

PROF. ING. CLAUDIO DATEI  
(Istituto di Idraulica, Facoltà di Ingegneria, Università di Padova)

### 3.10 DIGHE

**3.10.1 Premesse.** Le note prendono in considerazione le dighe in muratura e quelle in materiali sciolti. Le relazioni date sul loro comportamento sono da usarsi prevalentemente per il dimensionamento e le prime verifiche. Atteso il carattere del lavoro, gli schemi strutturali di riferimento, così come i metodi usati, sono relativamente semplici, fondati cioè su ipotesi semplificate anche se attendibili. Il lavoro che attende il progettista, dopo aver dimensionato l'opera e fatto le prime verifiche, si può svolgere con procedimenti oggi molto progrediti, numerici e fisici, avvalendosi anche di laboratori ed istituti ad elevato grado di specializzazione. Il calcolo automatico, specie con riferimento al metodo per elementi finiti, e la sperimentazione su modello sono infatti in grado di corrispondere in modo assai soddisfacente alla necessità di approfondire il comporta-

mento non solo della parte aerea dell'opera ma anche della sua fondazione e della roccia che la ospita.

In Italia la progettazione e la costruzione sono regolate da un Regolamento (indicato, in seguito, con *Reg. It.*) dal titolo «*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*», approvato con *D.M. 24 marzo 1982*, al quale si rimanda per le definizioni di carattere generale. Ci si limita invece a richiamare le seguenti:

*franco*: dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso;

*franco netto*: valore del franco cui sia sottratta la semiampiezza della massima onda prevedibile nel serbatoio.

Le ampiezze massime (in m), note la lunghezza  $F$  (km) del fetch a fronte della diga e la velocità  $v$  (km/ora) del vento, sono date dalla tabella 1.

**Tabella 1. Ampiezze massime delle onde.**

$F$ $v$	1	2	4	6	8	10	15
100	1,09	1,51	2,09	2,52	2,89	3,21	3,88
80	0,86	1,19	1,65	1,99	2,28	2,53	3,07
60	0,63	0,88	1,21	1,47	1,68	1,87	2,26

**3.10.2 Classificazione. Scelta del tipo.** Secondo il *Reg. It.* gli sbarramenti sono classificati nei seguenti tipi.

A) Dighe murarie:

a) a gravità suddivise in: ordinarie; a speroni; a vani interni;

b) a volta;

c) a volta o solette, sostenute da contrafforti.

B) Dighe in materiali sciolti:

a) di terra omogenee;

b) di terra e/o pietrame, zonate, con nucleo di terra per la tenuta;

c) di terra permeabile o pietrame, con manto o diaframma di tenuta di materiali artificiali.

C) Sbarramenti di vario tipo.

D) Traverse fluviali.

Ci si limiterà a considerare le dighe appartenenti ai gruppi A) e B).

La scelta del tipo di diga dipende da un insieme di elementi, fra i quali primeggiano quelli geometrici o topografici, geologici ed anche, specie per le dighe di tipo B), quelli relativi alla reperibilità e qualità dei materiali da impiegare nella costruzione. Gli sbarramenti in muratura richiedono d'essere fondati su roccia. Essa deve possedere, naturalmente o per l'adozione di opportuni provvedimenti costruttivi, elevate caratteristiche meccaniche per sopportare le azioni trasmesse dalla struttura, valendo il principio che i materiali costituenti le due parti dell'opera – la diga e la sua fondazione – devono possedere proprietà meccaniche tra loro comparabili. L'applicazione di questo criterio porta quindi ad adottare una diga in materiali sciolti quando la zona non sia idonea ad ospitare una struttura muraria. Il *Reg. It.* esclude che una diga, di qualsivoglia tipo, possa essere edificata quando sui fianchi della sezione di sbarramento, anche al di sopra della quota di massimo invaso, siano da temersi o da prevedere frane, crolli o scoscendimenti, sia per le condizioni normali che in conseguenza di fatti sismici. Le indagini di varia natura che sono da farsi sulle condizioni geologiche e geotecniche della sezione da sbarrare e dei fianchi della valle interessati dall'invaso sono di enorme importanza e devono essere svolte con ampiezza e cultura adeguate alla natura dell'opera o al suo potenziale grado di pericolosità.

Fatte salve le determinanti questioni di natura geologica, indicata con  $Co$  la corda della sezione da sbarrare alla quota del coronamento e con  $H$  l'altezza della diga, valgono per le dighe in muratura come orientamento i seguenti criteri per la scelta del tipo:

- diga a volta sottile per  $Co/H$  fino a  $2 \div 2,5$ ;
- diga ad arco-gravità per  $Co/H$  compreso tra  $2 \div 2,5$  e  $5 \div 5,5$ ;
- diga a gravità massiccia o alleggerita per  $Co/H$  maggiore di  $5 \div 5,5$ .

Ulteriori criteri di natura economica possono essere utilizzati per circoscrivere il campo di scelta specie nell'intorno dei valori limite di  $Co/H$  ed anche all'interno d'una stessa categoria: può accadere, ad esempio, che sia da preferire una diga massiccia (con limitato impiego di cemento per  $m^3$  di calcestruzzo) ad una alleggerita (con minore volume di calcestruzzo, ma elevato magistero per casseri e mano d'opera).

**3.10.3 Azioni sulle strutture.** L'insieme delle azioni che sono da considerare per il progetto e la verifica d'una diga sono: *a)* peso proprio; *b)* spinta idrostatica con il serbatoio al massimo invaso; *c)* sottopressione; *d)* effetti termici e di ritiro; *e)* spinta del ghiaccio; *f)* azioni sismiche. Le azioni precedenti non si applicano a tutti i tipi di diga: le azioni *c)*, *d)* ed *e)* sono relative, ad esempio, alle sole dighe in muratura.

Sulle azioni sismiche qualche indicazione appare necessaria, con riferimento al cosiddetto metodo pseudo-statico di porre in conto le forze dovute all'inerzia del masso murario e della massa liquida. Il metodo dinamico fondato su un terremoto di progetto è eventualmente da applicarsi nelle fasi più avanzate del processo di verifica della diga. Definito il grado di sismicità  $S$  del sito, in conformità al D.M. 3 marzo 1975, con  $S = 12$  ed  $S = 9$ , rispettivamente, per le zone classificate di 1ª e 2ª categoria, il coefficiente d'intensità sismica è dato da

$$C = \frac{S - 2}{100}$$

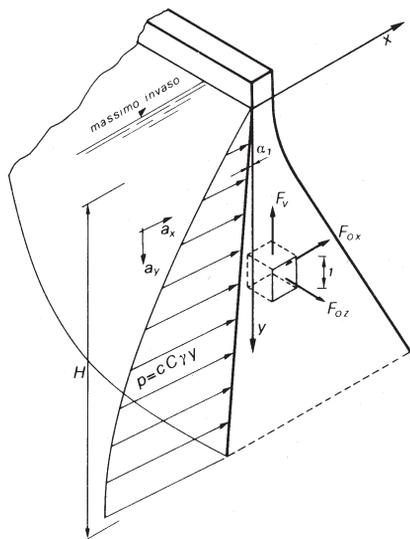


Fig. 1.

**3.10.3.1 Azioni di inerzia del masso murario.** Le azioni che simulano questi effetti sono (fig. 1) costituite da forze di volume. Detto  $\gamma_c$  il peso specifico del materiale, si considerano le forze unitarie seguenti:

*a)* orizzontali  $F_{ox}$ , nei due sensi, nel piano della sezione maestra

$$F_{ox} = C \gamma_c$$

esse sono da moltiplicare per 2 (*Reg. It.*) per i tipi a volta (*A*, *b*) e per le volte o solette del tipo a contrafforti (*A*, *c*);

*b)* orizzontali  $F_{oz}$ , anch'esse nei due sensi, nel piano perpendicolare al precedente, da moltiplicare per 2 per le dighe a speroni, a vani interni e per i contrafforti;

*c)* verticali  $F_v$ , nei due sensi,

$$F_v = m C \gamma_c$$

con il coefficiente  $m \geq 0,5$  da moltiplicare per 2 per le dighe di tipo (*A*, *b*) ed (*A*, *c*).

**3.10.3.2 Azioni d'inerzia dell'acqua.** Da sommarsi agli effetti dovuti all'inerzia della massa muraria; sono rappresentate da una distribuzione di pressioni normali al paramento di monte. Detti  $y$  la profondità del punto considerato,  $H$  quella del punto più depresso delle fondazioni, e  $\gamma$  il peso specifico dell'acqua, si ha:

$$p = cC\gamma H \quad \text{essendo:} \quad c = \frac{c_m}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left( 2 - \frac{y}{H} \right)} \right]$$

Il coefficiente  $c_m$  è variabile coi valore dell'angolo che il paramento di monte forma con la verticale. La tabella 2 fornisce i valori di  $c_m$  al variare dell'angolo  $\alpha_1$ .

**Tabella 2. Coefficiente  $c_m$  per il calcolo dell'azione di inerzia dell'acqua.**

$\alpha_1$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
$c_m$	0,74	0,67	0,60	0,525	0,45	0,375	0,29	0,21	0,11	0

Nel campo dei valori compresi tra 0° e 20°, la relazione interpolare

$$c_m = 0,74 - 0,385 \tan \alpha_1$$

da risultati molto approssimati.

### 3.10.4 Dighe a gravità massicce.

**3.10.4.1 Generalità. Criteri di dimensionamento.** La forma deriva da un triangolo di altezza  $H$  e base  $B$  (fig. 2) avente il vertice superiore al livello del massimo invaso, un lato (inclinato di  $\alpha_1$  rispetto alla verticale) con scarpa dell'ordine di  $0,05 \div 0,10$  e l'altro (inclinato di  $\alpha_2$ ) con scarpa dell'ordine di  $0,70 \div 0,65$  e di  $0,80 \div 0,75$  in zona sismica. La struttura è completata da un coronamento di sezione approssimativamente trapezia, avente larghezza in sommità tale da consentire il passaggio dei mezzi di sorveglianza e manutenzione (in genere compresa tra 3 e 6 m). Per l'assegnazione delle dimensioni si devono porre in conto il peso proprio del triangolo fondamentale, la spinta idrostatica e la sottospinta dovuta al processo di permeazione cui la struttura è sottoposta, nonché le azioni sismiche

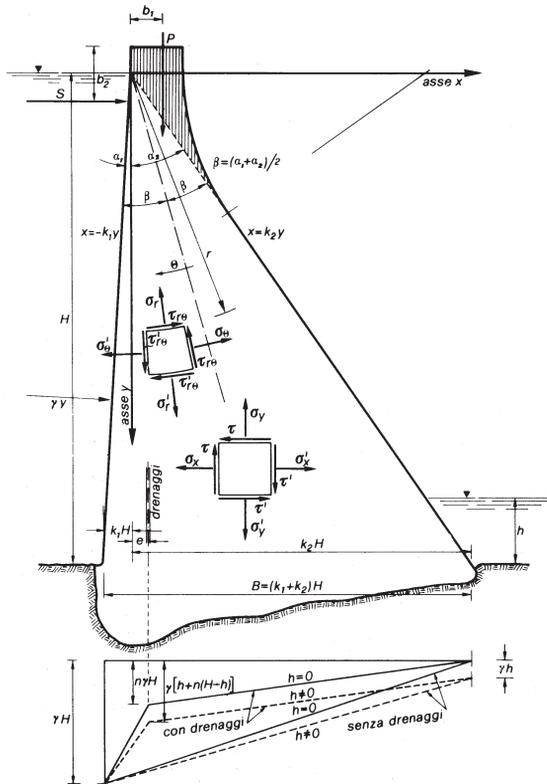


Fig. 2.

**Tabella 3. Valori di  $k_1 + k_2$  per zone non sismiche.**

$k_1$	$\varepsilon = 0,03$		0,020		0,010		0	
	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$
0	0,7106	0,6650	0,7065	0,6602	0,7025	0,6553	0,6984	0,6540
0,02	0,7201	0,6650	0,7163	0,6602	0,7124	0,6553	0,7085	0,6540
0,04	0,7301	0,6650	0,7263	0,6602	0,7226	0,6553	0,7187	0,6540
0,06	0,7402	0,6650	0,7365	0,6602	0,7328	0,6553	0,7291	0,6540
0,08	0,7505	0,6650	0,7469	0,6602	0,7432	0,6553	0,7396	0,6540
0,10	0,7608	0,6650	0,7574	0,6602	0,7538	0,6553	0,7502	0,6540

se la diga è da costruire in zona classificata sismica. Si considera l'elemento di maggiore altezza della diga e di spessore unitario. Si utilizza la statica dei sistemi rigidi.

Con riferimento alla figura 2 ed agli assi  $x$  e  $y$ , si immagini uno schermo drenante di ascissa  $e$ , che incida il piano di fondazione. In  $y = H$  e  $x = e$  la sottopressione vale  $\gamma [h + n(H - h)]$  con  $n \geq 0,35$ , oppure  $n \gamma H$  se  $h = 0$ . Le dimensioni della base si assegnano utilizzando la più restrittiva delle seguenti condizioni:

a) che il risultante delle forze applicate incida la base non oltre il terzo medio di valle;

b) che sia:

$$\frac{\text{somma delle forze orizzontali}}{\text{somme delle forze verticali}} \leq 0,75 (= f)$$

ed anche, per il piano di fondazione, un valore minore se imposto da sfavorevoli condizioni della roccia.

Posto  $d = \gamma_c/\gamma = 2,4$  (per il calcestruzzo di cemento) e fatte le posizioni

$$k_1 = \tan \alpha_1 \quad k_2 = \tan \alpha_2 \quad \varepsilon = e/H$$

può essere dato, nelle varie condizioni possibili, il valore del rapporto  $B/H = k_1 + k_2$  al variare di  $e$  e di  $k_1$ . Le tabelle 3, 4 e 5 danno i valori di  $k_1 + k_2$  rispettivamente nelle condizioni seguenti: zona non sismica; zona sismica di 2ª categoria; zona di 1ª categoria. I calcoli sono stati svolti assumendo, in modo pseudostatico, in aggiunta all'azione dovuta all'inerzia dell'acqua, la sola azione orizzontale  $F_{ox}$  (diretta verso valle) per l'inerzia del masso in quanto più severa di quelle verticali  $F_v$ . Nella tabella 3 è indicato con  $(B/H)_a$  il valore relativo alla condizione a) e con  $(B/H)_b$  quello per la b). È da assumersi, per  $\varepsilon$  e  $k_1$  assegnati, il maggiore dei due. Si ricorda che la condizione b) è per le zone non sismiche:

$$\left(\frac{B}{H}\right)_b \geq \frac{1 + f\varepsilon}{(\delta - n)f}$$

**Tabella 4. Valori di  $k_1 + k_2$  per zone sismiche di 2ª categoria.**

$k_1$	$\varepsilon = 0,03$		0,020		0,010		0	
	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$
0	0,7861	0,8208	0,7799	0,8154	0,7757	0,8099	0,7715	0,8044
0,02	0,7934	0,8197	0,7893	0,8142	0,7852	0,8088	0,7811	0,8033
0,04	0,8028	0,8186	0,7988	0,8131	0,7948	0,8076	0,7908	0,8021
0,06	0,8124	0,8174	0,8085	0,8119	0,8046	0,8064	0,8006	0,8009
0,08	0,8221	0,8162	0,8183	0,8107	0,8145	0,8052	0,8106	0,7997
0,10	0,8320	0,8149	0,8271	0,8095	0,8245	0,8040	0,8207	0,7985

**Tabella 5. Valori di  $k_1 + k_2$  per zone sismiche di 1<sup>a</sup> categoria.**

$k_1$	$\varepsilon = 0,03$		0,020		0,010		0	
	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$	$\left(\frac{B}{H}\right)_a$	$\left(\frac{B}{H}\right)_b$
0	0,8159	0,8709	0,8117	0,8651	0,8074	0,8593	0,8031	0,8535
0,02	0,8250	0,8688	0,8204	0,8630	0,8166	0,8572	0,8124	0,8514
0,04	0,8342	0,8666	0,8301	0,8609	0,8260	0,8551	0,8218	0,8493
0,06	0,8435	0,8645	0,8395	0,8587	0,8355	0,8530	0,8314	0,8472
0,08	0,8530	0,8624	0,8491	0,8566	0,8452	0,8509	0,8412	0,8451
0,10	0,8627	0,8603	0,8588	0,8545	0,8550	0,8487	0,8511	0,8430

e per quelle sismiche:

$$\left(\frac{B}{H}\right)_b \geq \frac{1 + f\varepsilon + \frac{8 + 3\pi}{12} (1 - f_{k1}) c_m C}{\delta [f - (1 + mf) C] - nf}$$

Poiché è stato posto  $F_v = 0$ , s'è assunto nei calcoli  $m = 0$ .

Nelle zone non sismiche la condizione *a*) è sempre più restrittiva di quella *b*). Nelle zone di 2a categoria sismica la condizione *b*) è più restrittiva della *a*) fino a  $k_1 \approx 0,06$ , mentre per la 1<sup>a</sup> categoria la condizione stessa è dominante fino a  $k_1 \approx 0,10$ .

Il dimensionamento del triangolo fondamentale riesce particolarmente semplice quando si assegnino preliminarmente  $\delta$ ,  $k_1$ ,  $n$  e il rapporto

$$d = \frac{e + k_1 H}{(k_1 + k_2) H}$$

fra la distanza dello schermo drenante dal paramento di monte e la larghezza della sezione di base. Per diga a paramento di monte verticale ( $k_1 = 0$ ) non rigurgitata ( $h = 0$ ) in zona non sismica, i valori di  $k_2$  che soddisfano rispettivamente alle condizioni *a*) e *b*) sono forniti dalle espressioni (Fassò):

$$k_2 = \sqrt{\frac{1}{\delta - \frac{m' + m''}{2}}}$$

$$k_2 = \frac{1}{f(\delta - m')}$$

nelle quali sono state fatte le posizioni:

$$m' = n + d$$

$$m'' = n(1 - 2d) + 3d - 2d^2$$

(in assenza di dreni porre  $m' = m'' = 1$ ). Naturalmente dei due valori di  $k_2$  va scelto il maggiore. Se si assegna una scarpa  $k_1 > 0$  al paramento di monte (per esempio per evitare trazioni indotte dal peso del coronamento), i valori di  $k_2$  forniti dalle due espressioni vanno diminuiti rispettivamente di  $0,8 k_1$  e di  $k_1$ .

**3.10.4.2** *Verifiche di stabilità.* Le formule successive sono relative anch'esse ad un elemento di spessore unitario (stato piano di deformazione) indefinito verso il basso. Gli sforzi normali  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sono assunti, come nel resto dell'esposizione, positivi se di trazione. Il verso positivo della tensione tangenziale  $\tau$  è concorde (discorde) con il verso positivo dell'asse cui è parallela se lo sforzo normale sulla stessa faccia è concorde (discorde) con il verso positivo dell'altro asse. Le tensioni sono riferite ad un punto generico; per  $y = H$  si hanno le tensioni sul piano di fondazione. Le equazioni dei paramenti sono:  $x = -k_1 y$  a monte e  $x = k_2 y$  a valle.

**3.10.4.3** *Peso proprio. Triangolo fondamentale* (fig. 2). Indicato con  $\gamma_c$  il peso specifico del materiale, le tensioni riferite al punto generico di coordinate  $(x, y)$  sono:

$$\sigma_x = -\gamma_c \frac{k_1 k_2}{(k_2 + k_1)^2} [(k_2 - k_1) x + 2k_1 k_2 y]$$

$$\sigma_y = \gamma_c \frac{(k_2 - k_1) x - (k_2^2 + k_1^2) y}{(k_2 + k_1)^2}$$

$$\tau = \gamma_c \frac{k_1 k_2}{(k_2 + k_1)^2} [-2x + (k_2 - k_1) y]$$

I valori sui paramenti di monte e di valle si ottengono ponendo rispettivamente  $x = -k_1 y$  e  $x = k_2 y$ .

**3.10.4.4** *Peso del coronamento.* Sia  $P$  il peso del coronamento (parte tratteggiata della figura 2) avente braccio  $b_1$  rispetto all'origine degli assi. Assunte ora come riferimento le coordinate polari  $(\theta$  ed  $r$ ), con i simboli indicati nella figura 2, siano:

$$\psi_1(\theta) = [2\beta \cos(\beta - \alpha_1 - \theta) - \sin 2\beta \cos(\beta - \alpha_1 + \theta)] / (4\beta^2 - \sin^2 2\beta)$$

$$\psi_2(\theta) = \sin 2\theta / (\sin 2\beta - 2\beta \cos 2\beta)$$

$$\psi_3(\theta) = (\cos 2\theta - \cos 2\beta) / (\sin 2\beta - 2\beta \cos 2\beta)$$

Si hanno allora le tensioni:

$$\sigma_r = -\frac{2P}{r} \left[ \psi_1(\theta) - \frac{b_1}{r} \psi_2(\theta) \right] \quad \sigma_\theta = 0 \quad \tau_{r\theta} = -\frac{P b_1}{r^2} \psi_3(\theta)$$

Esse valgono per  $r \neq 0$ , a qualche distanza dall'origine. Posto poi

$$\phi = \beta - \alpha_1 - \theta$$

dalle precedenti si ottengono le tensioni riferite agli assi  $x, y$  con le relazioni:

$$\sigma_x = \sigma_r \sin^2 \phi - 2\tau_{r\theta} \sin \phi \cos \phi + \sigma_\theta \cos^2 \phi$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cos^2 \phi + 2\tau_{r\theta} \sin \phi \cos \phi + \sigma_\theta \sin^2 \phi$$

$$\tau = (\sigma_r - \sigma_\theta) \sin \phi \cos \phi$$

da sommarsi alle corrispondenti relative al triangolo fondamentale.

**3.10.4.5** *Azioni dipendenti dall'acqua di invaso. Carico idrostatico.* La pressione  $\gamma y$  applicata sul paramento  $x = -k_1 y$  dà luogo, in un punto di coordinate  $(x, y)$ , alle seguenti tensioni:

$$\sigma_x = \frac{\gamma k_2 \{k_1 [k_2 (k_2 - k_1) + 2] x + k_2 [2k_1^2 k_2 - (3k_1 + k_2)] y\}}{(k_2 + k_1)^3}$$

$$\sigma_y = \frac{\gamma \{[k_1 (3k_2 + k_1) - 2] x + [-2k_1 k_2^2 + (k_2 - k_1)] y\}}{(k_2 + k_1)^3}$$

$$\tau = \frac{-\gamma \{[-2k_1 k_2^2 + (k_2 - k_1)] x + k_1 k_2 [k_2 (k_2 - k_1) + 2] y\}}{(k_2 + k_1)^3}$$

Ponendo  $x = -k_1 y$  e  $x = k_2 y$  si ottengono le tensioni rispettivamente sul paramento di monte e di valle.

*Sottopressioni.* Della distribuzione delle sottopressioni è già stato detto trattando del dimensionamento. Si distinguono due casi. Quando la diga sia priva di dreni e sia  $h = 0$  si ha:

$$\sigma_x = \sigma_y = \gamma (k_2 y - x) / (k_1 + k_2)$$

$$\tau = 0$$

*Sottopressioni.* Della distribuzione delle sottopressioni è già stato detto trattando del dimensionamento. Quando sia  $h = 0$ , le tensioni normali verticali  $\sigma_y$  sono espresse dalla relazione (Fassò)

$$\sigma_y = \frac{1}{2} \gamma y \left[ m' - m'' + \frac{2m'' (k_2 y - x)}{(k_1 + k_2) y} \right]$$

nella quale i coefficienti  $m'$  e  $m''$  sono gli stessi introdotti nel paragrafo 3.10.4.1, postovi

$$d = \frac{e + k_1 y}{(k_1 + k_2) y}$$

Il risultante delle azioni di sottopressione vale:

$$\frac{1}{2} \gamma y^2 m' (k_1 + k_2) = \frac{1}{2} \gamma y^2 \left[ n(k_1 + k_2) + k_1 + \frac{e}{y} \right]$$

Una volta calcolate le  $\sigma_y$  come sopra, le tensioni  $\sigma_x$  e  $\tau$  devono determinarsi, per differenze finite, con elementari considerazioni sull'equilibrio verticale ed orizzontale (vedere il procedimento che verrà esposto per le dighe alleggerite).

Quando la diga sia priva di dreni ( $m' = m'' = 1$ ) è

$$\sigma_x = \sigma_y = \gamma (k_2 y - x) / (k_1 + k_2)$$

$$\tau = 0$$

**3.10.4.6 Spinta del ghiaccio.** Detta  $S$  la spinta (*Reg. It.*: 150 kPa  $\sim$  1,52 kg f/cm<sup>2</sup> per la superficie proiezione verticale del contatto tra lastra e diga se lo spessore è  $> 0,20$  m) e  $b_2$  la distanza dal vertice del triangolo fondamentale, posto:

$$\Psi_4(\theta) = \frac{2\beta \sin(\beta - \alpha_1 - \theta) - \sin 2\beta \sin(\beta - \alpha_1 + \theta)}{4\beta^2 - \sin^2 2\beta}$$

si ha

$$\sigma_r = -\frac{2S}{r} \left[ \Psi_4(\theta) + \frac{b_2}{r} \Psi_2(\theta) \right] \quad \sigma_\theta = 0 \quad \tau = \frac{Sb_2}{r^2} \Psi_3(\theta)$$

Le corrispondenti tensioni  $a$ ,  $u_y$  e  $T$  si ottengono con le formule già date.

**3.10.4.7 Azioni sismiche. Carico pseudostatico. Inerzia del masso murario.** L'azione verticale si simula ponendo nelle espressioni delle tensioni dovute al peso proprio in luogo di  $\gamma_c$  il peso unitario  $\gamma_0 = \pm C \gamma_c$ . L'azione orizzontale sulla sezione maestra dà luogo, posto  $\gamma_0 = \pm C \gamma_c$ , alle tensioni

$$\sigma_x = -\frac{\gamma_0}{(k_2 + k_1)^2} [(k_2^2 + k_1^2) x + k_1 k_2 (k_2 - k_1) y]$$

$$\sigma_y = -\frac{\gamma_0}{(k_2 + k_1)^2} [2x - (k_2 - k_1) y]$$

$$\tau = -\frac{\gamma_0}{(k_2 + k_1)^2} [(k_2 - k_1) x + 2k_1 k_2 y]$$

*Inerzia dell'acqua di invaso.* L'effetto è simulato da una distribuzione di pressioni  $p = cC\gamma H$  (**H-3.10.3.2**) sul paramento di monte. Il risultante  $F$  delle spinte sismiche, normale al paramento, per ogni profondità  $y$  vale:

$$F(y) = \frac{c_m C}{12 \cos \alpha_1} \left[ 6 \left( \frac{y}{H} \right)^2 - 2 \left( \frac{y}{H} \right)^3 - 3 \cos^{-1} \left( \frac{y}{H} - 1 \right) + 3 \left( \frac{y}{H} - 1 \right) \sqrt{\frac{y}{H} \left( 2 - \frac{y}{H} \right) + 3\pi} \right] \gamma H^2$$

interpolato, per  $y/H \geq 0,5$  (con  $r = 0,998$ ), da:

$$F(y) = \frac{c_m C}{2} \left( 1,9104 \frac{y}{H} - 0,4678 \right) y H^2$$

Le distanze  $z$  delle risultanti successive dalla base sono bene interpolate per  $y/H \geq 0,2$  (con  $r = 0,9997$ ) da:

$$z(y) = \left( 0,4053 \frac{y}{H} - 0,0077 \right) H$$

Per  $y/H = 1$  si ha:

$$F(H) = \frac{8 + 3\pi}{24 \cos \alpha_1} c_m C \gamma H^2 \quad z(H) = \frac{7}{8 + 3\pi} H$$

Le tensioni  $\sigma_y$  corrispondenti al carico sismico si ottengono con la nota formula della presso-inflessione; le rimanenti  $\sigma_x$  e  $\tau$  ragionando, per differenze finite, sulle condizioni di equilibrio (v. **H-3.10.5**).

**3.10.4.8 Tensioni principali.** Le verifiche sono da fare a serbatoio vuoto ed a serbatoio invaso, sommando nelle due condizioni le azioni dovute agli effetti sismici. Note in un punto le tensioni  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau$ , le tensioni principali e la giacitura degli elementi principali si deducono (fig. 3) da:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x}$$

Le azioni da considerare sono: *a)* a serbatoio vuoto: peso proprio ed azioni sismiche eventuali; *b)* a serbatoio pieno: peso proprio; carico idrostatico; sottopressioni; spinta del ghiaccio ed azioni sismiche eventuali.

I valori delle tensioni principali ai limiti di tutte le sezioni orizzontali dovranno essere: *a)* se di compressione, non superiori al carico di sicurezza del materiale determinato in base alla resistenza caratteristica; *b)* se di trazione, non superiori a 300 kPa (3 kg f/cm<sup>2</sup> circa), elevabili a 500 kPa se il supero di 300 kPa è dovuto alle azioni sismiche.

**3.10.4.9 Caratteristiche costruttive essenziali.** Le dighe a gravità vengono erette per conci, separati da giunti permanenti disposti secondo piani verticali normali all'asse longitudinale a distanze dell'ordine di 15 ÷ 18 m. Lo schermo drenante, a ridosso del paramento di monte, è costituito da un insieme di canne verticali ad interasse non superiore a 2,00 ÷ 2,50 m e con diametro minimo di 0,20 m entro la fondazione e di 0,12 nel corpo della diga (*Reg. It.*), anche se in molte realizzazioni il diametro è spesso maggiore (0,20 ÷ 0,25 m). Le portate drenate sono raccolte in piccoli canali posti sul fondo delle gallerie d'ispezione ed avviate ad un dispositivo di misura. Le gallerie, con larghezza ed altezza non inferiori, rispettivamente, a 1,10 ÷ 1,20 m e 2,00 ÷ 2,10 m, sono poste a distanza verticale l'una dall'altra dell'ordine di 20 ÷ 25 m; e sono raggiungibili da discenderie a scale poste sui fianchi della diga. In corrispondenza d'ogni giunto, protetto da apposita trave sul paramento di monte, è disposto un pozzo verticale con diametro 0,80 ÷ 1,00 m per l'ispezione del giunto stesso. La parte centrale della diga è, non infrequentemente, sede di uno sfioratore, conformato secondo il noto profilo *Creager-Scimemi*; lo scivolo è talvolta conformato, nella parte bassa, con un salto da sci che lancia il getto sfiorato verso valle.

Le figure 4 e 5 illustrano la *Diga di Quaira della Miniera realizzata dall'ENEL nel 1962-70 sul Rio Valsura (Bolzano)*. Sono visibili molte delle disposizioni testè indicate.

### 3.10.5 Dighe a gravità alleggerita o a speroni.

**3.10.5.1 Generalità.** Si intendono con questa denominazione le dighe seguenti: a speroni, a vanti interni, a contrafforti con paramento a volta o solette. La struttura è costituita da una succes-

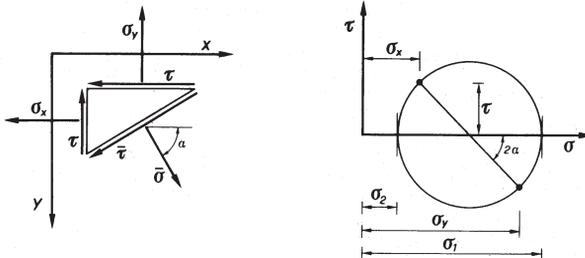
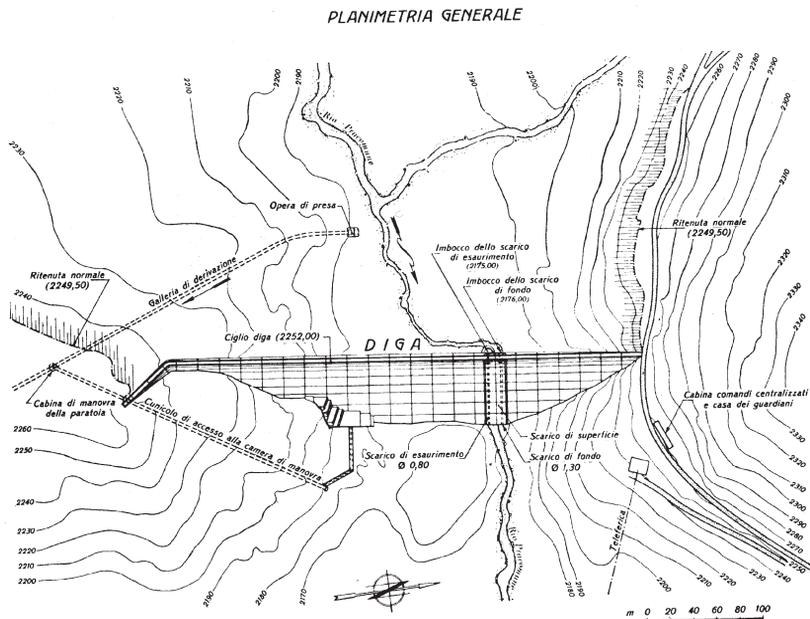


Fig. 3.



**SEZIONE LONGITUDINALE SVILUPPATA E PROFILO GEOLOGICO  
DELLA SEZIONE DI SBARRAMENTO**

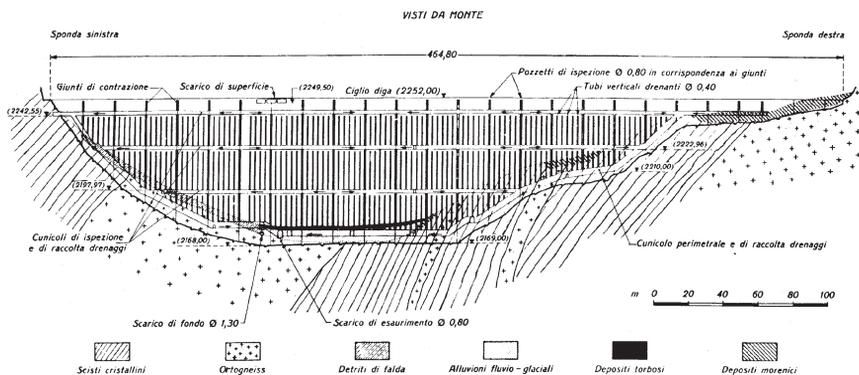


Fig. 4.

sione di elementi – speroni o contrafforti – con profilo fondamentale triangolare, distanziati tra loro, i quali sostengono a monte una parete di tenuta di varia forma, ottenuta allargando la testata dell'elemento, o con volte o lastre di collegamento. In queste note si considera l'elemento a forma triangolare, di altezza  $H$  ed interasse  $\ell$ , avente spessore linearmente variabile con la profondità dal valore iniziale  $s_0$  a quello massimo  $s_0 + kH$ , essendo  $k$  la somma dei due valori (generalmente uguali) della scarpa delle superfici laterali, con l'ovvia condizione che sia  $s_0 + kH \leq \ell$ . In qualche



speciale condizione geologica, quale una notevole disuniformità delle caratteristiche meccaniche della roccia di fondazione (*Reg. It.*), lo spessore dell'elemento triangolare dovrà, verso la base, aumentare per formare, con un passaggio graduale e ben raccordato, un robusto zoccolo di fondazione.

L'interesse per le dighe alleggerite si destò in passato per il volume di calcestruzzo (per  $H > 30 \div 35$  m) più contenuto rispetto a quello richiesto da una diga massiccia di pari altezza. Nei tempi più recenti, però, la cospicua maggiore incidenza dei costi della mano d'opera, la maggior cura richiesta nella confezione e posa dei calcestruzzo, ed anche alcuni rilievi sul comportamento degli elementi in rapporto a fatti termici, hanno fatto decadere in qualche misura l'interesse verso queste strutture.

Ci si limita a dare i criteri di dimensionamento per una sezione un poco schematizzata per la parte riguardante la struttura di tenuta a monte, assumendo una testata di spessore costante per tutta l'altezza. Inoltre si rimane nell'intervallo dei valori del rapporto  $\lambda = d/s_0$  tra interasse e spessore minimo (o somma degli spessori minimi se l'elemento è cavo) compreso tra 2 e 4 per almeno  $2/3$  dell'altezza, entro il quale valgono (*Reg. It.*) i criteri di verifica relativi alle dighe a gravità ordinaria. Non verranno considerate le dighe con paramento di monte a volte accostate per il limitato interesse che oggi presentano.

**3.10.5.2 Criteri di dimensionamento.** Come per le dighe massicce, la dimensione della base si assegna considerando la più restrittiva delle due condizioni *a*) e *b*) indicate in **H-3.10.4.1** ed applicando le seguenti forze (fig. 6): peso proprio dello sperone  $G$  e della struttura (complementare) di tenuta  $Q$ ; carico idrostatico con componenti  $S_0$  e  $S_v$ ; azioni sismiche  $F_0$ ,  $F_v$ ,  $P_0$  e  $P_v$ ; sottopressione  $R$  limitata alla struttura di contenimento avente larghezza  $b$ . Si aggiungono ai simboli noti quelli indicati nella figura 6 e le variabili adimensionali seguenti:

$$\lambda = d/s_0 \quad \eta = kH/s_0 \quad \beta = b/H$$

Il rapporto  $(B/H)_a$  relativo alla prima condizione deve essere eguale o maggiore a quello che si ottiene risolvendo l'equazione seguente:

$$A_1 \left( \frac{B}{H} \right)_a^2 - 2A_2 \left( \frac{B}{H} \right)_a - A_3 = 0$$

essendo:

$$A_1 = \delta (1 - 2mC) (12 + 7\eta)$$

$$A_2 = 3\delta (2 + \eta) [(1 - 2mC) k_1 + 2C] - \lambda [12 (k_1 - \beta) + cmC (8 + 3\pi) k_1] - 12\delta\beta [2 (\lambda - 1) - \eta]$$

$$A_3 = 3\lambda [4 (1 + k_1^2 - \beta^2) + 7c_m C (1 + k_1^2)] + 6\delta\beta \left\{ 2 [3 (\lambda - 1) - \eta] k_1 + 3\beta [2 (\lambda - 1) - \eta] \frac{1 + 2k_1^2}{1 + k_1^2} \right\}$$

Il valore del rapporto  $(B/H)_b$  dedotto per la seconda condizione vale:

$$\left( \frac{B}{H} \right)_b \geq \lambda \frac{12 \left\{ 1 - (k_1 - \beta) f - \frac{\delta\beta f}{\lambda} [2 (\lambda - 1) - \eta] \right\} + c_m C (8 + 3\pi) (1 - f k_1)}{4\delta (3 + 2\eta) [f (1 - 2mC) - 2C]}$$

Nelle formule precedenti sono considerate, per completezza, agenti contemporaneamente le azioni inerziali della massa muraria (per il solo sperone) orizzontale e verticale. L'azione dovuta a  $F_0$  è più severa di quella  $F_v$ , la cui eliminazione si ottiene ponendo  $m = 0$ .

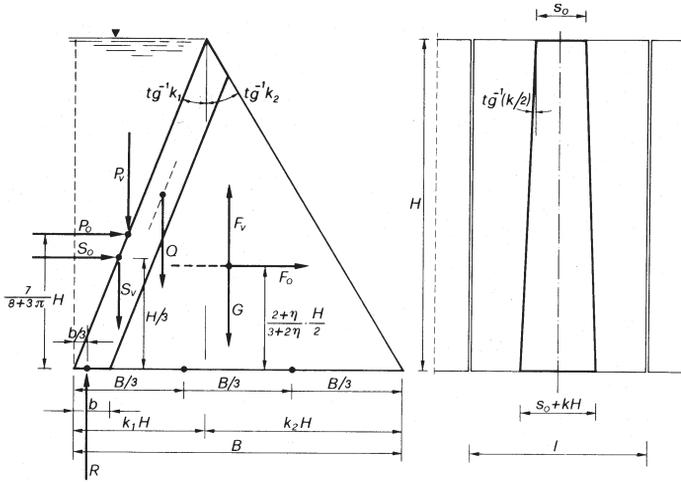


Fig. 6.

Nella tabella 6 è fornito il valore del rapporto  $B/H$  nelle due condizioni *a*) e *b*), assumendo, oltre le consuete azioni, la sola azione  $F_0$  ed i seguenti valori:

$$\delta = 2,4 \quad \lambda = 4 \quad \eta = 1,20 \quad 1 + \eta = 2,20 < 4$$

Può notarsi come i valori più convenienti di  $k_1$  siano compresi tra 0,40 e 0,50 indipendentemente dal carattere sismico del sito, cui corrispondono valori di  $k_1 + k_2$  compresi tra 0,85 e 1,00 circa.

**3.10.5.3 Verifica di stabilità.** A causa della forma geometrica di uno sperone non è generalmente possibile dare le espressioni delle tensioni per le varie condizioni di carico come è stato fatto per le dighe a gravità ordinaria. Si darà pertanto un metodo generale assai semplice da usare per verifiche di prima approssimazione e per ciascuna delle ipotesi di carico da esaminare.

Con riferimento alla figura 7 si vogliono determinare le tensioni principali nei punti disposti sul piano orizzontale 2-2. A questo fine si considerino due sezioni 1-1 e 3-3 parallele alla prima poste a quota, rispettivamente,  $y - \Delta y$  e  $y + \Delta y$ , avendo cura di assumere  $\Delta y$  non molto grande per conseguire un accettabile grado di precisione. Per ciascuna sezione sono da determinare: area  $A$ ; posizione del baricentro e sue distanze  $x'$  e  $x''$  rispettivamente dai bordi di valle e di monte; momento d'inerzia  $I$  rispetto all'asse baricentrico. Indicati poi con:  $N$  il risultante di tutti i carichi verticali, avente eccentricità  $e$ ;  $M = Ne$  il momento di tutte le forze applicate rispetto al baricentro, i valori delle tensioni normali (assunte, come di consueto, positive se di trazione) ai bordi di una sezione sono dati da:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_y \\ \sigma''_y \end{array} \right\} = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \left\langle \begin{array}{l} x' \\ x'' \end{array} \right.$$

Il calcolo va svolto per ciascuna delle tre sezioni considerate; le tensioni sono distribuite linearmente. Fissata l'attenzione sul tronco di diga compreso fra le sezioni 1-1 e 2-2, si consideri il tratto di questo tra una generica ascissa  $x$  (dove si vogliono conoscere le tensioni principali) ed

Tabella 6. Rapporto  $B/H$  per il dimensionamento di dighe alleggerite.

$k_1$	$C$	0			0,07			0,10		
		0,05	0,075	0,10	0,05	0,075	0,10	0,05	0,075	0,10
	$\beta$									
	$B/H$									
0,20	$a$	0,8602	0,8393	0,8217	0,9432	0,9195	0,8990	0,9794	0,9544	0,9327
	$b$	0,9623	0,9188	0,8753	1,2697	1,2164	1,1628	1,4496	1,3902	1,3309
0,25	$a$	0,8556	0,8379	0,8234	0,9341	0,9138	0,8965	0,9683	0,9467	0,9284
	$b$	0,9160	0,8725	0,8290	1,2068	1,1512	1,0977	1,3734	1,3141	1,2580
0,30	$a$	0,8533	0,8388	0,8272	0,9279	0,9107	0,8966	0,9602	0,9420	0,9268
	$b$	0,8698	0,8262	0,7827	1,1439	1,0904	1,0370	1,3042	1,2449	1,1855
0,35	$a$	0,8534	0,8418	0,8330	0,9243	0,9102	0,8990	0,9550	0,9399	0,9276
	$b$	0,8235	0,7799	0,7364	1,0814	1,0279	0,9744	1,2321	1,1728	1,1135
0,40	$a$	0,8556	0,8468	0,8405	0,9232	0,9120	0,9035	0,9525	0,9403	0,9308
	$b$	0,7772	0,7336	0,6901	1,0191	0,9656	0,9121	1,1605	1,1011	1,0418
0,45	$a$	0,8597	0,8535	0,8497	0,9244	0,9159	0,9099	0,9524	0,9429	0,9360
	$b$	0,7309	0,6873	0,6438	0,9570	0,9035	0,8500	1,0892	1,0299	0,9705
0,50	$a$	0,8657	0,8619	0,8603	0,9278	0,9218	0,9181	0,9545	0,9476	0,9431
	$b$	0,6846	0,6410	0,5975	0,89521	0,8417	0,7882	1,0183	0,9590	0,8997

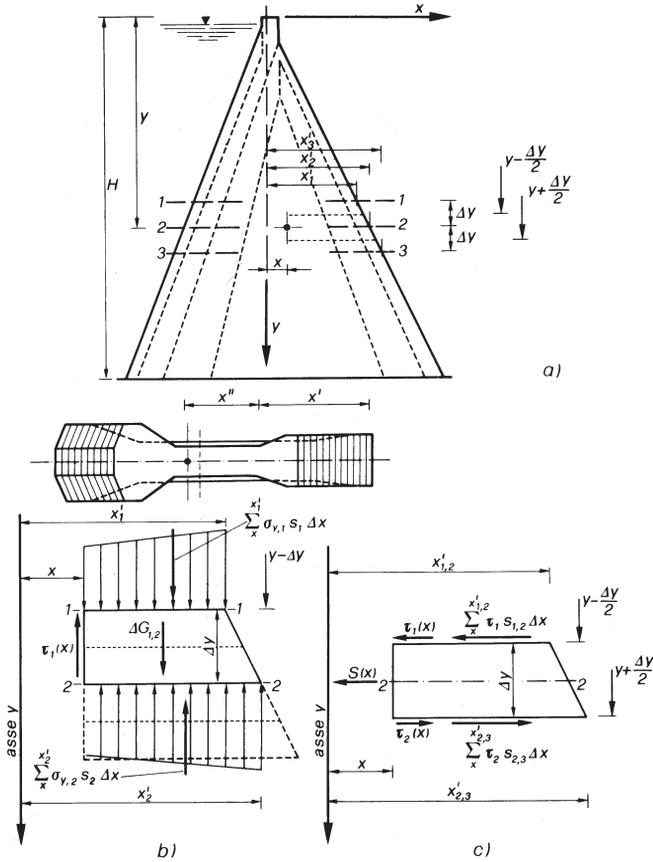


Fig. 7.

il paramento di valle. Sia  $T_1(x)$  il risultante delle tensioni tangenziali applicate sull'area trasversale del tronco  $\Delta y$  all'ascissa  $x$ . L'equazione che esprime la condizione d'equilibrio alla traslazione in senso verticale consente di calcolare  $T_1(x)$ : si ha (fig. 7 b)

$$T_1(x) = \sum_x^{x'_1} \sigma_{y,1} s_1(x) \Delta x + \Delta G_{1,2}(x) - \sum_x^{x'_2} \sigma_{y,2} s_2(x) \Delta x$$

avendo indicato con  $s_1(x)$  ed  $s_2(x)$  gli spessori (generalmente variabili) lungo le sezioni 1-1 e 2-2 e con  $\Delta G_{1,2}(x)$  il peso proprio del tratto considerato.

Il valore medio della tensione tangenziale sull'area  $s_1(x) \Delta y$  è

$$\tau_1(x) = \frac{T_1(x)}{\bar{s}_1(x) \Delta y}$$

dove  $\bar{s}_1(x)$  misura il valore medio dello spessore nell'altezza  $\Delta y$ . Se si ripete lo stesso calcolo per il tratto di diga compreso tra le quote  $y$  e  $y + \Delta y$ , si ottiene, sempre per la stessa ascissa  $x$ , il valore medio  $\tau_2(x)$ ; cosicch  diventa facile calcolare il valore della tensione tangenziale  $\tau(x)$  nel punto di coordinate  $(x, y)$  come media delle medie:

$$\tau(x) = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}$$

Rimane da conoscere il valore di  $\sigma_x$  nello stesso punto.   sufficiente, a questo fine, scrivere l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del tratto di diga compreso tra  $x$  ed il paramento di valle e limitato fra le quote  $y - \Delta y/2$  e  $y + \Delta y/2$ . Ricordando che il valore della tensione tangenziale orizzontale nel punto di coordinate  $(x, y - \Delta y/2)$     $\tau_1(x)$  (fig. 7 c), si ha subito:

$$S(x) = - \sum_x^{x'_{1,2}} \tau_1(x) s_{1,2}(x) \Delta x + \sum_x^{x'_{2,3}} \tau_1(x) s_{2,3}(x) \Delta x$$

nella quale  $s_{1,2}(x)$  ed  $s_{2,3}(x)$  designano rispettivamente gli spessori (in generale variabili) della diga alle quote  $y - \Delta y/2$  e  $y + \Delta y/2$ . La tensione unitaria  $\sigma_x$ , indicato con  $\bar{s}(x)$  il valore medio dello spessore fra le precedenti quote, si ricava con facilit  dalla relazione:

$$\sigma_x = \frac{S(x)}{\bar{s}(x) \Delta y}$$

Noti, nel punto che interessa, i valori di  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau$ , si calcolano le tensioni principali e la giacitura degli elementi superficiali sui quali esse s'esercitano. Il procedimento si applica, per ogni sezione orizzontale, nei punti pi  significativi.

**3.10.5.4 Alcune realizzazioni.** Si riportano in tabella 7, quali elementi d'orientamento, gli elementi pi  significativi relativi ad alcune dighe italiane.

**Tabella 7. Elementi significativi di alcune dighe alleggerite italiane.**

Diga (progettista)	Bacino (provincia)	Anni di costruzione	H (m)	ℓ (m)	s <sub>0</sub> (m)	λ
S. Giacomo di F. (C. Marcello)	Adda (Sondrio)	1940-50	36,65	15	4,80	3,12
Malga Bissina (C. Marcello)	Chiese (Trento)	1955-57	82,50	22	5,82	3,78
Della Fedaia (F. Arredi)	Avisio (Trento)	1952-56	56,50	18	3,50*	5,14

\* Il valore 3,50 m non   certo essendo stato misurato su un disegno.

Le figure 8 e 9 forniscono gli elementi fondamentali delle strutture relative rispettivamente alle dighe di Malga Bissina (ad elementi cavi) e della Fedaia. Sono degni di nota i particolari dei collegamenti tra due elementi: travi coprigiunto e dispositivi di tenuta.

### 3.10.6 Dighe a volta.

**3.10.6.1 Generalit . Criteri di dimensionamento e progetto.** L'azione resistente che le dighe a volta sviluppano contro le forze esterne   essenzialmente dovuta alla forma arcuata della struttura, la quale d  modo di consegnare alle formazioni rocciose delle sponde della sezione di sbarramento le spinte dovute alle forze stesse: con prevalenti componenti orizzontali nelle dighe per le quali il ruolo del peso proprio sia di scarso rilievo (ad arco ed a cupola, *Reg. It.*); con apprezzabile contributo del peso proprio, in aggiunta all'effetto della curvatura, nelle dighe ad arco-gravit . Le

SEZIONE TRASVERSALE TIPO

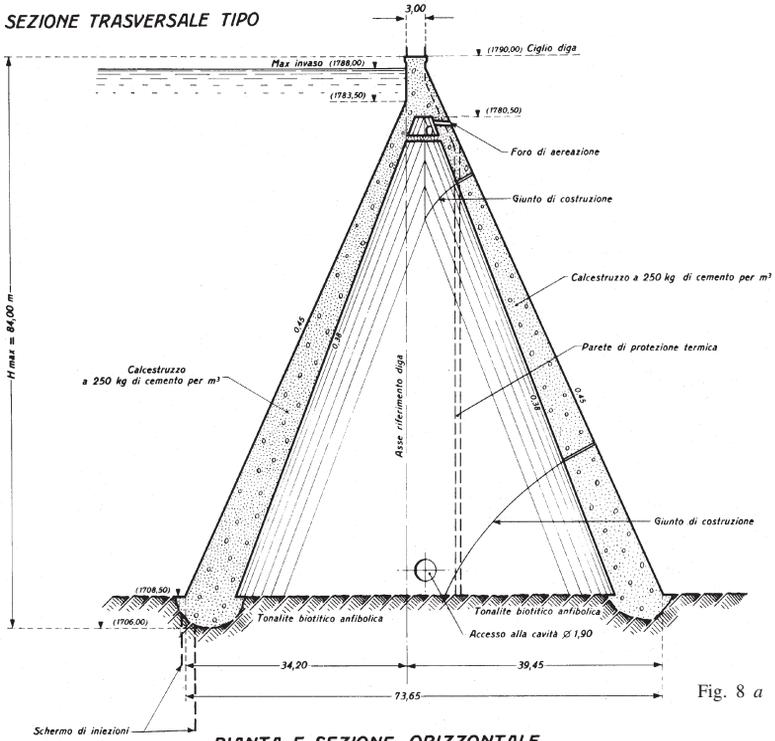


Fig. 8 a

PIANTA E SEZIONE ORIZZONTALE

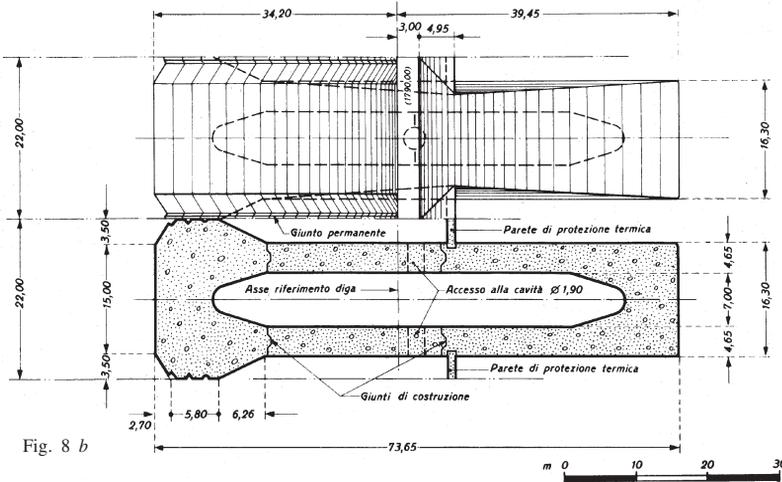


Fig. 8 b



SPERONE TIPO

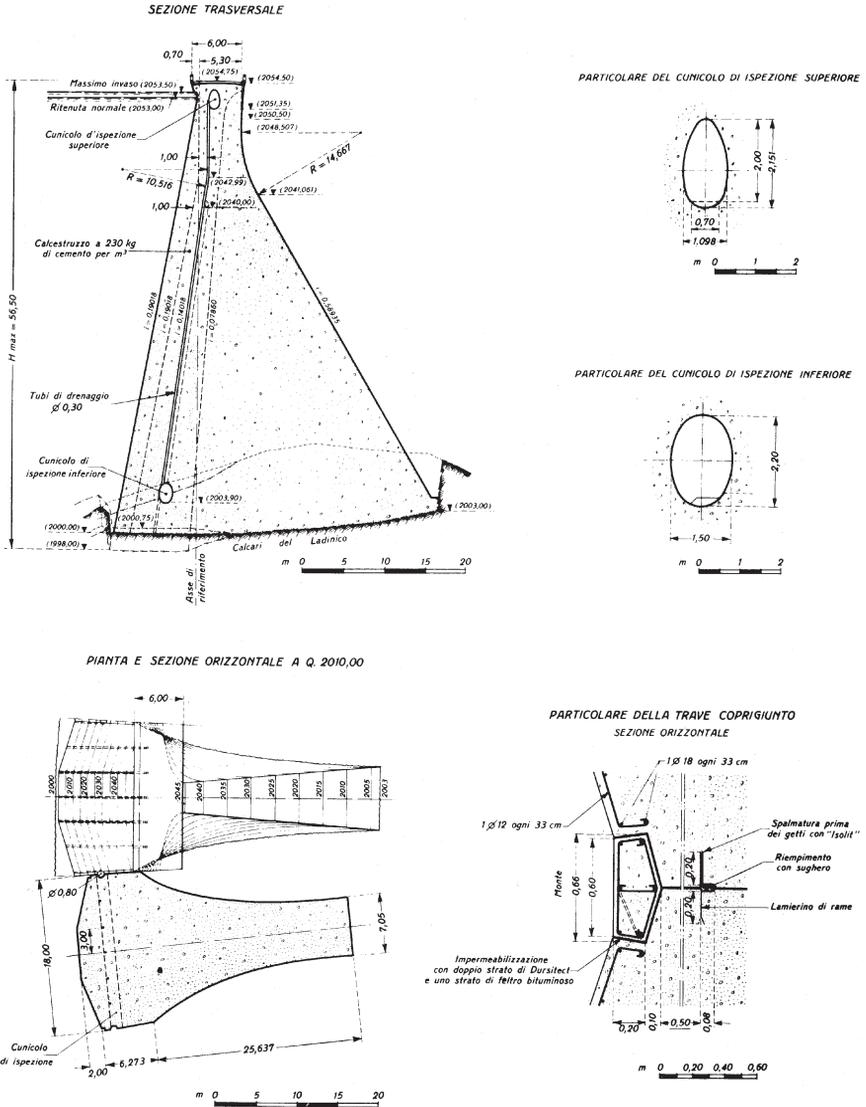


Fig. 9.

dighe a volta richiedono, pertanto, formazioni rocciose dotate di eccellenti o buone proprietà meccaniche, da migliorarsi eventualmente con adeguati provvedimenti di scavo e di consolidamento o tenuta (iniezioni, ancoraggi, tiranti).

La definizione delle caratteristiche geometriche di una diga a volta (raggi, spessori ed ampiezze angolari degli archi) dipende dalla forma della sezione da sbarrare, resa spesso regolare con un'accorta campagna di scavi: per mettere a giorno la roccia sana ed anche per conferire aperture angolari non inferiori a  $80^\circ \div 90^\circ$  agli archi inferiori, volendosi evitare e contenere gli sforzi di trazione. Condizione, questa, che comporta abbastanza spesso che la linea dei centri di curvatura degli archi (orizzontali) si avvicini verso il basso alla diga, dando luogo a sezioni verticali o meridiane dotate anch'esse di curvatura. La figura 10 mette in evidenza in forma adimensionale i valori delle tensioni in chiave (intradosso) ed all'imposta (estradosso) in funzione dell'apertura angolare, mentre la figura II illustra le caratteristiche geometriche di alcune significative dighe italiane. Lo schema statico d'una diga a volta è quindi, a rigore, quello d'una lastra curva (sottile o spessa) con raggi e spessori generalmente variabili, vincolata sul contorno in modo cedevole e libera al coronamento. Quando la forma della sezione sia ad U, o quasi, la struttura assume la forma d'una lastra cilindrica; e quella d'uno spicchio di cupola negli altri casi: con un comportamento marcatamente ad arco (orizzontale) nel primo caso se il rapporto altezza/corda eccede un certo limite; e come lastra a doppia curvatura nel secondo.

Prescelta la sezione di sbarramento e definita in base agli scavi previsti la sua forma, si provvede al disegno della superficie del paramento di monte ricercando, anche con successive approssimazioni, la collocazione più opportuna della volta in rapporto alle aperture angolari ed alla disposizione delle imposte, nel rispetto di alcuni vincoli quali la continuità della superficie stessa ed il contenimento dell'eventuale strapiombo della parte alta della diga non oltre il 30%.

Non infrequentemente la forma della sezione è regolarizzata, dopo gli scavi, con un pulvino in calcestruzzo sul quale s'impongono gli archi. Talvolta la parte bassa della sezione, se di limitata ampiezza, viene chiusa con un tampone bloccato contro i fianchi. Con formule semplici, noti i raggi di curvatura d'estradosso  $r_e$ , si provvede ad assegnare lo spessore  $s$  degli archi. Se  $p_e = \gamma y$  è la pressione idrostatica alla profondità  $y$ , si ha  $s = p_e r_e / \sigma$ , adottando valori dell'ordine di  $\sigma = 250 \div 300$  kPa ( $\sim 25 \div 30$  kgf/cm<sup>2</sup>). La superficie d'intradosso deve essere regolare e continua.

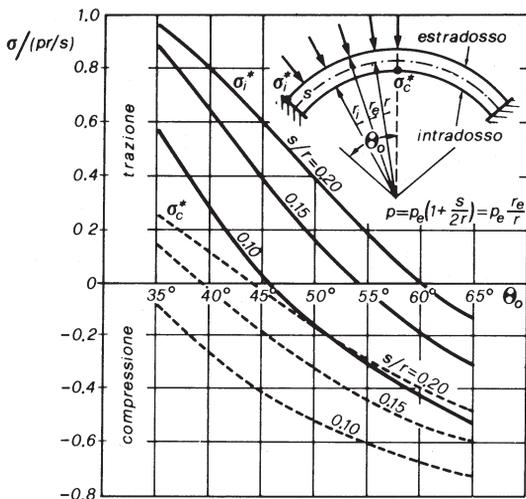


Fig. 10.

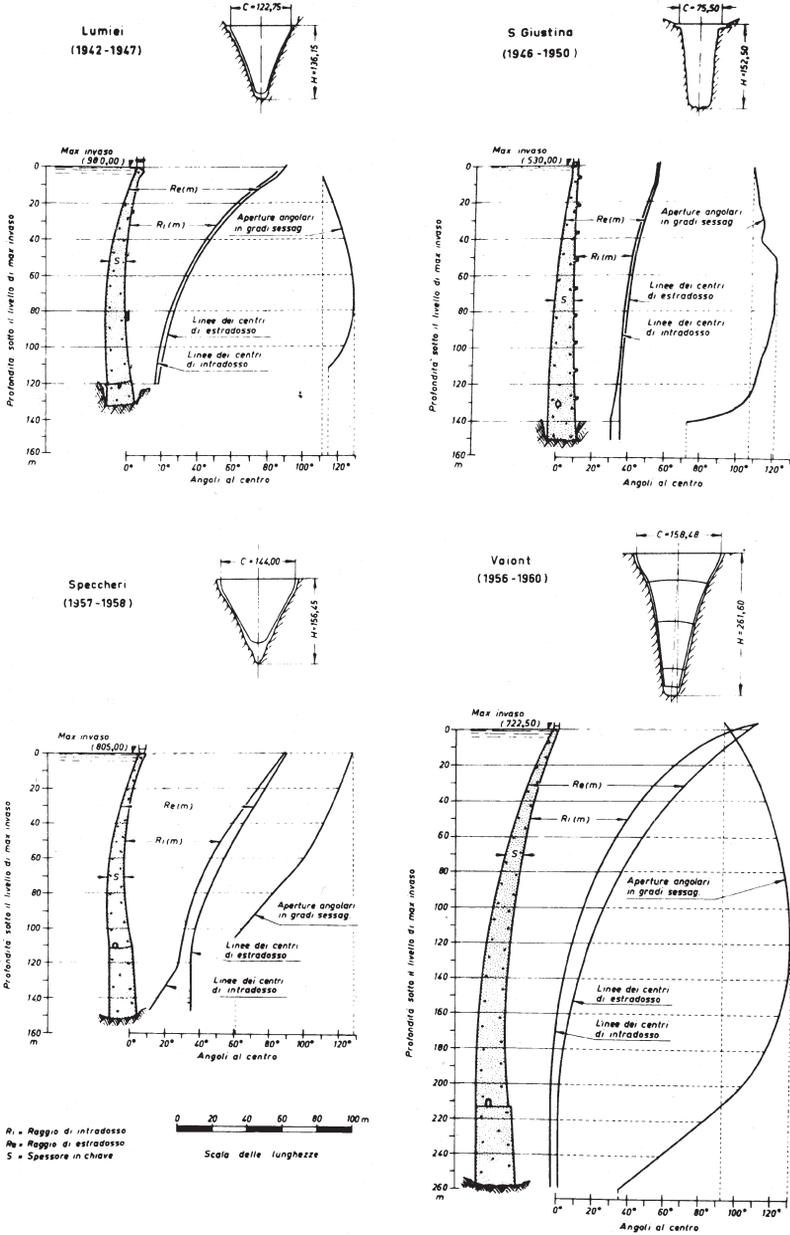


Fig. 11.

In queste note vengono dati, come di consueto, alcuni semplici criteri di verifica adottando schemi semplificati del comportamento statico della diga. L'affinamento della struttura appartiene ai passi successivi del processo di verifica e si svolge con metodi ben più progrediti.

**3.10.6.2 Digue a volta sottile.** *Classificazione del comportamento statico.* Possono considerarsi sottili gli archi (e quindi le volte) nei quali sia  $s/r \leq 0,25$ , essendo  $r$  il raggio della fibra media.

Si formulano le seguenti ipotesi: a) la diga è immaginata come un insieme di archi sovrapposti a spessore variabile con la profondità ma costante per ogni arco, collegati verticalmente tra loro solo sulla mensola centrale; b) ogni arco sopporta un carico uniformemente distribuito sull'estradosso, che si determina imponendo la congruenza dello spostamento radiale e della rotazione nel collegamento tra archi e mensole; c) gli archi e la mensola centrale sono pensati perfettamente incastrati alle imposte ed al piede.

La ripartizione del carico idrostatico tra archi e mensola si ottiene con il seguente metodo. Considerata la parte bassa della diga (fig. 12), se ne assimili la forma a quella d'una volta d'apertura  $2\theta_0$ , spessore  $\bar{s}$  e raggio  $r$  costanti. Siano  $I_1, I_2$  e  $I_p$  i momenti d'inerzia baricentrici rispetto agli assi 1-1, 2-2 e polare della sezione dell'arco d'altezza unitaria ed  $I$  quello della sezione della mensola. Posto:

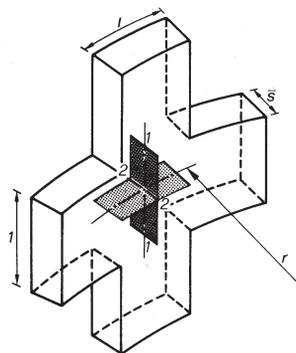


Fig. 12 a

$$k = \frac{1}{\sqrt{12}} \frac{\bar{s}}{r} \quad B = EI \quad B_1 = EI_1 \quad B_2 = EI_2 \quad C = GI_p/f$$

con  $E$  e  $G$  moduli elastici ed  $f$  fattore di torsione della sezione, si calcolino le rigidezze:

flessionale

$$\epsilon = \frac{B_1 (1 + 4k^2) \theta_0^2 + (1 - 2k^2) \theta_0 \sin \theta_0 \cos \theta_0 - 2 \sin^2 \theta_0}{r^4 k^2 \theta_0 (1 - \cos - \theta_0) [(1 + 4k^2) \theta_0 - (1 - 2k^2) \sin \theta_0]}$$

$$\text{torsionale } \epsilon_r = \frac{B_2}{r_2} \left( 1 + \frac{\pi^2 C}{4B_2 \theta_0^2} \right)$$

La lunghezza d'onda della perturbazione determinata dal vincolo di base è data da:

$$\ell = \frac{2 \sqrt{2} \pi}{\sqrt{\epsilon/B - \epsilon_r/B}}$$

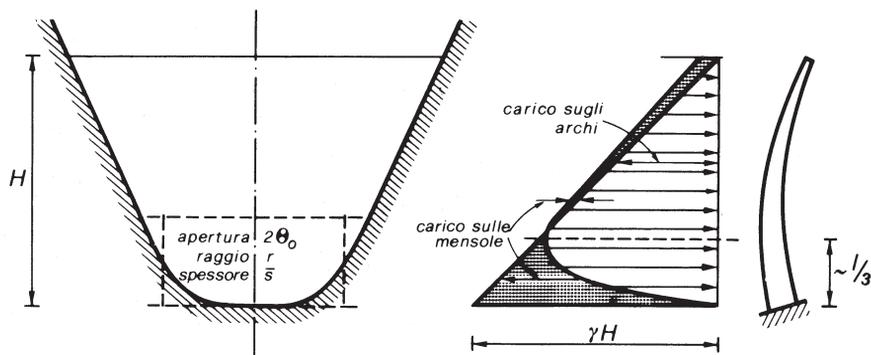


Fig. 12 b

Si può ritenere che l'influenza del vincolo di base (che si smorza rapidamente nella ripartizione del carico idrostatico) sia apprezzabile non oltre un'altezza di circa  $l/3$  contata a partire dalla base. Quando sia  $H > l/3$  (diga lunga), nel tratto superiore, d'estensione  $H - l/3$ , gli archi sopportano praticamente il solo intero carico idrostatico; nel tratto in basso la ripartizione può farsi approssimativamente tracciando una curva a sentimento, com'è qualitativamente illustrato nella figura 12. Il caso  $H \leq l/3$  (diga corta) indica che la struttura risente dell'influenza congiunta della base e del coronamento e l'interesse del metodo in qualche misura decade; è però probabile che in questo caso il rapporto  $C_0/H$  ecceda il valore per il quale sia consigliabile una diga a volta.

*Verifica per archi indipendenti.* Nelle condizioni precedenti ha interesse lo studio dell'arco indipendente usando le ipotesi ammesse. Si ponga:

$$\Delta = (1 - 4k^2) \theta_0^2 + (1 - 2k^2) \theta_0 \sin \theta_0 \cos \theta_0 - 2 \sin^2 \theta_0$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_- \\ \mu_+ \end{array} \right\} = \frac{s}{r} \frac{\sin \theta_0}{\Delta} \left( 1 \mp \frac{s}{6r} \right) \theta_0$$

$$\rho = \frac{s}{r} \frac{\sin^2 \theta}{\Delta}$$

e si assegni segno positivo alla tensione di trazione.

Per un carico (di natura idrostatica) uniformemente ripartito  $p = p_e r_e / r$  (ridotto alla fibra media), le tensioni in chiave all'estradosso ( $\sigma_{c,e}$ ) ed all'intradosso ( $\sigma_{c,i}$ ) e le corrispondenti all'imposta ( $\sigma_{i,e}$  e  $\sigma_{i,i}$ ) sono:

$$\frac{\sigma_{c,e}}{pr/s} = -1 - \mu_- + \rho$$

$$\frac{\sigma_{c,i}}{pr/s} = -1 + \mu_+ - \rho$$

$$\frac{\sigma_{i,e}}{pr/s} = -1 - \mu_- \cos \theta_0 + \rho$$

$$\frac{\sigma_{i,i}}{pr/s} = -1 + \mu_+ \cos \theta_0 - \rho$$

L'effetto prodotto da variazioni di temperatura o da cause che ad esse possano equipararsi (ritiro del calcestruzzo) è di facile valutazione quando le variazioni termometriche esterne, contate a partire dalla temperatura  $T_0$  di chiusura dei giunti della diga, possano immaginarsi come staziona-

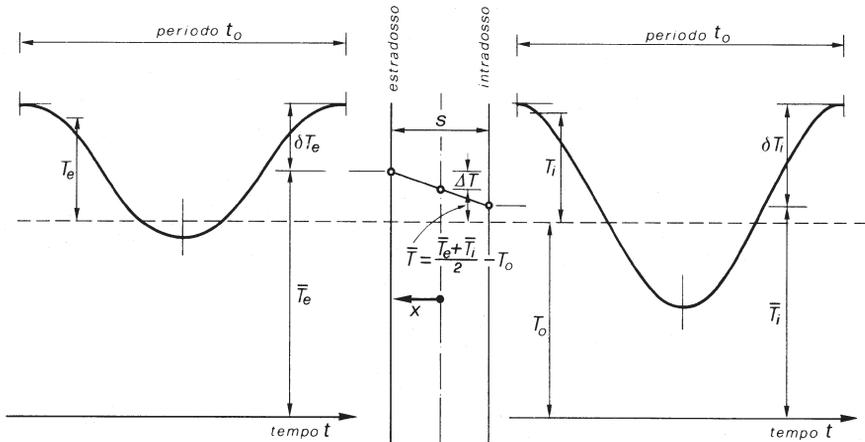


Fig. 13.

rie nel tempo. In realtà esse sono variabili nel tempo secondo una legge che il *Reg. It.* ammette possa essere ad andamento sinusoidale a periodo  $t_0$ , come nella figura 13.

Nella prima ipotesi, se  $\bar{T}_e - T_0$  e  $\bar{T}_i - T_0$  sono le temperature (stazionarie) sui paramenti di monte e di valle, la distribuzione di  $T(x)$  è lineare nello spessore, con valore medio  $\bar{T} = (\bar{T}_e + \bar{T}_i)/2 - T_0$  e variazione  $\Delta T = \bar{T}_e - \bar{T}_i$ . Posto  $\alpha$  ( $\sim 0,000012$  °C<sup>-1</sup>) il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo, si ha:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,e} &= \alpha E [\bar{T} (\mu_- - \rho) - \Delta T/2] & \sigma_{c,i} &= -\alpha E [\bar{T} (\mu_+ - \rho) - \Delta T/2] \\ \sigma_{i,e} &= \alpha E [\bar{T} (\mu_- \cos \theta_0 - \rho) - \Delta T/2] & \sigma_{i,i} &= -\alpha E [\bar{T} (\mu_+ \cos \theta_0 - \rho) - \Delta T/2] \end{aligned}$$

Assunti gli andamenti (fig. 13):

$$T_e = \bar{T}_e - T_0 + \delta T_e \cos \omega t \quad T_i = \bar{T}_i - T_0 + \delta T_i \cos \omega t$$

la distribuzione di  $T$  nello spessore  $s$  è rappresentata da una parte permanente ad andamento lineare (con valore medio  $\bar{T}$  e variazione  $\Delta T$ ) e da una parte variabile con pulsazione  $\omega = 2\pi/t_0$ . Per la prima, le relazioni precedenti danno le tensioni. Di maggiore complessità il calcolo delle tensioni dovute al carico termico variabile  $\delta T(x, t)$ , che può farsi ricercando una distribuzione  $T^*(x, t)$  delle temperature nello spessore che sia, in ogni istante, lineare e tale da produrre, nella sezione, uno sforzo normale ed un momento flettente eguali a quelli che derivano dall'effettiva distribuzione degli sforzi  $\alpha E \delta T(x, t)$ . Se si pone

$$T^*(x, t) = \bar{T}^*(t) + \frac{x}{s} \Delta T^*(t)$$

noti, per il conglomerato usato, la conduttività  $q$ , il calore specifico  $c$  ed il peso specifico  $\gamma_c$ , calcolata la costante di diffusività  $a = q/\gamma_c c$  (compresa fra 0,0024 e 0,006 m<sup>2</sup>/ora) e posto  $\lambda = \sqrt{\pi/(at_0)}$ , si ottiene:

$$\begin{aligned} \frac{\bar{T}^*}{\delta T_e + \delta T_i} &= \frac{1}{\lambda s} \frac{\text{Ch } \lambda s - \cos \lambda s}{\text{Ch } 2\lambda s - \cos 2\lambda s} [(\text{Sh } \lambda s + \sin \lambda s) \cos \omega t + (\text{Sh } \lambda s - \sin \lambda s) \sin \omega t] \\ \frac{\Delta T^*}{\delta T_e - \delta T_i} &= \frac{3}{2\lambda s} \left[ (F_1 + F_2) \cos \omega t + (F_1 - F_2) \sin \omega t - \frac{4}{\lambda s} \sin \omega t \right] \end{aligned}$$

avendo posto:

$$\begin{cases} F_1 = \frac{1}{\text{Ch } 2\lambda s - \cos 2\lambda s} (e^{2\lambda s} + 1) \sin \lambda s + e^{\lambda s} (\sin 2\lambda s + \cos \lambda s) - e^{-\lambda s} (\cos \lambda s - e^{-\lambda s}) + \cos 2\lambda s \\ F_2 = \frac{1}{\text{Ch } 2\lambda s - \cos 2\lambda s} (e^{2\lambda s} - 1) \cos \lambda s + e^{\lambda s} (\cos 2\lambda s - \sin \lambda s) + e^{-\lambda s} (\sin \lambda s - 1) - \sin 2\lambda s \end{cases}$$

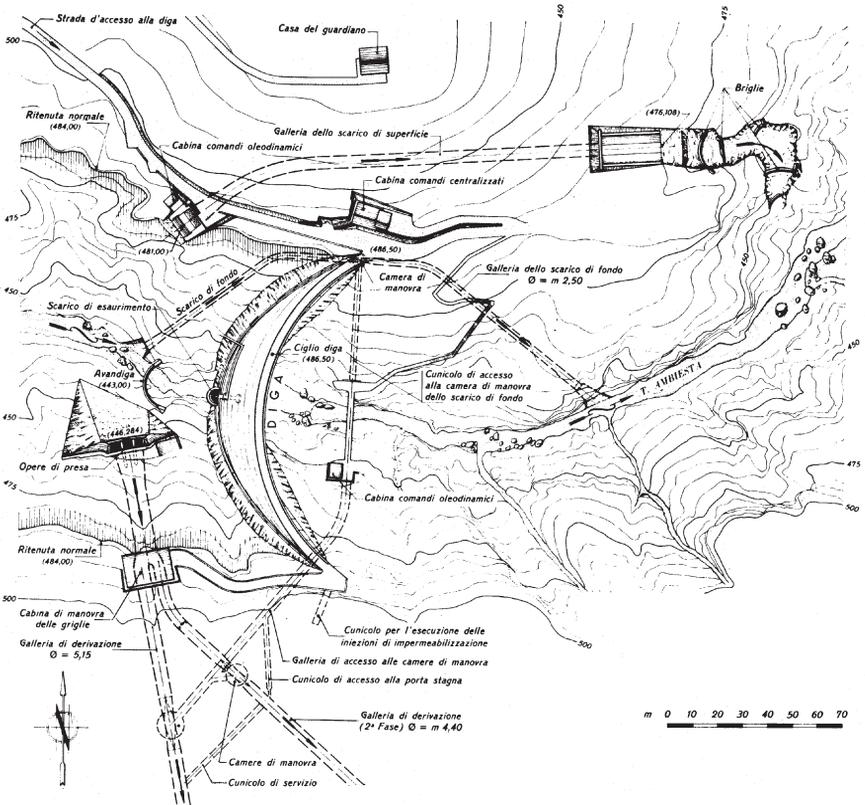
L'ulteriore passo è quello d'individuare l'istante  $t$  nel quale le tensioni divengono massime: il che può farsi con qualche tentativo ed anche direttamente (F. Arredi, *Giornale del Genio Civile*, 1947, N° 2).

Con le precedenti formule si può, abbastanza agevolmente, dimensionata e disegnata la diga, verificarne il comportamento in rapporto ai carichi idrostatici e termici ed a quelli che a questi possono ricondursi (sismici; effetti del ritiro, ecc.). Il procedimento, 3 semplificato nelle condizioni di vincolo (incastri perfetti), nello schema strutturale e nella geometria (archi a spessore costante), è tuttavia in grado di fornire risultati degni di interesse. Elaborazioni successive, con adeguati modelli matematici e fisici, possono porre in conto le condizioni strutturali, di vincolo e di sollecitazione in modo assai appropriato e con risultati che anche l'esperienza ha mostrato essere molto accurati.

Il *Reg. It.* ammette che le tensioni principali massime siano contenute nei seguenti limiti:

a) a serbatoio vuoto, per effetto del peso proprio: 1) se di compressione: non maggiori dei carico di sicurezza determinato in base alla resistenza caratteristica prevista in progetto; 2) se di tra-

PLANIMETRIA GENERALE



VISTA DA VALLE

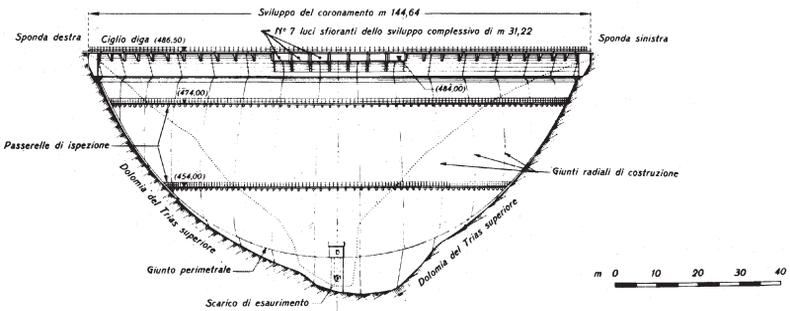
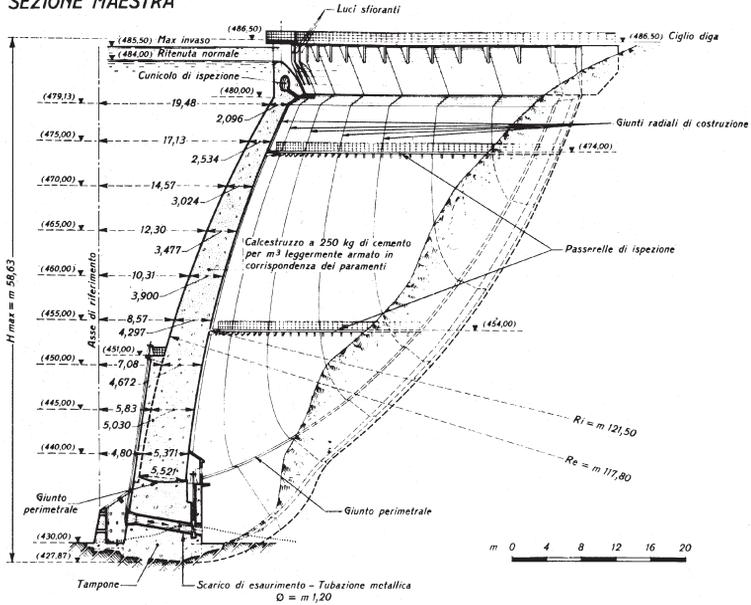


Fig. 14.

SEZIONE MAESTRA



PIANTA PER ARCHI SOVRAPPosti

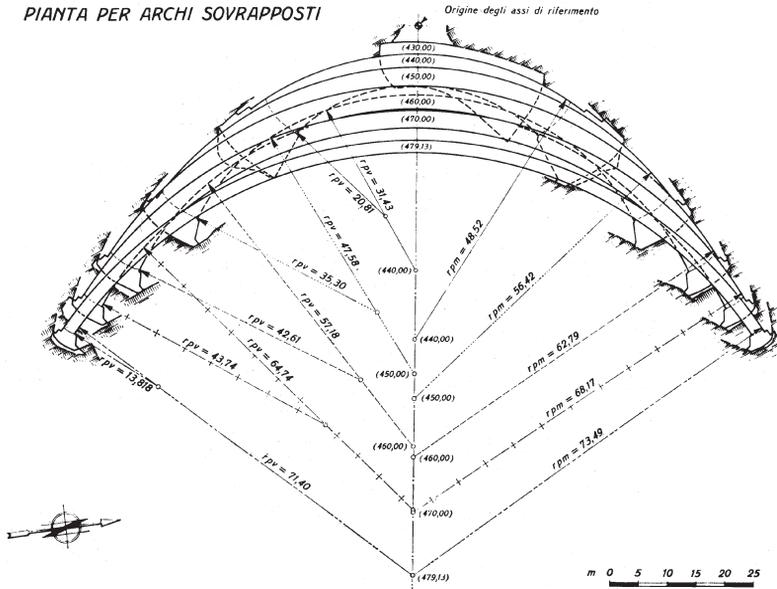


Fig. 15.

zione: non maggiori di 800 kPa ( $\sim 8 \text{ kgf/cm}^2$ ); *b*) a serbatoio pieno, per effetto, insieme, del peso proprio, della spinta idrostatica e di quella eventuale del ghiaccio: 1) se di compressione, come in *a* - 1); 2) se di trazione: sul paramento di monte non maggiori di 500 kPa; sul paramento di valle non maggiori di 800 kPa.

Ponendo in conto gli effetti dovuti a variazione di temperatura, quelli legati alla presa ed al ritiro, le tensioni precedenti possono essere incrementate fino al 20%; con l'aggiunta delle azioni sismiche, sono ammissibili tensioni ulteriormente superiori del 20% a quelle limite indicate in *a*) e *b*).

**3.10.6.3 Particolari costruttivi.** Le dighe a volta vengono erette per conci, separati da giunti di costruzione, alla chiusura dei quali si provvede dopo che il calcestruzzo abbia esaurito per la maggior parte gli effetti derivanti dalla presa e dal ritiro. I giunti sono disposti radialmente ad interesse approssimativamente di  $10 \div 15 \text{ m}$ , protetti verso monte da una trave coprigiunto e da una tenuta (lamierino di rame o equivalente). Essi interessano anche il pulvino di imposta, quando esiste, sede, a sua volta, di un giunto perimetrale. Le dighe a volta sono spesso tracimabili nella parte della struttura affacciata al corso d'acqua. Le figure 14 e 15 mostrano la *diga dell'Ambiesta* (in provincia di Udine), edificata sul torrente omonimo (bacino del Tagliamento) dalla S.A.D.E. nel periodo 1955-57.

**3.10.6.4 Dighe ad arco-gravità. Premesse.** Nelle dighe ad arco-gravità la sezione maestra è, a differenza delle precedenti, di cospicuo spessore, cosicché l'effetto del peso proprio è di notevole rilievo. In questo senso, per essere anche gli archi orizzontali non sempre snelli, la verifica del comportamento di una diga ad arco-gravità è comparativamente più difficile di quella d'una diga ad arco vera e propria, anche se la forma della struttura è generalmente, come superficie media, prossima a quella cilindrica. Questa condizione porta abbastanza spesso la diga ad essere assimilabile ad una porzione di un solido di rotazione (fig. 16) chiuso e cavo, a spessore variabile. Cosicché il riferimento a questa struttura, uniformemente caricata su ciascun parallelo, come primo passo per assegnare le dimensioni, è da considerare con interesse.

*Strutture a serbatoio. Prime verifiche.* Assunti i simboli ed i versi positivi della figura 17, noto il rapporto di Poisson  $\nu$  ed indicato con  $u$  lo spostamento radiale, l'equazione differenziale d'una generica striscia di serbatoio è:

$$\frac{E}{12(1-\nu)^2} \frac{d^2}{dy^2} \left( s^3 \frac{d^2 u}{dy^2} \right) + \frac{Es}{r^2} u = p$$

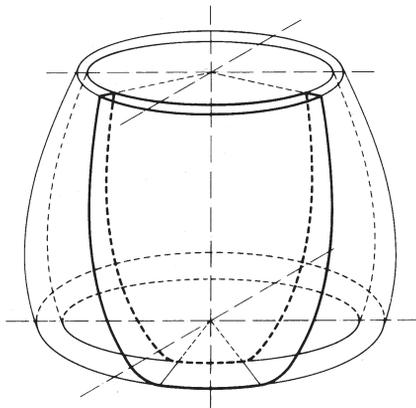


Fig. 16.

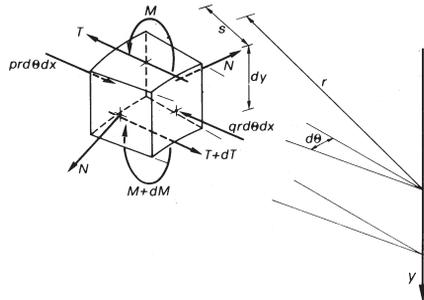


Fig. 17.

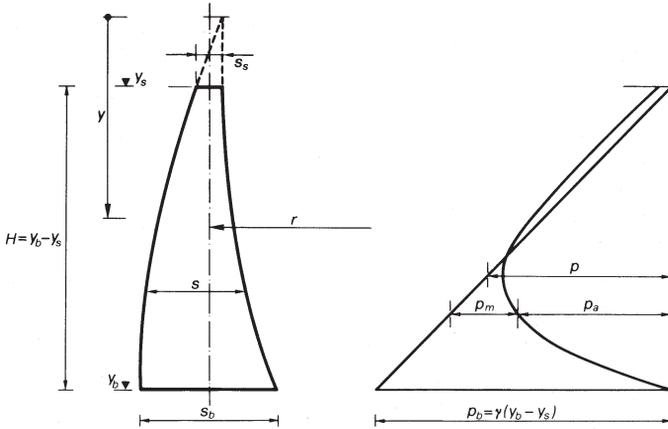


Fig. 18.

da integrare per  $M=0$  e  $T=0$  sul coronamento e  $u=0$  e  $du/dy=0$  alla base. Il problema è stato trattato in modo esauriente da F. Arredi (su «L'Energia Elettrica», 1956, al N° 9 e nel 1958 al N° 4) adottando, per lo spessore  $s$ , assunto il riferimento alla coordinata  $y$  come nella figura 18, la relazione  $s = cy^n$ . Adottati la variabile  $\lambda = y/y_b$ , ed il numero  $\vartheta = y_b^2 / s_b r$ , si ha:

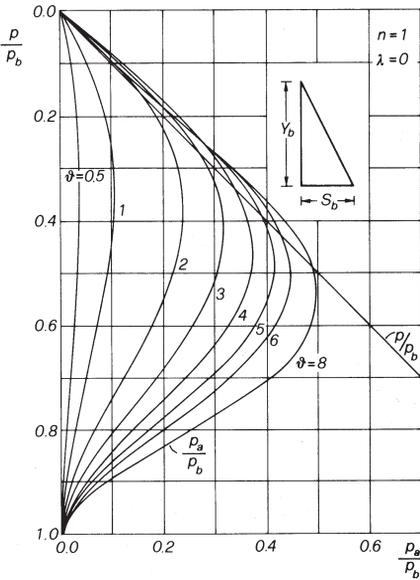


Fig. 19 a

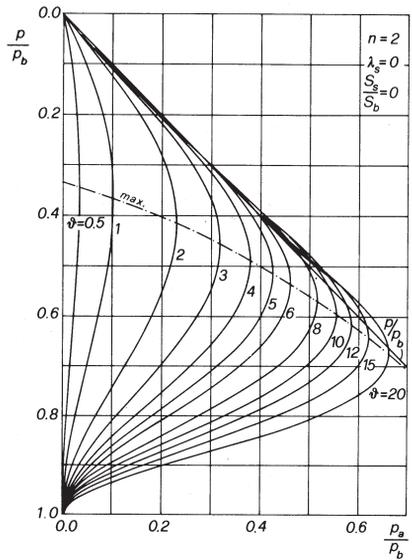


Fig. 19 b

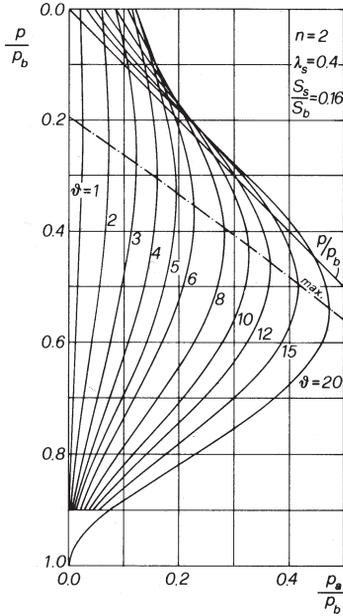


Fig. 19 c

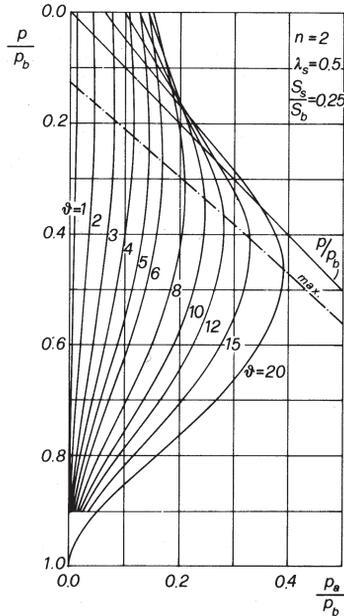


Fig. 19 d

$$\lambda_s = y_s/y_b \quad H/y_b = 1 - \lambda_s \quad p/p_b = (\lambda - \lambda_s)/(1 - \lambda_s) \quad s/s_b = \lambda^n$$

Assunta allora come coordinata lineare  $p/p_b$ , la frazione  $p_a$  del carico idrostatico, riferita a quello alla base  $p_b = \gamma y_b (1 - \lambda_s)$ , sopportata dagli anelli (archi) è  $p_a/p_b = f(p/p_b; \lambda_s; \vartheta)$ . Le figure 19 (*Arredi*) danno la ripartizione del carico idrostatico in varie ipotesi:  $n = 1$ , con  $s$  variabile linearmente, e  $n = 2$  per  $\lambda_s = 0; 0,4$  e  $0,5$ . Esse possono essere utilizzate per verificare, disegnata in prima approssimazione la diga, la correttezza delle dimensioni assegnate. Le tensioni  $\sigma_a$  (positive se di trazione) sugli anelli (archi) d'altezza unitaria si ottengono facilmente da  $\sigma_a = -p_a r/s$ , mentre quelle sulla mensola di larghezza unitaria, all'intradosso ed all'estradosso, si deducono dalla  $\sigma_m = \mp 6M/s^2$ , calcolando il momento  $M$  in base al carico della mensola  $p_m = p - p_a$ . La considerazione del peso proprio della mensola dà luogo ad uno sforzo normale e ad un momento che si aggiungono, in termini di tensione, alle precedenti, utilizzando la consueta formula della presso-inflessione. Rilevata la congruità delle tensioni ai valori ammessi per la resistenza, si passa a più progrediti metodi di verifica, potendosi anche utilizzare, se gli archi sono sottili, le proposizioni già stabilite per le dighe a volta sottile; oppure quelle degli archi spessi negli altri casi (però solo con procedimenti approssimati o numerici). La verifica definitiva del comportamento statico dell'opera, anche in rapporto ad altre sollecitazioni, e sismiche in ispecie, si svolge coi consueti e noti metodi numerici del calcolo automatico ricordati al principio.

*Alcuni particolari costruttivi.* Molte e notevoli dighe ad arco-gravità sono state realizzate in Italia, a partire dall'immediato dopoguerra con la diga di Pieve di Cadore sul fiume Piave. Alcune sezioni maestre di opere costruite sono riportate nella figura 20. Degno di nota il tampone di chiusura dell'incisione sul fondo della prima diga. Le disposizioni costruttive, per quanto riguarda i giunti radiali di costruzione e quello perimetrale, non sono diverse da quelle delle dighe a volta sottile; vi è

aggiunto talvolta un giunto circonfrenziale, com'è indicato nella figura 21 che descrive la *diga di Place Moulin sul Buthier (bacino della Dora Baltea)*, la cui altezza supera i 150 m. Parimenti non dissimili sono le disposizioni riguardanti i cunicoli, le gallerie d'ispezione ed i pozzi.

### 3.10.7 Dighe in materiali sciolti.

**3.10.7.1 Generalità.** I materiali terrosi, generalmente definiti terre, provenienti da formazioni o cave naturali di varia origine oppure i materiali ottenuti per abbattimento di rocce, denominati pietrame, sono utilizzati per la costruzione di rilevati di varia composizione e struttura. Il ricorso a dighe di materiali sciolti è fatto, oltre che per convenienza economica, quando la struttura geologica e geotecnica della zona interessata all'opera non sia adatta, in termini di resistenza, ad ospitare dighe in muratura, e sia accertato che il materiale per la costruzione sia disponibile nella misura richiesta. Le dighe hanno per lo più andamento rettilineo e sezione sostanzialmente trapezia. Di concezione relativamente semplice nelle espressioni antiche ed elementari, esse hanno raggiunto un elevato grado di sviluppo nei tempi recenti in virtù dei notevoli progressi registrati nella Meccanica delle terre e nei mezzi d'opera, ai quali si devono i miglioramenti delle proprietà meccaniche dei materiali e la possibilità di porre in opera, in tempi relativamente brevi, le grandi quantità di materiali richiesti da queste dighe. È vantaggio di qualche rilievo il poter provvedere ad un loro eventuale rialzamento in tempi successivi senza soggezioni di sorta; si può, ad esempio, incorporare la diga di diversione nel manufatto principale.

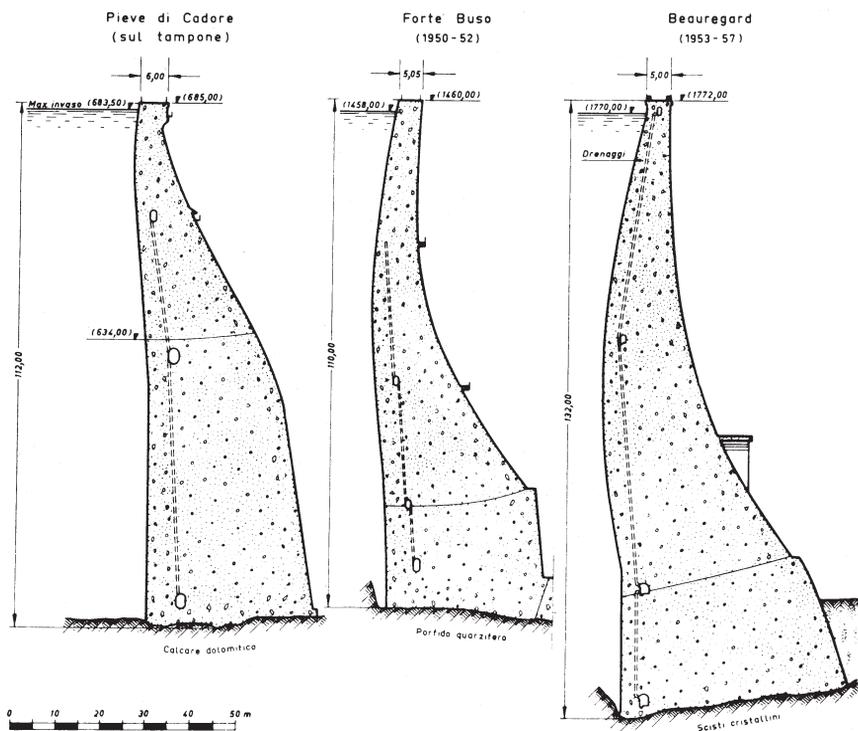


Fig. 20.

La varietà delle condizioni geologiche e geotecniche che possono aversi sia in rapporto ai terreni di fondazione che ai materiali da usare ed al loro comportamento non consente di formulare criteri di dimensionamento e progettazione che siano comparabili con quelli relativamente ben definiti delle dighe in conglomerato cementizio. Perciò le proposizioni seguenti sono da considerare come indicazioni di carattere generale, dovendosi raccomandare per queste opere il procedere con estrema cura e prudenza nel trattare tutte le questioni ad esse relative, fra le quali quelle delle modalità costruttive (criteri e mezzi d'opera e di posa) rivestono un ruolo comparabile con quelli propri della ricerca e della progettazione.

**3.10.7.2 Disposizioni regolamentari.** Il *Reg. It.* distingue: a) dighe di terra omogenee: terra di permeabilità uniforme in grado da sola di realizzare la tenuta; d'altezza non superiore a 30 m; b) dighe di terra o di terra e pietrame, zonate: costituite con materiali di diversa specie disposti nelle varie parti della sezione ampiamente permeabili, anche se in diversa misura, e di un nucleo di tenuta assai poco permeabile; c) dighe di terra o pietrame oppure di terra e pietrame come in b), con manto di tenuta a monte o diaframma interno realizzato con materiali artificiali.

Le proprietà meccaniche dei materiali dei quali è previsto l'impiego, la loro permeabilità e quant'altro è necessario per la loro conoscenza devono essere determinati in fase di progettazione,

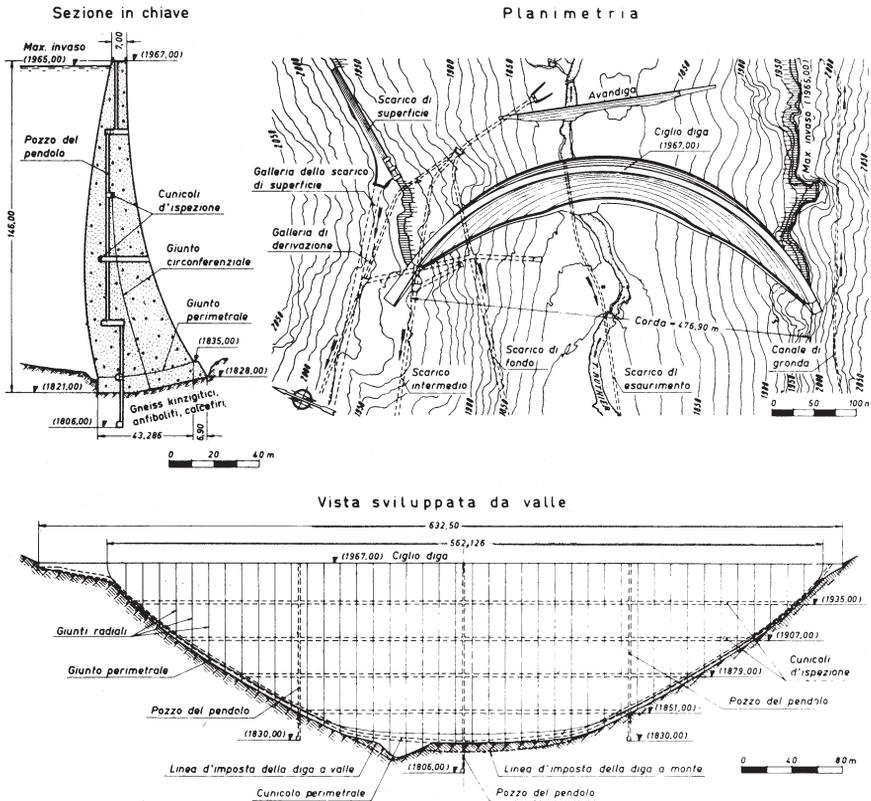


Fig. 21.

oltre che con prove in sito ed in laboratorio, eventualmente con rilevati sperimentali, per simulare anche le condizioni di posa ed avere inoltre informazioni intorno al comportamento dell'opera al termine dei lavori e nell'esercizio. L'esposizione dei materiali e dei rilevati consentirà poi di dare prova della loro inalterabilità nel tempo all'azione dell'aria e dell'acqua.

Per queste dighe il franco netto, a consolidamento avvenuto del rilevato finale e della sua fondazione, è considerevolmente elevato per evidenti ragioni di sicurezza. Il *Reg. It.* prescrive:

altezza della diga:	fino a m	15;	30;	45;	60;	75;	90 o più;
franco netto (m):		1,5;	2,5;	3,2;	3,6;	3,9;	4,0;
in zona sismica (m):		1,8;	3,2;	4,2;	4,6;	4,9;	5,0;

cui devono sommarsi, quindi, i prevedibili abbassamenti indicati sopra, dedicando inoltre cura particolare ai materiali da impiegare in zona sismica per contenere l'abbassamento del coronamento che potrebbe prodursi per effetto sismico.

La larghezza del coronamento dovrà essere non inferiore al doppio del franco netto, salvo che le condizioni di posa del materiale (compiuta meccanicamente) fino in sommità o l'esecuzione dell'eventuale rivestimento non richiedano una larghezza maggiore della minima indicata. La norma del raddoppio del franco netto è da applicare anche ai valori fissati per le zone sismiche.

Trattando delle portate di piena, il *Reg. It.* impone che la massima portata relativa al più gravoso evento previsto sia scaricabile esclusivamente con le strutture di superficie: e ciò per evidenti ragioni di sicurezza. Una speciale cura è richiesta per la scelta del tipo e la collocazione degli scaricatori superficiali, da porsi fuori del corpo diga, e costituiti per lo più da soglie libere; cui possono però aggiungersi soglie presiediate da paratoie automatiche a patto che le prime siano estese a sufficienza da poter scaricare, con riduzione a metà del franco netto (ma non inferiore al metro), almeno metà della portata massima. Qualche maggiore attenzione è richiesta quando siano adottati gli scaricatori a calice, in dipendenza dal funzionamento rigurgitato che interviene al punto di ingolfamento del calice e che comporta, anche per limitati incrementi di portata scaricata, aumenti cospicui del carico sulla soglia, a differenza di quanto invece accade per gli scaricatori a pianta aperta: quali quelli, ad esempio, disposti sulle dighe in conglomerato cementizio.

**3.10.7.3 Materiali. Criteri di dimensionamento.** Un poco schematicamente ma forse in modo efficace i materiali terrosi usati per queste dighe possono classificarsi *sottili* se la composizione granulometrica si caratterizza per la prevalenza di sabbia, limi ed argille; *grossolani* quando, pur con granulometria mista, queste fasi siano poco rappresentate o assenti. Le prime terre possono, con opportuno trattamento di compattazione, essere usate con funzione di tenuta per l'elevato grado di impermeabilità ottenibile; le seconde, non impermeabili, seppure compattate, sono impiegate con funzione resistente. L'*Associazione Geotecnica Italiana* classifica i materiali come: argilla fino a  $2 \cdot 10^{-3}$  mm; limo fino a  $6 \cdot 10^{-2}$  mm; sabbia fino a 2 mm e ghiaia per valori superiori. Si procede all'analisi granulometrica per sedimentazione fino a  $7 \cdot 10^{-2}$  mm e dopo per vagliatura. La figura 22 indica, con un'ulteriore suddivisione delle ghiaie, diverse distribuzioni granulometriche per possibili impieghi nei nuclei, nei fianchi o contronuclei e nelle dighe in pietrame o scogliera. Sui valori da assegnare alle scarpe (indicate con  $n$  su 1 oppure  $n/1$ ) dei paramenti di monte ( $n_m$ ) e di valle ( $n_v$ ), il *Reg. It.* in vigore non dà nessuna indicazione a differenza di quello passato che dava alcuni criteri di orientamento per il progetto di massima delle dighe in terra (per  $H < 15$  m,  $n_m = 2$  e  $n_v = 1,5$ ; per  $15 \leq H \leq 30$  m,  $n_m = 2,5$  e  $n_v = 2$ ; per  $H > 30$  m scarpe ancora maggiori) e per le dighe in scogliera o pietrame ( $n_m = 1$  se con manto di tenuta ed  $n_m = 3/2$  se con materiale sciolto, e  $n_v \geq 3/2$  in ogni caso; oppure  $n_m \geq 3/2$  ed  $n_v \geq 5/2$  se la tenuta fosse stata assicurata da un nucleo interno). Per dighe realizzate con materiale non coesivo (detto  $\phi$  l'angolo d'attrito riferito al materiale drenato) possono considerarsi

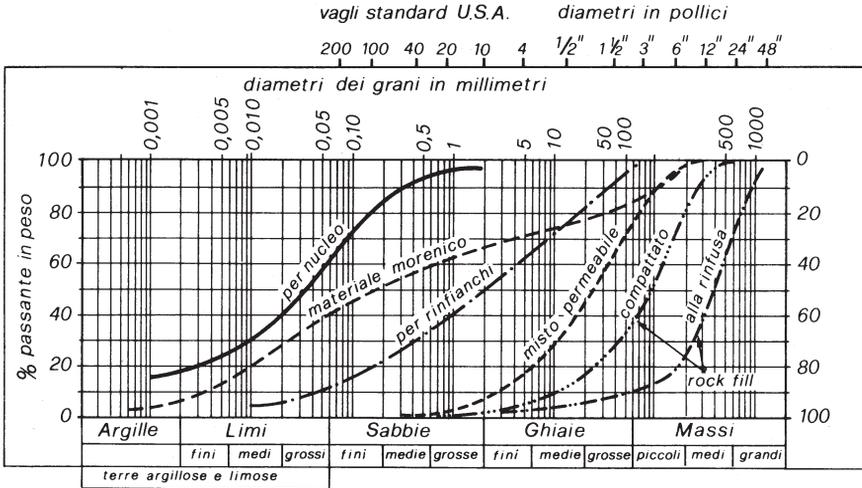


Fig. 22.

i seguenti valori di orientamento di  $n$  per il paramento di monte (nell'ipotesi di un abbassamento rapido del livello) e di quello di valle:

a) dighe in pietrarame;  $\phi = 45^\circ$ ; a nucleo centrale:  $n_m = 1,75$ ;  $n_v = 1,5$ ; a nucleo inclinato:  $n_m = 2,50$ ;  $n_v = 1,75$ ;

b) dighe in sabbia e ghiaia o misto naturale, nucleo centrale;  $\phi = 37^\circ$ ;  $n_v = 2,00$ ;  $n_m = 2,25$  con fianchi permeabili;  $n_m = 3,25$  con strato drenante a monte e materiale relativamente incompressibile nei fianchi;

c) dighe in sabbia, nucleo centrale;  $\phi = 30^\circ \div 32^\circ$ ;  $n_m = 4,00$ ; strato drenante a monte;  $n_v = 2,5$ ; rivestimento in terra o zolle erbose.

In fase di progetto, in base ai rilievi fatti sui materiali disponibili ed alle prove sperimentali eseguite, si definiscono le caratteristiche dei materiali stessi con prescrizioni relative anche ai limiti d'accettazione: composizione o fuso granulometrico, percentuali ammissibili, pezzatura massima; e, per i materiali fini, i limiti o intervalli di plasticità e consistenza; ed ancora il valore minimo  $\gamma_d$  del peso secco dell'unità di volume. Quando si proceda a rilevati sperimentali, molti elementi quali: modalità di posa, altezza degli strati, contenuto d'acqua, numero delle passate, valori di  $\gamma_d$ , coesione e coefficienti d'attrito, e coefficienti di permeabilità possono essere valutati. La variabilità delle situazioni che possono presentarsi in corso d'opera, specie nei non infrequenti casi di grandi volumi, comporta che i controlli sui materiali e sulle modalità di posa in fase d'esecuzione siano sistematici ed approfonditi riguardando tutte le caratteristiche ricordate, ciò che può indurre talvolta a rettificare, in un senso o nell'altro, le previsioni di progetto. Come indicazioni medie può ricordarsi che per molte dighe italiane costruite nel periodo 1965-1973 furono rilevati i seguenti elementi:

*materiale fine (limi, argille e sabbie), specie per nuclei:* altezza degli strati  $s = 20$  cm; numero delle passate  $p = 8 \div 12$ ;  $\gamma_d = 1,7 \div 1,9$  t/m<sup>3</sup>; permeabilità  $k < 10^{-7} \div 10^{-8}$  cm/s;

*materiale a granulometria continua (dall'argilla alla ghiaia), per fianchi e nuclei:*  $s = 20 \div 30$  cm;  $p = 4 \div 6$ , con rullo a piede di pecora  $p = 8 \div 12$ ;  $\gamma_d = 2 \div 2,2$  t/m<sup>3</sup>;

*materiali a grana grossa (prevalenza di ghiaia e sabbia) per fianchi o corpo della diga:*  $s = 30 \div 50$  cm;  $p = 6 \div 8$ ;  $\gamma_d = 2 \div 2,4$  t/m<sup>3</sup>;  $k = 10^{-4} \div 10^{-1}$  cm/s;

pietrame da rocce lapidee compatte (max spessori 300 ÷ 400 mm con ghiaia preponderante e limitata sabbia) per rivestimento di monte, unghie dei rilevati e dreni:  $s = 50 \div 100$  cm;  $p = 4 \div 8$ ;  $\gamma_d = 1,8 \div 2,2$  t/m<sup>3</sup>;  $k > 10^{-3}$  cm/s.

I mezzi di costipamento usati nelle opere dalle quali sono stati estratti gli elementi precedenti furono di vario tipo: rulli statici gommati da circa 27 ÷ 28 t e vibranti dell'ordine di 8 ÷ 10 t. Per i mezzi d'opera v. **E-13** e opere specializzate.

Intorno all'argomento trattato, il *Quaderno n. 2* pubblicato a cura del Comitato Nazionale Italiano per le Grandi Dighe nel novembre 1981 offre un'interessante documentazione e numerose e significative realizzazioni di dighe in terra ed in pietrame.

**3.10.7.4 Protezioni e rivestimenti.** Il rivestimento dei paramenti è fatto per la protezione del rilevato contro le azioni ondose (a monte) e quelle dovute allo scorrere delle acque piovane, specie se di notevole intensità. Quando sia adottato un rivestimento o manto di tenuta a monte, per impedire la permeazione verso la diga, la difesa contro le citate azioni è assicurata in modo soddisfacente. L'impiego di pietrame è provvedimento abbastanza frequente: di pezzatura adeguata alla resistenza e varia nelle dimensioni, disposto su uno o due letti di materiali di transizione per raccordarsi con quello del rilevato ed impedire l'asportazione della fase sottile. Talvolta il pietrame è collocato sul sottostante strato (di passaggio) con regolarità; talaltra sono impiegati blocchi di conglomerato cementizio prefabbricati.

Alcuni esempi. *Diga di Fontana Bianca (T. Valsura, bacino dell'Adige, Bolzano, 1957-1959)*,  $H = 22,50$  m: pietrame di cava sistemato a mano; spessori: 0,60 m a monte, 0,30 m a valle. *Diga di Polverina (T. Chienti, Macerata, 1963-67)*,  $H = 27,30$  m: scogliera con spessore 1,50 m circa su uno strato di marino di galleria (0,60 m) e di sabbia (0,30 m) a monte; terreno vegetale a valle.

Il paramento a valle è talvolta rivestito, su una base di terreno vegetale ed in condizioni climatiche favorevoli, con zolle erbose. La letteratura tecnica specialistica offre alcuni criteri per l'assegnazione del peso medio e della distribuzione dei pesi di un rivestimento atto a resistere a prefissate azioni ondose.

Un progresso notevole, per il prevalere dei vantaggi sui possibili svantaggi, è stato rappresentato dall'impiego dei manti di tenuta per la protezione del paramento di monte. All'evidente vantaggio di natura statica, rispetto alle dighe con nucleo interno, si sommano quelli di natura costruttiva dovuti all'adozione di rilevati di materiale permeabile di più facile collocazione in opera ed inoltre con limitata o nessuna soggezione ai fenomeni d'instabilità dovuti al permanere di pressioni interstiziali nel corpo diga durante l'edificazione e dopo per l'eventuale rapido abbassamento del livello nel serbatoio. L'adozione del manto richiede la presenza di una struttura in calcestruzzo lungo la linea d'intersezione tra paramento e terreno. I manti di tenuta possono essere in acciaio, in lastre di calcestruzzo armato ed in conglomerato bituminoso.

I primi richiedono acciai resistenti alla corrosione e la preparazione di un accurato piano di posa; gli spessori variano da 4 ad 8 mm. Le lamiere sono saldate tra loro, spesso irrigidite con nervature in profilato. I giunti, orizzontali e secondo le linee di massima pendenza, sono per lo più realizzati sagomando la lamiera ad *omega* rovesciato con adatte curvature e saldando poi il pezzo alla lamiera piana. I giunti limitano campi aventi lato di 8 ÷ 10 m circa. La *diga di Lago Verde (T. Valsura, bacino dell'Adige, Bolzano, 1962-70)*, alta 52,70 m, con  $n_m = 0,90$  e, verso il basso,  $n_m = 1$ , è rivestita con lamiera (da 4 mm con giunti posti sui lati di un quadrato di lato 8,00 m) fissata ad uno strato di calcestruzzo poroso di 20 cm di spessore, posto a sua volta su uno strato (spessore medio 2,00 m) di massi accuratamente sistemati. Il corpo diga è formato da blocchi rocciosi alla rinfusa ( $\phi = 40^\circ$ ) assestati con getti d'acqua in pressione; il paramento a valle ha  $n_v = 1,30$ .

Per i rivestimenti in calcestruzzo cementizio o bituminoso è richiesta un'accurata preparazione del letto di posa che deve essere uniforme e regolare; e diverse modalità sono richieste se trattati di diga in pietrame o in terra. Quando il manto sia in calcestruzzo di cemento, deve porsi molta cura nel predisporre il sottostante strato drenante, il quale raccoglie e recapita l'eventuale portata

di infiltrazione nel collettore disposto nel cunicolo collocato al piede della diga. Un successivo filtro deve realizzare, nelle dighe in terra, il raccordo granulometrico tra materiale drenante e quello del corpo della diga per evitare l'intasamento del drenaggio. Per quelle in pietrame il letto della lastra è costituito da uno strato di calcestruzzo (poroso per l'azione drenante), sul quale si spalma uno strato di sostanza a base bituminosa.

Gli elementi che realizzano la tenuta sono costituiti da lastre gettate in opera con armature adeguate e di spessore crescente con la profondità e non inferiore a  $0,20 \div 0,30$  m, suddivise secondo campi elementari, separati da giunti orizzontali e normali realizzati con lamierini di tenuta in rame ad *omega* o *water-stop* in materiale elastico sintetico, aventi lati non superiori a 15 m circa. L'impiego di lastre in calcestruzzo armato richiede una notevole attenzione, oltre che per la buona riuscita dei giunti e per la loro sigillatura specie negli incroci, per assicurare buone condizioni di posa e di conservazione.

Negli anni recenti hanno incontrato notevole favore i rivestimenti di tenuta in conglomerato bituminoso (*c.b.*) a cagione specialmente della loro attitudine di accettare senza danni gli assestamenti della diga, di essere di fatto impermeabili e di opporre un'apprezzabile resistenza alle azioni esterne (onde e gelo). Inoltre fessure di natura accidentale si riducono naturalmente per autocicatrizzazione. Sono per contro esposti allo scorrimento lento per temperature elevate e devono porsi in opera a piccoli strati per potere essere addensati con l'azione di costipamento. Gli strati sono disposti ad elementi continui, con larghezza non superiore a  $2,00 \div 2,50$  m, seguendo le scarpe che sono dell'ordine di  $1,5/1$  a  $2/1$ . La successione degli strati in un rivestimento completo (specie per dighe in terra) partendo dall'esterno è: *strato di sigillo in asfalto colato* (0,3 mm); *manto di tenuta a doppio strato* ( $4 \div 6$  cm ciascuno, vuoti in volume  $2 \div 4\%$ ,  $k = 10^{-8}$  cm/s) in *c.b. chiuso*; eventuale *strato di collegamento in c.b. semichiuso* ( $4 \div 5$  cm;  $5 \div 8\%$ ,  $k = 10^{-4} \div 10^{-6}$  cm/s); *strato drenante in c.b. aperto* (10 cm, 10% minimo,  $k \cong 10^{-2}$  cm/s); *Strato di separazione in c.b. chiuso* (6 cm,  $3 \div 5\%$ ,  $k \cong 10^{-7}$  cm/s); *strato di base in c.b. semiaperto* (6 cm,  $6 \div 10\%$ ). Il rivestimento può essere protetto dall'insolazione con vernici a pigmenti chiari (all'alluminio o al titanio) o più semplicemente (con limitata durata) con pittura a base di calce e fissativo. La composizione granulometrica degli inerti è variabile con la funzione dello strato. Alcuni esempi. *Strato protettivo*: sabbia 60-75% in peso; filler 10-20; bitume 15-20. *Strato di sigillo*: sabbia fine 60-70%, filler 15-20, bitume 15-20. *C.b. chiuso* (pietrischetto, graniglia, sabbia e filler): totale passante ai setacci ASTM:  $1/2''$ , 100%;  $3/8''$ , 86-100;  $1/4''$ , 73-86; n. 4, 66-78; n. 10, 50-60; n. 40, 26-34; n. 80, 16-23; n. 200, 10-14; bitume di penetrazione compresa tra 40 e 100 dmm, 7,5-8,5% in peso sugli aggregati. *C.b. drenante* (pietrischetto, graniglia, sabbia e filler): totale passante: da 1 e  $1/4''$  fino a  $1/4''$ , dal 74 al 59%; rimanente tra il n. 4 ed il n. 200; bitume 3-4% in peso. Il trattamento delle superfici di sottofondo che devono essere protette dal rivestimento mira ad assicurare la loro perfetta regolarità. Tra sottofondo e manto è posto uno strato drenante per la raccolta di eventuale acqua di infiltrazione ed il loro recapito al piede della diga. Nelle dighe in terra la superficie è trattata con diserbanti prima delle applicazioni bituminose e della costipazione con rulli vibranti. Il rivestimento delle dighe in pietrame può non essere dotato di strato drenante, ma limitarsi ad un rivestimento impermeabile e protettivo. Una cura notevole è da impiegarsi per realizzare il raccordo tra gli strati superficiali ed il cunicolo perimetrale che corre lungo il contatto tra paramento di monte e fondo; e per il recapito delle acque drenate. La figura 23 mostra alcuni particolari relativi alla *diga di Zoccolo*, della quale sono fornite una scheda ed una sezione alla figura 26. Il *Quaderno n. 1* (dicembre 1978) del *Comitato* già ricordato offre un'interessante documentazione sulle applicazioni del bitume nelle opere di ritenuta.

Per i mezzi usati per la posa e lavorazione dei rivestimenti si vedano opere specializzate.

**3.10.7.5 Filtrazione e drenaggi. Cenni e criteri.** Il moto di filtrazione che si sviluppa (o che possa svilupparsi) attraverso la diga e la sua fondazione può dare luogo in taluni casi all'asportazione di parte delle particelle terrose contenute nel materiale della diga o del sottosuolo. Il pro-

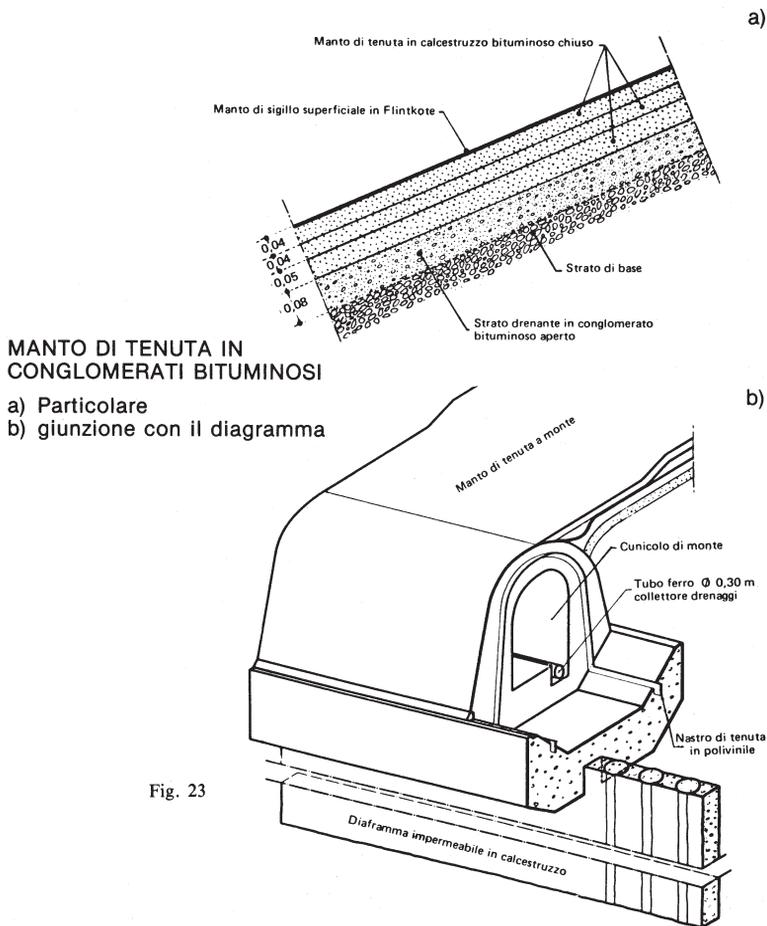


Fig. 23

Fig. 23.

cesso può essere contenuto con adatti dispositivi: taglioni profondi, diaframmi, rivestimenti o nuclei; e controllato con filtri o drenaggi aventi l'ufficio di raccogliere la portata di filtrazione senza indurre al moto le particelle fini del corpo terroso da proteggere, così da evitare sifonamenti nella struttura o sollevamenti al suo piede di valle. Trattando dei filtri, il rapporto tra il materiale drenante e quello di base (da proteggere) si fonda sui seguenti criteri. Nota la distribuzione granulometrica del materiale del filtro ( $d$ ) e di base ( $D$ ), indicata con  $d_p$  (oppure  $D_p$ ) la dimensione corrispondente alla percentuale  $p$  in peso di passante, devono essere soddisfatte le due disequazioni:

$$d_{15}/D_{85} < 4 \text{ o } 5 \quad d_{15}/D_{15} > 4 \text{ o } 5$$

la prima assicura contro il sifonamento, la seconda che il filtro è più permeabile del materiale terroso da proteggere. L'applicazione dei criteri deve avvenire con qualche accorgimento. Ad esempio,

nel caso di un filtro a tre strati, con materiale fine nel primo e nel terzo e di maggiori dimensioni in mezzo, le precedenti disequazioni devono essere soddisfatte nel passaggio, da monte verso valle, dal materiale base da proteggere al primo strato, da questo a quello interno e così di seguito. Ancora, se il materiale base possiede varietà di composizione così che la fase fine possa migrare nei pori della fase più grossolana, è alla prima che deve riferirsi il  $D_{85}$ . Molta cura è da porsi nella collocazione dei materiali del filtro per evitare segregazioni o contaminazioni con altri materiali non adatti per effetto dei mezzi d'opera e d'altri fatti accidentali che possano verificarsi. Parimenti una speciale attenzione dovrà dedicarsi agli spessori da assegnare ai filtri, oltre che alla struttura, nelle dighe edificate in zone sismiche, nel senso che dovranno essere di spessore maggiore degli ordinari: quali i filtri a monte ed a valle del nucleo (dighe di tipo *b*), oppure quelli posti a tergo del rivestimento di monte (diga di tipo *c*); avendo cura, in quest'ultimo caso, che le disequazioni prima ricordate vengano soddisfatte anche nel rapporto fra filtro e materiale di base per fronteggiare le situazioni che potrebbero verificarsi per rotture o strappi del manto protettivo del paramento di monte.

La *presenza dell'acqua* in un corpo terroso influisce in modo apprezzabile sulle condizioni di stabilità. V'è anche da osservare che la prescrizione regolamentare che impone la verifica per uno svasso rapido del serbatoio, particolarmente severa, pone il non facile problema di seguire l'evoluzione della falda all'interno della struttura durante il rapido abbassamento del livello. La trattazione di questo problema è affidata ad equazioni di relativamente facile scrittura ma di non facile manipolazione, specie a cagione dell'incognita e variabile forma della superficie libera. I procedimenti numerici (a differenze finite o ad elementi finiti) applicati al corpo diga ed alla sua fondazione consentono di trattare i problemi in modo esauriente. Può essere tuttavia utile disporre d'una trattazione semplificata del problema da usarsi eventualmente come primo passo. Fra le molte si ricorda quella di *Pavlovsky* relativa al moto permanente attraverso un corpo poroso omogeneo (ma non necessariamente) appoggiato su fondo impermeabile. Il metodo si fonda sulla suddivisione del campo di moto in parti a ciascuna delle quali applicare la legge di *Darcy*  $q = -kh \, dh/dx$ , saldando poi le parti stesse con la condizione di continuità. Con riferimento alla figura 24, detto  $k$  il coefficiente di filtrazione, la portata unitaria  $q$  è data da:

$$q/k = (h_0 - h_1) \tan \beta \cdot \ln H/(H - h_1) = [h_1^2 - (a_2 + h_2)^2]/2\ell = a_2 [1 + \ln(1 + h_2/a_2)] \tan \alpha$$

ed è inoltre:

$$\ell = b + (H - a_2 - h_2)/\tan \alpha$$

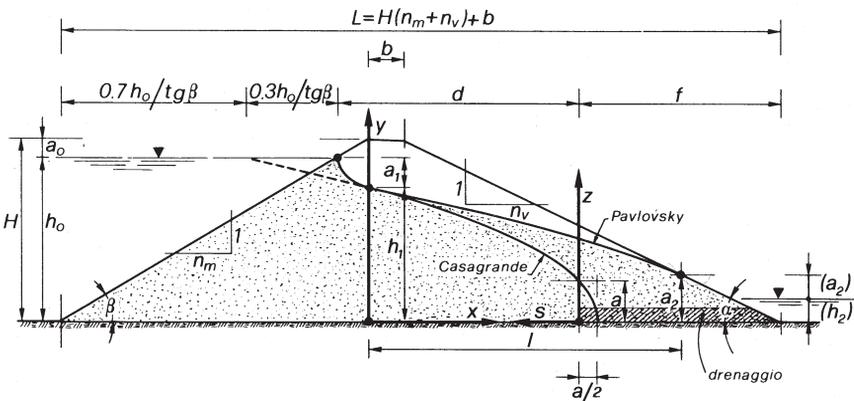


Fig. 24.

Nel frequente caso che sia  $h_2 = 0$ , si ha il sistema:

$$a_2 = (H + b \tan \alpha) - [(H + b \tan \alpha)^2 - h_1^2]^{1/2}$$

$$a_2 = (h_0 - h_1) \ln H/(H - h_1) \cdot \tan \beta / \tan \alpha$$

dal quale con qualche tentativo si hanno  $h_1$  ed  $a_2$  e quindi si può calcolare  $q$  ed  $\ell$  e disegnare la superficie libera. Il procedimento si presta a trattare anche casi diversi da quello esaminato: adottando un'opportuna suddivisione del campo di moto, si possono considerare zone con diversi valori del coefficiente di filtrazione.

Quando sia presente sulla fondazione a valle un drenaggio di lunghezza  $f$ , assunti gli assi  $z$  ed  $s$  come in figura 24, il tracciamento della superficie freatica si ottiene (secondo *Casagrande*) a partire da un punto posto sulla superficie libera a distanza  $0,3 h_0 / \tan \beta$  dalla diga.

Definita la distanza  $s_0 = d + 0,3 h_0 / \tan \beta$ , le relazioni:

$$a = \sqrt{h_0^2 + s_0^2} - s_0 \quad \text{e} \quad z = \sqrt{2as + a^2}$$

danno modo di tracciare la parabola, da raccordare a sentimento, a partire dal punto del paramento di monte, con una curva che parta normalmente ad esso.

I risultati precedenti, pur utili, non esauriscono i problemi che le filtrazioni, in quanto possibili, possono determinare. La loro trattazione, per la varietà dei casi che si presentano, deve appoggiarsi ad una completa conoscenza dei terreni di fondazione con sondaggi e prove dirette, delle loro proprietà e di quelle del rilevato. In possesso d'una esauriente documentazione ed in base alle disposizioni adottate nel progetto per il controllo delle filtrazioni (diaframmi, taglioni, nuclei, trincee, rivestimenti, drenaggi e filtri) si può provvedere, se il caso lo richiede, allo studio del comportamento idraulico del sistema con vari metodi: quello ad elementi finiti, ad esempio, consente di riprodurre le condizioni di contorno esterne ed interne in modo puntuale sia in regime stazionario che vario, com'è richiesto dalla prescrizione di valutare il grado di sicurezza dell'opera anche per uno svaso rapido: cioè nel minor tempo consentito dagli scarichi di fondo previsti.

In aggiunta a questo, sono da considerare i problemi relativi al drenaggio delle acque che, pur con un efficiente rivestimento del paramento di monte, possano percolare; ed anche quelli che talvolta nascono per le percolazioni che possono avvenire sui fianchi della sezione sbarrata e verso il corpo della diga. Le acque, drenate con adatti provvedimenti, sono raccolte in piccoli canali posti all'interno dei cunicoli d'ispezione che si sviluppano lungo il piede di monte della diga e convogliate ad un dispositivo di misura.

La varietà delle soluzioni che sono state adottate nei casi reali rende difficile una classificazione dei provvedimenti possibili. Alcune opere varranno ad illustrare qualche significativo esempio.

**3.10.7.6 Verifiche di stabilità.** Il *Reg. It.* prescrive che la stabilità della diga debba essere verificata nelle condizioni seguenti: a termine costruzione; a serbatoio pieno al massimo invaso; a seguito di rapido vuotamento dal massimo al minimo livello, potendosi, di norma, omettere l'ultima verifica quando la diga abbia un manto di tenuta. L'indagine estesa, oltre che alla sezione maestra, anche ad altre sezioni (specie se con situazioni di fondazione diverse dalla prima), mira a definire quale sia la superficie di potenziale scorrimento (fondazioni eventualmente incluse) per la quale si raggiunge il valore minimo del fattore  $F$  di sicurezza, inteso come rapporto tra le azioni stabilizzanti (che si oppongono allo scorrimento) e quelle che tendono a produrlo. Deve essere:  $F \geq 1,2$  a termine costruzione;  $F \geq 1,4$  a serbatoio pieno ed  $F \geq 1,2$  per rapido abbassamento del livello. Per le dighe in zona sismica potrà usarsi il criterio pseudostatico già ricordato (però trascurando l'azione orizzontale normale alla sezione verticale) applicato alla massa dei materiali e dell'acqua in essi interclusa, con l'ulteriore prescrizione di applicare l'azione dinamica dell'acqua sul paramento di monte anche se permeabile; e dovrà essere, per tutti i casi prima indicati,  $F \geq 1,2$ . Per le situazioni notevoli sono raccomandate, oltre che verifiche con diversi procedimenti di calcolo, l'analisi dinamica e prove su modello, per le indicazioni che esse possono fornire.

Il procedimento di calcolo che viene esposto ha carattere generale anche se la traccia della superficie di scorrimento è definita da una curva particolare (nella figura 25 un arco di cerchio): una diversa forma può infatti essere considerata con pari facilità senza modifiche di rilievo.

Definita una possibile superficie di scorrimento, si provvede, considerato uno spessore unitario, a dividere la porzione limitata dall'arco di cerchio di raggio  $r$  e dal paramento in un certo numero di conci, ciascuno dei quali caratterizzato da note (ed eventualmente diverse) proprietà geotecniche e meccaniche. Fissata l'attenzione su un concio generico, siano:  $n$  la porosità del materiale,  $\tan \phi$  il coefficiente d'attrito e  $\gamma_d = (1 - n) \gamma_s$  il peso specifico, avendo indicato con  $\gamma_s$  l'analogo valore relativo alla sola fase solida del materiale stesso (2,65 t/m<sup>3</sup> per le sabbie; da 2,5 a 2,9 t/m<sup>3</sup> per le argille). S'immagini che la falda interna sia a quota maggiore di quella dei serbatoio. Isolato il concio generico, si applichino ad esso le forze proprie e le azioni trasmesse dai conci attigui. Se  $V_a$  e  $V_b$  sono i volumi posti al di sopra ed al di sotto del livello liquido e  $\gamma$  il peso specifico dell'acqua, essendo  $G_a = \gamma_d V_a$  e  $G_b = [\gamma_d - (1 - n) \gamma] V_b$ , il peso totale del concio è  $G = G_a + G_b + \gamma z b$ . Per le azioni normale  $N$  e tangenziale  $T$  (incognite) applicate alle facce verticali, ritenute  $\Delta N$  e  $\Delta T$  piccole rispetto ad esse, si ipotizza spesso che costituiscano un sistema equilibrato di forze (a momento e risultante nulli). L'azione  $P$ , applicata alla superficie di potenziale scorrimento, detta  $P' = p' \ell$  la pressione effettiva, è data da:  $P = P' + \gamma \ell \Delta h + \gamma z \ell$ . Indicate con:  $c$  la coesione,  $\tau_0$  la tensione tangenziale resistente e  $\tau$  quella applicata alla superficie (e, quindi,  $S = \tau \ell$ ), dalla relazione  $\tau = \tau_0 / F = (c + p' \tan \phi) / F$  si ha  $S = (c \ell + P' \tan \phi) / F$ . Le condizioni di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione verticale ( $\Delta N = \Delta T = 0$ ), estese agli  $m$  conci, danno rispettivamente:

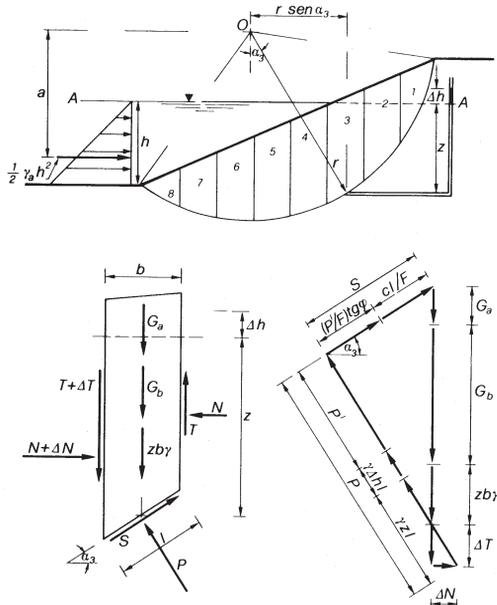


Fig. 25.

$$F = \frac{\sum_1^m (c \ell + P' \tan \phi)}{\sum_1^m (G_a + G_b) \sin \alpha} \quad P' = \frac{G_a + G_b - \gamma b \Delta h - c \ell \sin \alpha / F}{(1 + \tan \alpha \tan \phi / F) \cos \alpha}$$

dalle quali si ha:

$$F = \frac{\sum_1^m cb + (G_a + G_b - \gamma b \Delta h) \tan \phi}{\sum_1^m (G_a + G_b) \sin \alpha}$$

Quando non vi sia moto di falda, è  $\Delta h = 0$ . Quando la struttura sia asciutta, cioè  $G = G_a + G_b = \gamma_d (V_a + V_b)$ , si ha:

$$F = \frac{\sum_1^m (cb + G \tan \phi) / (1 + \tan \alpha \tan \phi / F) \cos \alpha}{\sum_1^m G \sin \alpha}$$

Il fattore  $F$  di sicurezza, per il carattere implicito della relazione, si deduce con una successione d'approssimazioni. Un importante problema è quello, note le proprietà meccaniche e geotecniche dei materiali impiegati e dei terreni di fondazione, di calcolare gli abbassamenti che il rilevato potrà subire nei primi invasi successivi alla fine della costruzione, giacché di essi deve tenersi conto nel fissare la quota di coronamento ed il valore del franco iniziale. Il quale dovrà poi confrontarsi anche con i valori degli abbassamenti dovuti a possibili eventi sismici per avere la misura del grado di sicurezza offerto dal valore prescelto.

Il comportamento della struttura in rapporto a possibili eventi sismici può descriversi, come s'è detto, in modo pseudo statico: aggiungendo le azioni previste dal *Reg. It.* e valutando le condizioni di stabilità coi consueti criteri. La valutazione, probabilmente cautelativa, non dà però alcuna misura del grado di sicurezza rispetto ai fatti dinamici reali che un sisma può produrre, e si traduce in un salutare (forse eccessivo) aumento di dimensioni. Per contro, l'analisi dinamica del comportamento delle dighe in materiali sciolti, a causa della natura dei materiali (e quindi del loro modo di spostarsi o deformarsi), non può descriversi in modo che sia comparabile per solidità concettuale con il comportamento delle dighe in conglomerato cementizio (mezzo continuo), ancorché alcune osservazioni abbiano dato possibilità di chiarire come siano importanti nei giudizi di stabilità la successione e durata dei fatti impulsivi piuttosto che il valore massimo istantaneo dell'accelerazione, e di mostrare come taluni fenomeni, quali la liquefazione delle sabbie o la progressiva decadenza di resistenza di certe argille, siano stati fonti di franamenti e rovine. In queste condizioni, il pur discusso metodo pseudo-statico trova ancora consenso presso i progettisti.

### 3.10.7.7 Descrizione di alcune dighe. Diga di Zoccolo: torrente Valsura, Bacino dell'Adige, Bolzano; periodo di costruzione 1961-1965; ENEL; figura 26.

a) Diga in terra omogenea a grana grossa, con scogliera al piede a valle.

b) Caratteristiche geometriche: quota del coronamento: 1440,50 m s.l.m.; altezza: 66,50 m; franco sul max invaso: 2,00 m; larghezza e sviluppo del coronamento: 8,00 m e 516,35 m; scarpa del paramento di monte: 2/1; 2,25/1; 2,50/1; scarpe del paramento di valle: 1,75/1 con banchine; volume della diga: 1.365.000 m<sup>3</sup>; volume dei filtri: 121.200 m<sup>3</sup>.

c) Materiali: corpo diga: terra a grana grossa d'origine morenica con dimensione massima 400 mm, mediamente 75% ghiaia, 15% sabbia e 10% limo;  $k \sim 10^{-5}$  cm/s;  $c = 60$  kPa ( $\sim 0,6$  kgf/cm<sup>2</sup>);  $\phi = 39^\circ$ ; rivestimento: a monte: strato di sigillo, tre strati di tenuta in conglomerato bituminoso (4; 4 e 5 cm); sottofondo (binder) di 8 cm, emulsione bituminosa tra strato e strato; diserbante; filtro sottostante; zolle erbose a valle; filtri:  $d_{\max} = 200$  mm;  $k = 10^{-2} \div 10^{-3}$  cm/s; scogliera a valle:  $d > 400$  mm, appoggiata verso monte e sul fondo su strato filtrante.

Diga di Lago Verde: Rio Lago Verde, bacino del Rio Valsura (Adige), Bolzano; periodo di costruzione 1962-1970; ENEL; figura 27.

a) Diga a scogliera, con manto metallico di tenuta e taglione immersato nella roccia al piede.

b) Caratteristiche geometriche: l'opera è costituita da due tronchi rettilinei formanti un angolo planimetrico concavo verso monte; quota del coronamento: 2531,70 m s.l.m.; altezza: 52,70 m; franco sul max invaso: 1,90 m; larghezza e sviluppo dei coronamento: 8,00 m e 423,00 m; scarpa





del paramento di monte 0,90/1 ÷ 1/1; scarpe del paramento di valle: 1,3/1 con banchina; volume della diga: 890.000 m<sup>3</sup>.

c) *Materiali: corpo diga*: blocchi di roccia dioritica e cornubiantica gettati alla rinfusa e assestati mediante getti di acqua in pressione; angolo d'attrito della scogliera di cava  $\phi = 40^\circ$ ; *rivestimento*: è costituito da uno strato di muratura a secco in grossi massi accuratamente sistemati, sul quale poggia, con l'interposizione di uno strato di calcestruzzo poroso, il manto di tenuta in lamiera dello spessore di 4 mm.

*Diga di Polverina: fiume Chienti, bacino omonimo, Macerata,- periodo di costruzione 1963-1967; ENEL; figura 28.*

a) *Diga in terra*, con nucleo centrale impermeabile, rinfianchi di monte e di valle con sistema di filtri e diaframma impermeabile di tenuta in calcestruzzo.

b) *Caratteristiche geometriche*: quota di coronamento: 402,00 m s.l.m., altezza: 27,50 m; franco sul max invaso: 2,00 m; larghezza e sviluppo del coronamento: 5,00 m e 375,15 m; scarpe del paramento di monte: 1,511; 2/1; 2,25/1; 2,5/1; scarpa del paramento di valle: 1,6/1 con banchine; volume della diga: 321.000 m<sup>3</sup> con 11% di limo, 80% ghiaia e 9% pietrame.

c) *Materiali: corpo diga*: nucleo in materiale limoso-argilloso, con  $k \leq 10^{-8}$  cm/s,  $c = 15$  kPa ( $\sim 0,15$  kg f/cm<sup>2</sup>),  $\phi = 20^\circ$ ,  $\gamma_s$  (saturo) 1,8 t/m<sup>3</sup>; rinfianchi in materiale alluvionale,  $k = 10^{-5} \div 10^{-3}$  cm/s (il materiale con  $k = 10^{-5}$  forma il contronucleo di monte),  $c = 15$  kPa,  $\phi = 42^\circ$ ,  $\gamma_s = 2,1$  t/m<sup>3</sup>; filtro in sabbia (0,1 ÷ 0,2 mm), ghiaietto (2 ÷ 13 mm) e ghiaia (13 ÷ 40 mm) con spessore totale di  $\sim 1,20$  m; *rivestimento*: a monte in scogliera (1,50 m), marino di galleria (0,60 m) e sabbia (0,30); a valle, strato di terreno vegetale inerbato.

**3.10.8 Cenni sulle misure.** Il comportamento delle dighe è seguito, dopo la costruzione, con grande attenzione non solo durante il collaudo, ma anche nel successivo esercizio, oltre che per ragioni di sicurezza, per allargare con la diretta e sistematica osservazione di un insieme di grandezze significative la base della conoscenza sulle strutture, i materiali e la roccia di fondazione. Questo comporta che si provveda dapprima al progetto della rete geodetica, alla scelta degli strumenti, al progetto della loro disposizione e, nel corso dell'esecuzione, al loro collocamento in opera; ed infine alla centralizzazione delle misure. Il carattere dell'esposizione non consente di trattare il problema in modo appropriato. È solo sufficiente mettere in evidenza assai sinteticamente che le misure riguardano: il clima; il livello nel serbatoio; le azioni sismiche; le temperature all'interno del corpo murario; lo stato di umidità dei conglomerati; le pressioni interstiziali; gli spostamenti di punti prefissati e lo stato di deformazione locale per il calcolo delle tensioni; le pressioni e le sollecitazioni; gli abbassamenti e gli assestamenti delle dighe in materiali sciolti; le portate di permeazione.

*Nota.* Una trattazione esauriente del problema delle dighe e dei molteplici aspetti che il loro studio, progetto ed esecuzione comportano si trova in: *F. Arredi, Costruzioni idrauliche*. Molte significative realizzazioni con disegni e descrizioni si trovano nell'opera edita dall'ENEL e composta da numerosi volumi: *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, dalla quale sono state tratte molte delle illustrazioni che figurano in questo lavoro.