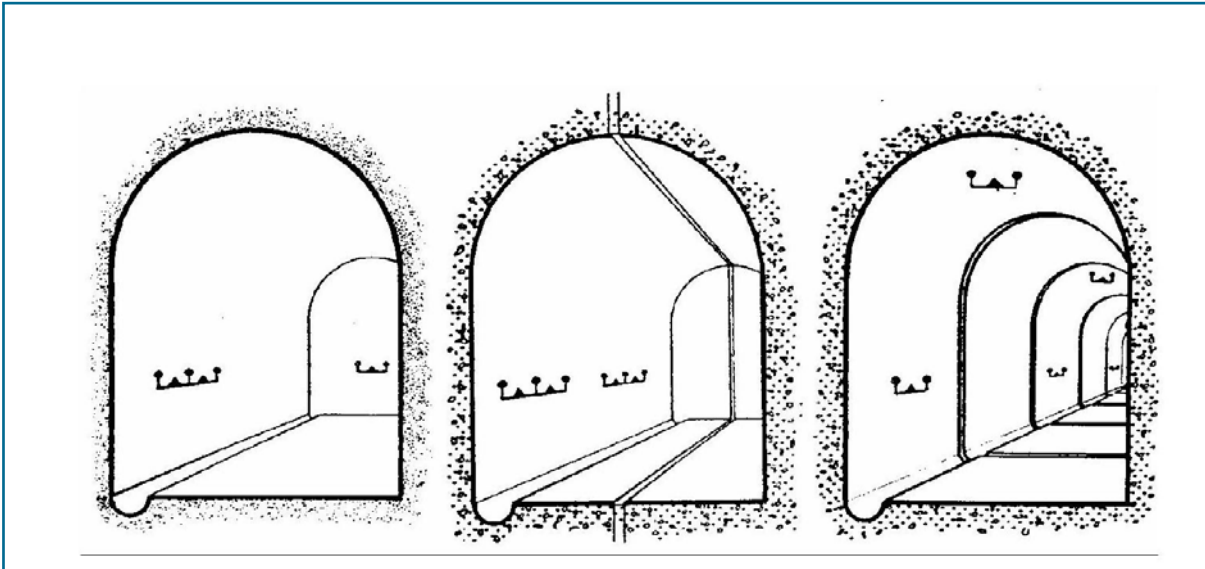


Figura 7.11 - Controlli di rotazione in un cunicolo per mezzo di clinometro a stazioni singole.

I **misuratori di inclinazione per postazioni fisse** consentono di tenere sotto controllo le variazioni di inclinazione del corpo a cui sono applicati. Vengono generalmente applicati su pareti verticali, piane o comunque inclinate, grazie ad appositi dispositivi di ancoraggio appositamente realizzati. Sono previste anche applicazioni nel corpo di rilevati o in ammassi di materiale incoerente; l'installazione può essere effettuata sia con inserimento diretto nel rilevato da controllare, sia mediante tubi inclinometrici guida. La misura viene effettuata grazie ai sistemi di acquisizione automatica o mediante centralina portatile manuale. La centralina di misura alimenta il sensore e ne misura il dato in uscita, fornendo sul display un numero proporzionale alla variazione dell'inclinazione di questo rispetto ai piani iniziali, verticali, di riferimento. Sono previsti anche sensori per applicazione in fori trivellati; per queste applicazioni si usano colonne inclinometriche scanalate e clinometri corredati dei necessari dispositivi di ancoraggio e posizionamento.

7.4.5 Collimatori

Il collimatore ottico di allineamento permette di rilevare gli strumenti di uno o più punti della diga rispetto a due punti lontani supposti fissi, cioè il punto stazione e il punto in cui viene installata la mira fissa. Il collimatore d'allineamento è richiamato sempre nello stesso punto di stazione poiché appoggia su dei richiami geometricamente determinati. Quando viene puntato sulla mira fissa (piazzata lontana dalla struttura), stabilisce un allineamento fisso e invariabile. Una livella viene montata sui collari per rendere orizzontale l'asse dei collari stessi in modo che il cannocchiale possa descrivere, quando ruoti, un piano verticale con la precisione di 1". L'osservazione della bolla

è fatta attraverso un sistema di prismi che permettono di apprezzare in coincidenza delle due mezze immagini sulla bolla stessa. Osservando poi gli spostamenti di una seconda mira, detta monile solidale alla struttura, da tale allineamento, si rilevano gli spostamenti dell'opera stessa. Il valore della traslazione della mira mobile, necessaria per riportarsi sull'allineamento, dà lo spostamento cercato. Quando il punto in cui si vogliono mettere in evidenza gli spostamenti non si trova alla stessa quota del punto stazione e del punto mira fissa, si passerà all'osservazione della mira mobile facendo ruotare il cannocchiale attorno a un asse orizzontale (Figura 7.12). L'asse di collimazione descriverà un piano verticale e quindi la mira mobile determinerà gli scostamenti della struttura rispetto a tale piano verticale.

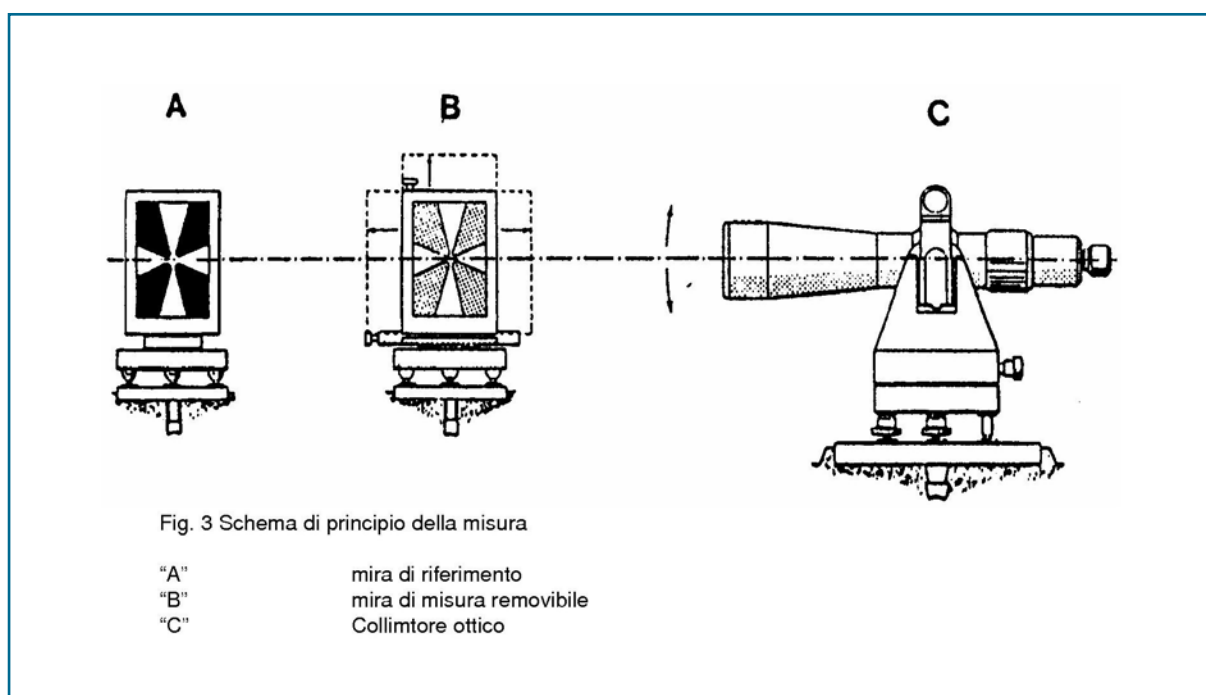


Figura 7.12 – Schema di principio della misura con mira fissa e mobile.

Il **collimatore automatico** è un'apparecchiatura automatica che utilizza un laser all'infrarosso per misurare gli spostamenti dei punti chiave di una diga. I dati acquisiti vengono normalmente diagrammati su carta, eventualmente stampati o registrati e, quando necessario, teletrasmessi a postazioni remote.

Schemi tipici di utilizzazione del sistema di collimazione nel controllo dighe sono illustrati nella Figura 7.13.

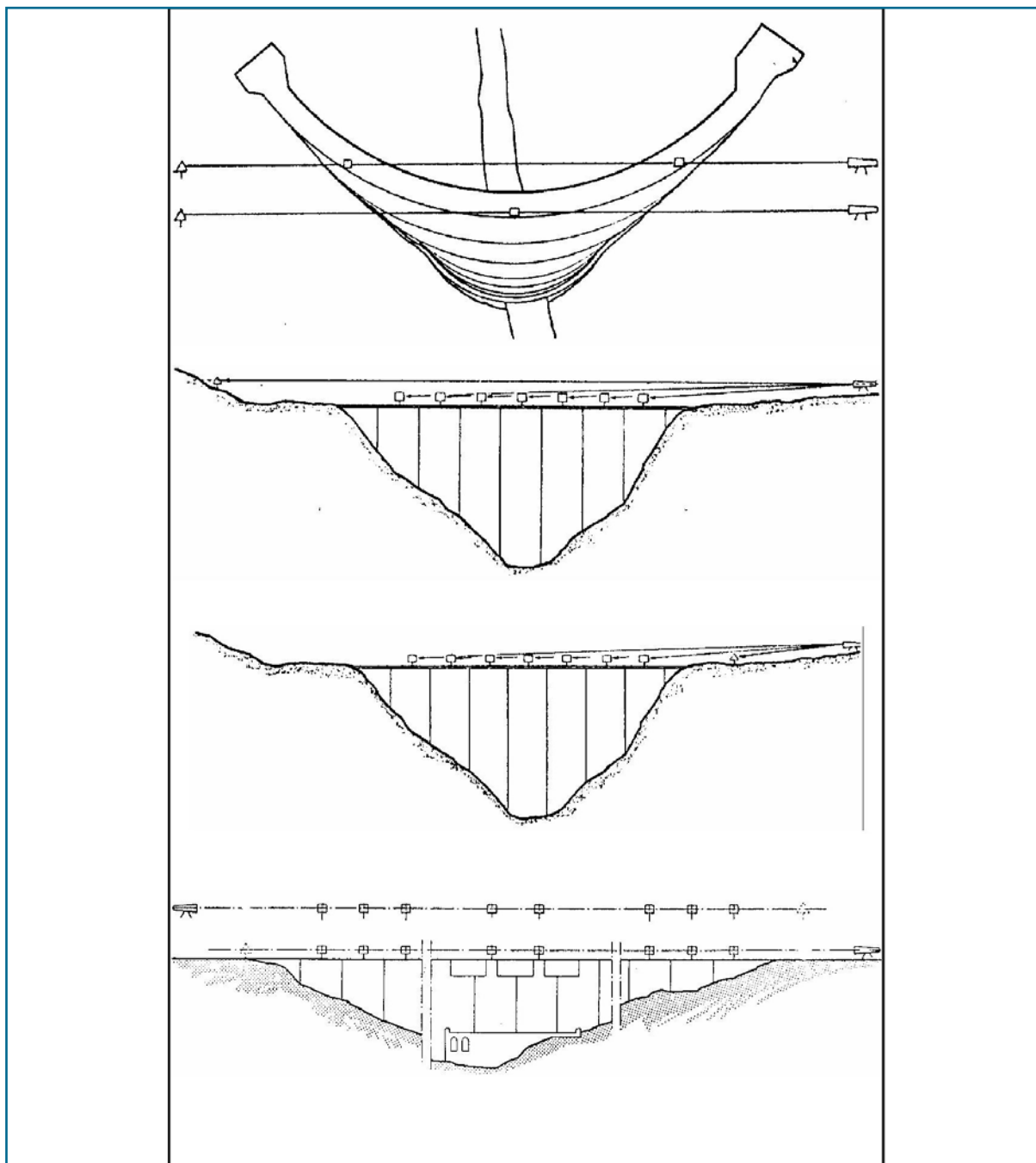


Figura 7.13 - Schemi tipici di utilizzazione del sistema di collimazione nel controllo dighe: a) Diga ad arco: controllo del punto chiave e di due punti alle reni. b) Diga a gravità: mira di riferimento sulla sponda opposta alla stazione del collimatore. c) Diga a gravità: schema di principio della misura mira di riferimento e stazione collimatore sulla stessa sponda. d) La stessa stazione utilizzata sia come base collimatore che come riferimento. Questo schema consente l'esecuzione di misure inverse di controllo.

7.4.6 Termometri

I **termometri elettrici** riportano la misura della temperatura a una misura di resistenza ohmica. Il tipo normale di termometro a resistenza è costituito da una bobina isolante su cui viene avvolto un filo conduttore (Figura 7.14). La bobina con la resistenza di misura, viene protetta da uno strato isolante e impermeabile per mantenere un elevato isolamento e assicurare l'inalterabilità nel tempo. L'elemento è racchiuso in un involucro metallico di protezione. Un pistoncino di rame assicura la trasmissione termica per conduzione fra la superficie frontale dell'involucro e la bobina. L'involucro è in ottone; dall'involucro si esce con un cavetto tripolare. Il complesso è a tenuta stagna; la giunzione è protetta con un tubo metallico avvitato sull'elemento termometrico. I requisiti principali sono: piccola inerzia termica, costanza della misura nel tempo, semplicità e indipendenza della misura dalla distanza e dalla temperatura dei conduttori di collegamento. Per l'elemento sensore viene usato del filo di rame. Viene pure costruito un elemento termometrico per la misura della temperatura dell'aria. Tale elemento deve essere protetto dalla trasmissione del calore per radiazione e per conduzione da altre sorgenti.



Figura 7.14– Termometro a variazione di resistenza.

I **termometri per l'acqua** permettono la misura della temperatura dell'acqua del bacino. Per avere sempre la misura alla quota desiderata, si può procedere o con un termometro che segue la variazione del livello (per esempio collegandolo a un galleggiante o procedendo manualmente al posizionamento del sensore in fase di misura), oppure con una serie di sensori fissi, distanziati fra loro di 5 m, in modo da coprire tutto il dislivello in cui la misura è significativa. Il primo metodo, se non realizzato dalla misura manuale, è abbastanza laborioso e sicuramente più impegnativo da mantenere in ordine, in quanto dotato di parti in movimento; il secondo metodo consente di proteggere i cavi entro un robusto tubo metallico (o in PVC) ancorato al paramento di monte della diga e portante i sensori nella sua posizione di misura, sufficientemente protetti dagli urti di corpi galleggianti. Questo sistema si dimostra particolarmente pratico e utile quando, oltre alla misura della temperatura, sia necessario provvedere anche alla misura del livello dell'invaso. In questo caso il tubo portante diventa l'elemento di supporto anche per il sensore livello metrico e, se il sensore è a corda vibrante, può essere utilizzato sia per la misura del livello, che per la misura della temperatura nel punto in cui è applicato. I sensori così applicati vengono collegati, con apposito cavo, a un pannello di raccolta e derivazione allocato a testa foro e dal quale, mediante cavo multipolare, verranno collegati al sistema di misura locale o remoto.

7.4.7 Piezometri

Il **piezometro Casagrande** o **a tubo aperto** è previsto per la misura della pressione dell'acqua in terreni permeabili (Figura 7.15). Il piezometro è realizzato da una testa filtrante e da un singolo tubo in PVC, che collega l'elemento poroso alla superficie (bocca foro). La misura del livello di falda è eseguita con la "sonda elettrica", che viene calata nel tubo di misura per mezzo del cavo di collegamento centimetrato. La testa filtrante è realizzata impiegando elementi tubolari (mistura conglomerata di silicati). Detto elemento, che ha una lunghezza di 400 mm, è raccordato con testate di materiale plastico che consentono il collegamento al tubo di misura e la formazione di una camera di accumulo per le impurità. Il piezometro può essere completato con una testa metallica che include i dispositivi di ancoraggio e il tappo di chiusura. In alternativa alle celle porose possono essere utilizzati elementi di tubo fessurato rivestito di geotessile. Sono utilizzati anche piezometri a due tubi, che consentono lo spurgo del filtro, così come possono essere fornite le versioni automatizzabili che prevedono l'impiego di celle pressiometriche a corda vibrante.



Figura 7.15– Piezometri fessurati.

7.4.8 Inclinatori

Per il controllo dei movimenti di grosse masse terrose, per esempio dighe in materiali sciolti, vengono utilizzati inclinometri fissi e colonne inclinometriche. Il primo sistema è raccomandato in tutti i casi in cui siano sufficienti controlli su alcuni punti del rilevato; il secondo sistema, a colonne inclinometriche, si rende necessario quando è previsto di estendere il controllo a strati sottostanti il rilevato, oppure quando è una necessità ottenere un profilo continuo della sezione controllata. Il sistema inclinometrico verticale comprende tre gruppi base:

- i tubi scanalati speciali, per la realizzazione della colonna inclinometrica;
- la sonda inclinometrica (Figura 7.16);
- la centralina di misura.

I tubi per la formazione della colonna inclinometrica sono forniti in profilato di alluminio. Quali sonde inclinometriche, possono essere fornite il tipo monoassiale oppure il tipo biassiale, che consente la lettura contemporanea delle inclinazioni secondo due componenti ortogonali fra loro. Per garantire la massima precisione le sonde sono realizzate impiegando servoaccelerometri, che assicurano una sensibilità di una parte su diecimila del fondo scala. I fondo scala normalmente adottati sono: $\pm 14^\circ$ oppure $\pm 30^\circ$ rispetto alla verticale. La posizione della sonda nella colonna inclinometrica viene

individuata mediante una marcatura riportata sul cavo di alimentazione e trasporto del segnale della sonda stessa. Il passo della marcatura è di 50 cm; valore quest'ultimo corrispondente alla base di misura della sonda. La centralina di misura, del tipo portatile, include batterie interne ricaricabili, il che assicura un'autonomia di diverse ore di funzionamento continuo.



Figura 7.16 – Sonda inclinometrica.

7.4.9 Deformometri removibili

Si tratta di strumenti particolarmente adatti per i seguenti impieghi:

- rilievo di spostamenti relativi tra due punti di una struttura, in particolare su fessure, giunti, elementi adiacenti;
- rilievo delle deformazioni elastiche di una struttura in calcestruzzo, acciaio (ecc.) con il variare dei carichi applicati.

I pregi più importanti del deformometro removibile sono il minimo ingombro, la maneggevolezza e soprattutto la possibilità di eseguire i controlli in più punti della struttura in brevissimo tempo (Figura 7.17).

Lo strumento è costituito da una testa di misura con punta mobile il cui cono si impegna nel foro di una sede, da una prolunga in acciaio invar fissata sulla testa di misura e portante l'altra punta a cono, che si impegna nel foro dell'altra sede, e inoltre da un comparatore millesimale collegato attraverso un rapporto di leve alla punta mobile.



Figura 7.17– Deformometro removibile.

7.4.10 Sistemi automatici di acquisizione

Un sistema di controllo, formato da più strumenti e/o sensori, di qualunque tipo essi siano, può essere controllato e gestito in uno o più punti remoti, da sistemi di centralizzazione completamente automatizzati. Di seguito se ne riporta uno schema (Figura 7.18).

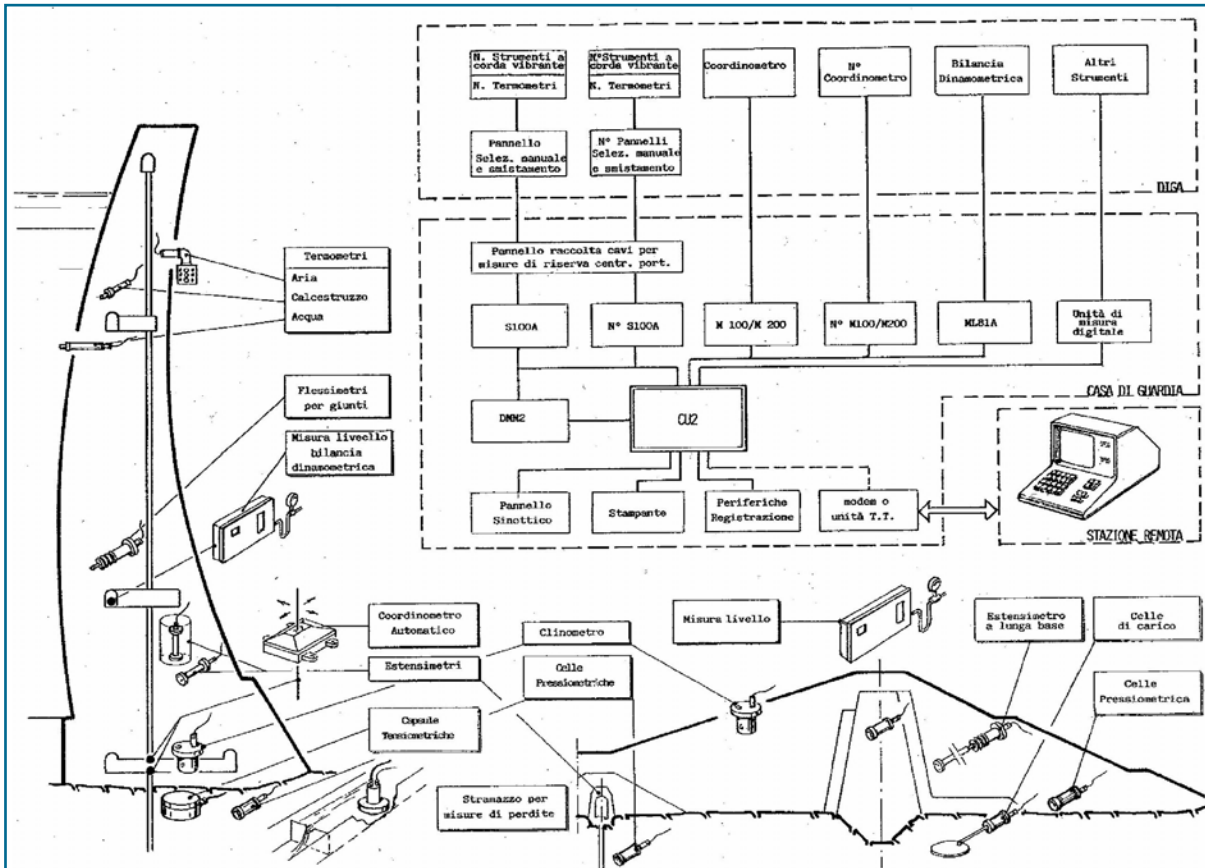


Figura 7.18 – Esempio di sistema di acquisizione automatica.

Nella diga di Ridracoli (FC) il sistema di controllo statico è costituito da: 971 punti di misura, 259 sensori connessi al sistema di monitoraggio automatico, 40 sensori analizzati in tempo reale (ogni ora). Il sistema di controllo sismico-dinamico è composto da una terna sismometrica, 4 terne accelerometriche e da 5 stazioni di controllo micro-sismico. Numerosi strumenti sono stati installati per i controlli durante la costruzione e i primi invasi (Figura 7.19).

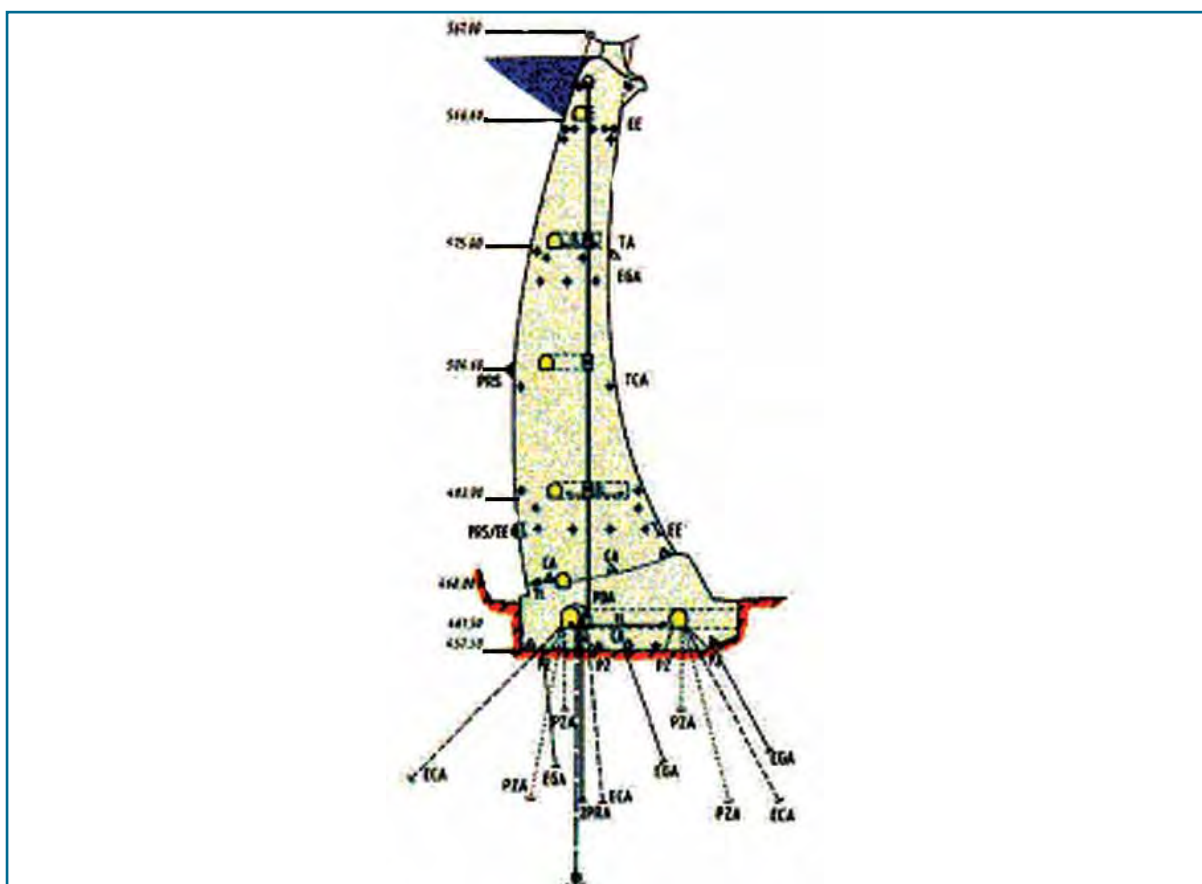


Figura 7.19 - Diga di Ridracoli (FC): strumentazione di monitoraggio [ITCOLD].

7.4.11 Considerazioni generali sulle strumentazioni

Tra le strumentazioni più utilizzate nelle casistiche di competenza regionale incontrate vi sono:

- Asta idrometrica per il controllo del livello dell'acqua e il mantenimento del franco: deve essere posizionata in una zona significativa dell'invaso e deve essere facilmente accessibile per le letture;
- piezometri di tipo Casagrande o a tubo aperto per il controllo della linea di saturazione;
- teodolite posizionato in linea con l'asse del coronamento, ma non su di esso, e mira fissa posta nella parte opposta rispetto al corpo diga;
- assestimetri posizionati in coppia nella stessa sezione trasversale, uno a monte e uno a valle del nucleo di tenuta.

Per la corretta manutenzione delle apparecchiature, è necessario un controllo continuo delle stesse.

E' opportuno far riferimento a un preciso capitolato di acquisto della strumentazione, che indichi le procedure da seguire in caso di:

- utilizzazione della strumentazione;
- sostituzione degli strumenti in seguito al loro deterioramento;
- taratura della nuova strumentazione sostitutiva di quella deteriorata.

7.5 Franco di progetto insufficiente

La determinazione del franco di uno sbarramento si ottiene anche attraverso la valutazione del moto ondoso dell'invaso.

Il vento che soffia sull'acqua del serbatoio genera un moto ondoso ed esercita un trascinamento della massa liquida secondo la sua direzione, provocando un sopraelevamento del livello medio lungo la costa contro cui spira il vento e un abbassamento lungo la costa opposta.

Trascorso un periodo di tempo iniziale e considerando la velocità e la direzione del vento costanti, il moto ondoso diventa stazionario e dipende solamente dalla velocità del vento e dall'ampiezza della superficie dell'invaso. Tale area lambita dal vento che soffia in una definita direzione prende il nome di *fetch*.

Di un gruppo di onde successive, comprese entro un tempo di osservazione, viene considerato il terzo di più grande altezza: la media delle loro altezze e la media dei relativi periodi costituiscono l'altezza significativa H_s e il periodo significativo T_s del gruppo.

Per la scelta del franco si considera un'altezza d'onda pari al 5% di quello di probabile contemporaneità del massimo livello assoluto del serbatoio e del vento più violento.

Il franco minimo adottato di norma negli Stati Uniti segue la regola:

$$h_f = 0,75H + \frac{v^2}{2g}$$

dove v è la velocità delle onde in m/s, definita da Gaillard:

$$v = 1,50 + 2H$$

e H è l'altezza d'onda in m.

Sherard e altri (1963) consigliano di adottare quale valore del franco sopra il livello d'invaso massimo assoluto la massima altezza d'onda moltiplicata per 1,5 più un valore compreso tra 60 cm e 3 m a seconda delle dimensioni generali e in particolare dell'altezza della diga. Tale valore è da scegliere in relazione al possibile abbassamento del coronamento per costipazione del rilevato e della fondazione.

Ogni probabilità di sormonto delle onde può essere eliminata con un robusto muro di calcestruzzo disposto lungo il ciglio di monte del coronamento, di altezza compresa tra 1,5 e 1,8 m con superficie verso lago a profilo concavo.

7.6 Azione e/o spinta del ghiaccio non prevista

Il D.P.R. del 1° novembre 1959, n. 1363 "Approvazione del regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio delle dighe di ritenuta" stabilisce che: *"Per gli sbarramenti situati in zone dove alla superficie del serbatoio possa formarsi un campo continuo di ghiaccio con spessore superiore a 20 cm, la verifica di stabilità sarà compiuta mettendo in conto anche la spinta dovuta al ghiaccio, che però si riterà agente contemporaneamente alla spinta idrostatica corrispondente al livello di sfioro, anziché a quello di massimo invaso. La spinta del ghiaccio si assumerà orizzontale, assegnandole il valore di 1,5 kg per ogni centimetro quadrato di proiezione verticale della superficie di contatto fra ghiaccio e paramento"*.

Per impedire la formazione di ghiacci flottanti è opportuna l'installazione sul paramento di monte degli sbarramenti dell'impianto antighiaccio ad aria compressa, costituito da tubi verticali muniti di ugelli alimentati da una stazione di compressione - accumulo. Gli ugelli spingono l'acqua calda che è in fondo al serbatoio verso la superficie per impedire che questa, alle basse temperature invernali, si trasformi in una lastra di ghiaccio. Lo strato può, infatti, raggiungere anche due o tre metri di spessore e, appoggiandosi sull'acqua sottostante, abbarbicarsi alla diga. Quando il bacino viene svasato, per produrre energia elettrica, il ghiaccio rimane sospeso e, dopo un certo periodo, crolla deteriorando la diga. Quindi, in occasione di interventi di risanamento della diga, si procede al posizionamento dei collettori di aria nei cunicoli a fondo diga.

Sulle dighe in materiali sciolti, la permanenza di neve e il ghiaccio sui paramenti può provocare la caduta e l'asportazione del materiale più superficiale. A tal proposito si vedano i paragrafi 4.7 e 4.8, relativi al degrado dei paramenti degli sbarramenti in materiale sciolto.

7.7 Difetti progettuali

Alcune anomalie che si manifestano negli sbarramenti possono essere dovute a difetti relativi alla fase di progetto dell'opera stessa.

Ad esempio, le errate indagini geologica, geotecnica e geomeccanica sia della sezione d'imposta del serbatoio, sia del versante sovrastante, possono indurre a scelte progettuali sbagliate relative alla tipologia dell'opera.

Anche il criterio di massima economia del materiale utilizzato per la realizzazione di una diga e delle opere accessorie può causare effetti irreversibili sul comportamento dell'opera.

La scelta della disposizione del nucleo negli sbarramenti in materiali sciolti può influenzare l'insorgere di eventuali anomalie: con il nucleo verticale vi può essere maggiore pericolo di fessurazioni dovuto alle deformazioni di entità diversa tra il nucleo e i due semicorpi tra cui è compreso; il nucleo inclinato riduce la stabilità del rilevato in caso di rapido svaso, in quanto lo sbarramento deve essere controbilanciato da un congruo volume di materiale.

La scelta dello spessore del nucleo influenza le caratteristiche tecniche della struttura: grandi spessori del nucleo riducono le perdite d'acqua di permeazione e le fessurazioni dovute ad esempio a sismi o a deformazioni differenziali del terreno di fondazione; nuclei sottili sono dotati di filtri di maggior spessore e di un'accurata granulometria per evitare le erosioni interne.

7.8 Difetti organizzativi

I difetti organizzativi (non tecnici) nella fase progettuale o costruttiva dello sbarramento possono essere causa di anomalie. Tra di essi si ha l'improvvisa mancanza di materiale da costruzione in conseguenza, per esempio, di vincoli amministrativi imposti in corso d'opera alla coltivazione delle cave.

Altre anomalie possono derivare dall'invecchiamento degli strumenti di monitoraggio installati nel corpo diga e nel terreno, dai diversi metodi di verifica della sicurezza e differenti disposizioni legislative sviluppate negli anni.

Ai difetti non tecnici si possono attribuire quelli dovuti alla mancata manutenzione dei dispositivi antintrusione e dei serramenti d'accesso alle opere accessorie.

Bibliografia

Regione Piemonte, Direzione Difesa del Suolo – Settore Sbarramenti Fluviali di Ritenuta e Bacini di Accumulo, Manuale tecnico per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasi di competenza regionale, Aprile 2005.

ITCOLD, Processi di invecchiamento di dighe e loro fondazioni, 1999.

Jappelli R., Difetti delle grandi dighe e rimedi strategici, L'Acqua, 1/2005.

Jappelli R., Lavori interrotti: motivi ed iniziative per il completamento delle dighe, Giornata di studio, Le dighe in Italia, Roma, 1998.

ICOLD, Deterioration of dams and reservoirs, Dicembre 1983.

Da Deppo, Datei, Salandin, Sistemazione dei corsi d'acqua, Edizioni Libreria Cortina Padova, 1995.

D.P.R. del 1° novembre 1959, n. 1363 "Approvazione del regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio delle dighe di ritenuta".

Arredi F., Costruzioni idrauliche, Utet, 1977.

Bharat Singh, Varshney B.G, Engineering for Embankment Dams, A.A, Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1995.