
D) PRINCIPALI OPERE
PER LA SISTEMAZIONE DEI TORRENTI.

§ 1. Briglie e loro struttura.

L'opera più frequente nella sistemazione dei torrenti è la *briglia*, che viene anche denominata *serra* o *traversa*, perchè essa consiste in un manufatto che si dispone trasversalmente al torrente, allo scopo sia di consolidarne il fondo e le rive, sia di arrestare le materie trasportate dalla corrente.

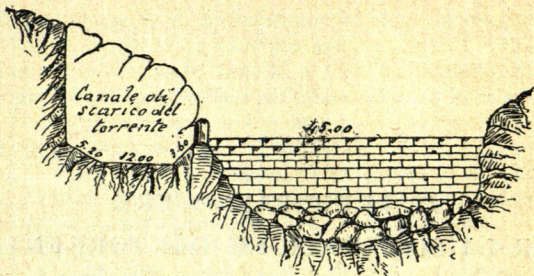
a) *Struttura in muro*. — Assai spesso le briglie si fanno in muratura di pietrame e possono essere: in malta (Tav. 25 a 30 e fig. 37), o a secco (Tav. 31 e fig. 38 al 42) o anche di muratura mista.

Le briglie a secco possono essere costruite sia con pietrame greggio e allora si dicono *rustiche*, sia con pietra lavorata o tagliata. Quelle rustiche sono fatte per lo più con grossi massi irregolari.

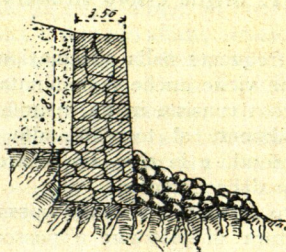
Le briglie di muratura mista vengono per lo più costruite con pietrame in calce nelle parti esterne, e con pietrame a secco nell'interno.

b) *Struttura in gabbioni*. — Un altro tipo di struttura per le briglie è quello in *gabbioni* o *burghe*.

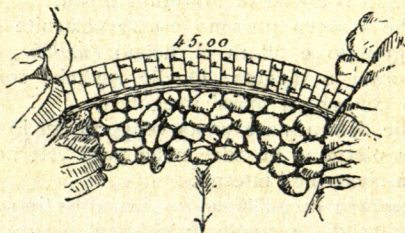
Le *burghe* o *gabbioni* sono reti di filo di ferro zincato che si riempiono di ciottoli o di pietrame anche



Prospetto.

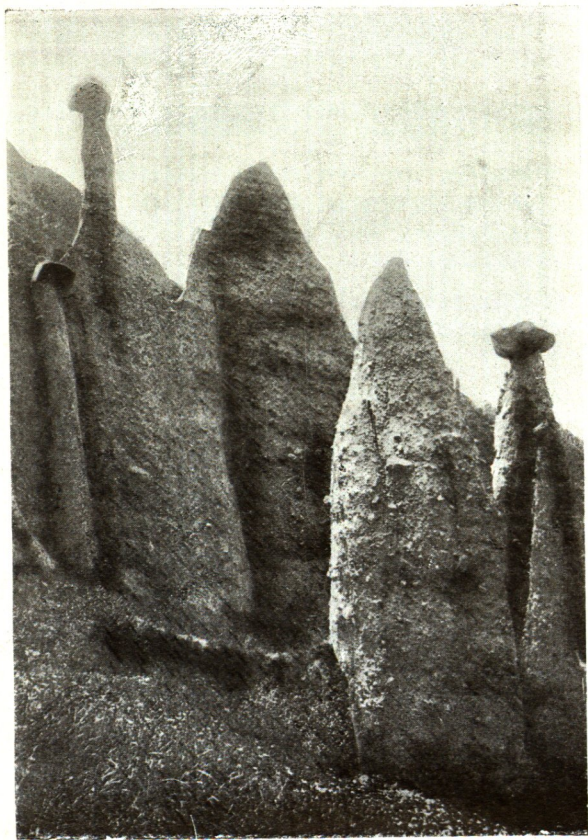


Sezione.



Pianta.

Fig. 37. — Briglia in calce sul torrente Osselitzen (Corinzia).



Tav. 22. — Piramide di erosione a Cislago di Zone sul versante sinistro del lago di Isco (Prov. di Brescia).



Tav. 23. — Frana di Tornadi, la quale la notte del 6 ottobre 1911 ha asportato parte del ponte e della strada principale della Valle Malemo (Valtellina).

minuto che possono assumere diversa forma, per lo più cilindrica o prismatica.

I gabbioni oramai dopo il grande sviluppo dell'in-

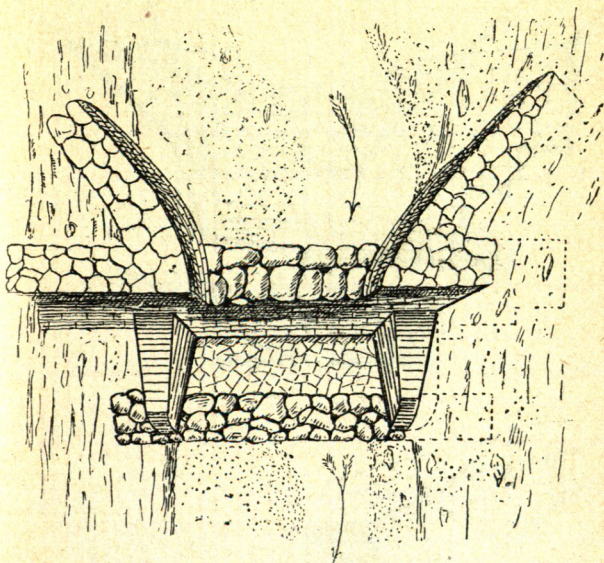


Fig. 38 a — Pianta.

dustria metallurgica, anche per la modicità del prezzo del filo di ferro, trovano estesissima applicazione nelle difese fluviali di ogni genere, cioè sia per opere longitudinali sia per opere trasversali (scogliere, pennelli, mantellate, platee ecc.).

Per la sistemazione dei torrenti vengono preferiti i gabbioni prismatici, a scatola, perchè con questi si può

ottenere una struttura, regolare continua come si ottiene con la muratura; mentre invece con gabbioni di altra

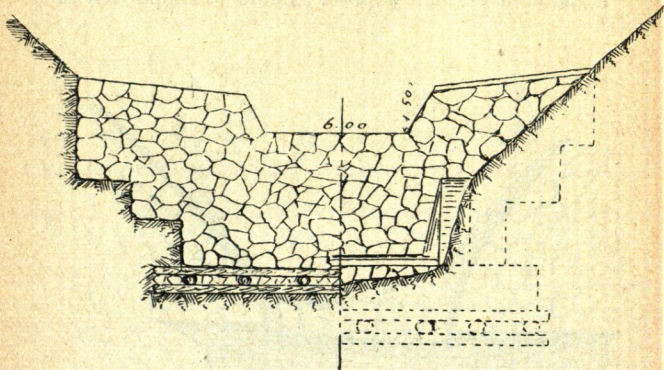


Fig. 38 b — Prospetto.

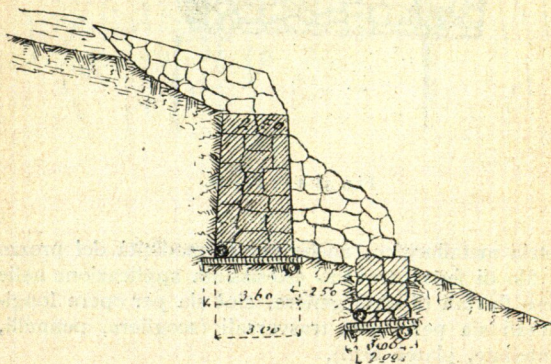


Fig. 38 c. — Sezione.

Briglia a secco sul Gosmerback (Canton Uri).

forma, per es. quei cilindrici, non si riesce ad evitare la presenza di vani e di interstizi.

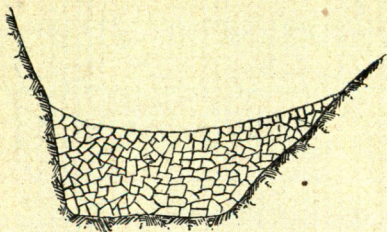


Fig. 39.

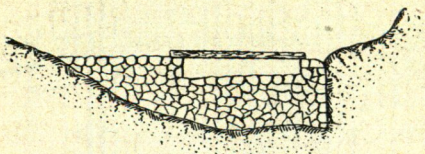


Fig. 40.

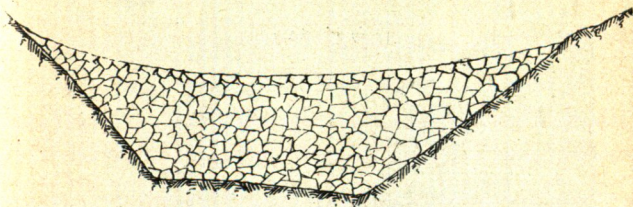
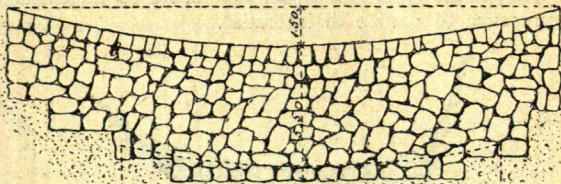


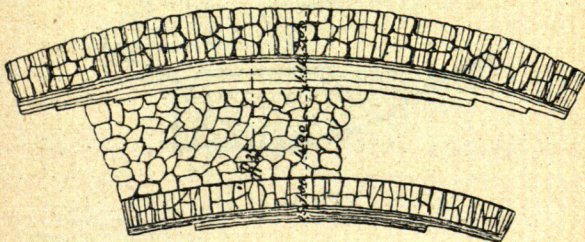
Fig. 41.

Briglie a secco sul torrente S.te Martko (Francia).

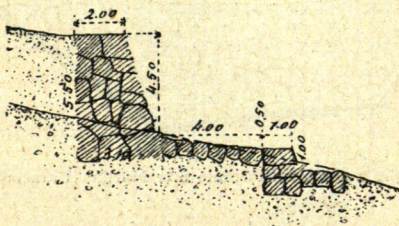
Le reti o tele che hanno la forma rappresentata dalla fig. 43 arrivano già preparate dall'officina sul luogo dei lavori dove sono assai facilmente collocate



a) Prospetto.

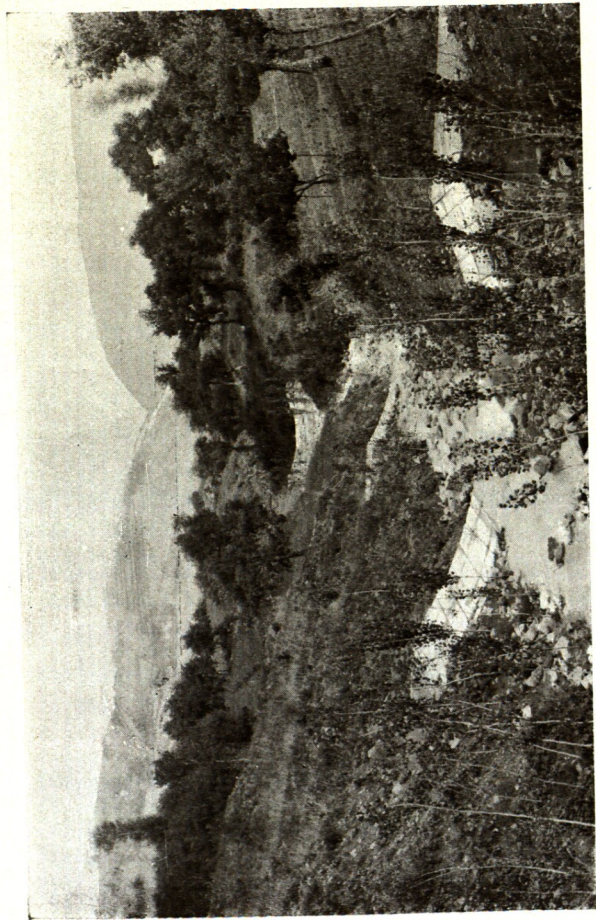


b) Pianta.



c) Sezione.

Fig. 42. — Tipo normale di briglia a secco in Corinzia.



Tav. 24. — Imbrigliamento di parte superiore del torrente Rampaio, affluente del Rio Maggiore, sopra Bagni di Porretta (Prov. di Bologna).

in opera con comodità ed in modo di poter assegnare alla briglia la forma che si desidera come se venisse eseguita in muratura.

È evidente poi come i gabbioni riescono più economici in confronto di altre strutture, perchè il materiale per il loro riempimento, (ciottoli o pietrame) potendo

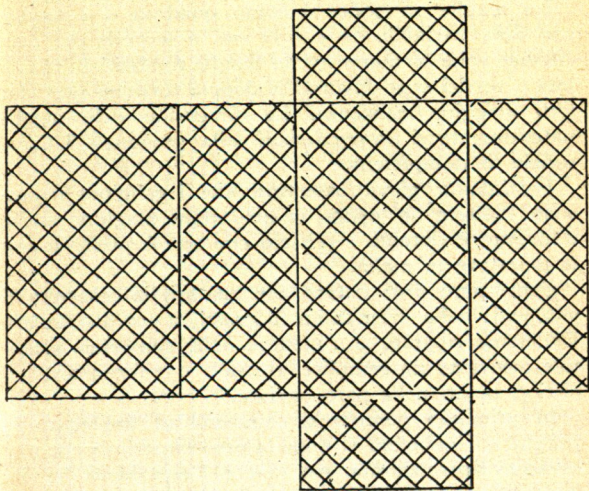


Fig. 43.

essere ricavato dal letto stesso del torrente, non vi è per esso che una piccolissima spesa di trasporto.

I gabbioni sono pure un materiale assai solido per la ragione che potendo essere costruiti con le dimensioni che meglio si desiderano, si fanno per solito abbastanza voluminosi, perchè non abbiano ad essere nè mossi nè asportati dalla corrente.

Le dimensioni più frequentemente usate per i gabbioni in genere sono comprese tra m. 0.50 e m. 5.00 di lunghezza e tra mc. 0.250 e mc. 5 di volume. La grossezza del filo oscilla secondo i casi da 2 a 4 mm. Il peso di tali reti varia, naturalmente secondo la grossezza del filo da 2 a 25 kg., cosicchè esse sono anche facilmente trasportabili su sentieri di montagna.

Le maglie di solito si fanno quadrate o a rombo, con lato variabile da 5 a 15 cm. a seconda dei casi. Alcune volte si fanno anche maglie romboidali, ma allora i vertici sono lavorati a doppia torsione per dar loro maggior resistenza. Le dimensioni delle maglie naturalmente si proporzionano alla grossezza del materiale di riempimento.

Finalmente giova osservare che i gabbioni si possono mettere in opera in qualunque stagione anche d'inverno e durante i geli ciò che non è possibile con le murature in malta.

Come pure è da notarsi che una briglia costituita di gabbioni, nella eventualità di guasti, si può d'ordinario facilmente riparare e rimettere nelle condizioni primitive mediante un semplice ricarico o rifornimento di altri elementi nella parte ceduta.

In principio quando si cominciò ad impiegare le burghie e i gabbioni si ebbe la preoccupazione che essi avessero breve durata, ma invece l'esperienza ha dimostrato, che, se il filo di ferro zincato è bene galvanizzato, resiste senza rompersi anche per oltre 20-25 anni e dopo questo tempo i materiali contenuti nel gabbione assai spesso si trovano consolidati in un solo blocco con la melma e la vegetazione.

c) *Struttura in terra.* — Se la briglia non è molto importante si può costruire anche semplicemente in terra ben battuta.

Certo queste briglie costano meno di quelle precedentemente descritte, ma anche la loro resistenza è

molto limitata. Si adopera quindi la terra solo per briglie di piccola altezza; e quando questa non è maggiore di $2 \div 3$ metri la briglia in terra può prestare utilissimi ed efficacissimi servizi.

d) Struttura di legname. — Anche il legname si presta abbastanza bene alla costruzione delle briglie (specialmente nei paesi che ne hanno grande abbondanza).

Con legname grosso, anche sotto la forma greggia di tronchi d'alberi, si sono costruite briglie di altezze molto ragguardevoli (fig. 44^{a-c} e 45^{a-c}).

In Svizzera si hanno briglie di questa struttura con l'altezza di 10 e più metri.

Per le briglie di altezza più limitata (fig. 46 a 49), si impiega di solido legname anche minuto e le briglie prendono allora nomi diversi come palizzate, viminate, graticci, steconate, fascinate, ecc. ecc. a seconda dei materiali coi quali vengono costruite.

Si fanno poi briglie anche con legname misto ora a pietrame, ora a ciottoli e altri materiali minuti, e la struttura prende allora l'aspetto di cassoni formati da un'intelaiatura di legname e riempiti di ciottoli o di pietrame (fig. 50 a 54).

e) Struttura in ferro e in cemento armato. — Dopo che queste due strutture, che si possono mettere insieme, anche perchè riposano sugli stessi principi costruttivi, furono applicate in America per la costruzione di alte dighe di trattenuta (⁴³), era ovvio che il loro im-

(⁴³) Alte dighe di trattenuta in ferro, furono costruite per l'approvvigionamento di acqua potabile per le città di Lima e di Callao; e queste dighe sono le prime che siano state costruite in ferro. Esse furono erette in località assai lontane da ogni abitazione umana, accessibili solo mediante strade mulattiere e assai frequentemente molestate dal terremoto. Sortirono buon risultato.

Dighe in cemento armato per la trattenuta di laghi artificiali furono costruite in questi ultimi anni negli Stati Uniti: a Schuylerville

piego venisse suggerito anche per la costruzione delle briglie che occorrono per la sistemazione dei torrenti.

E quantunque finora in questo campo non siano ancora state indrodotte, almeno in iscala notevole, è tuttavia assai attendibile che molto presto abbiano a trovarvi larga applicazione, specialmente per quanto riguarda il cemento armato, data la estensione che questo va assumendo in tutte le costruzioni.

Epper ciò si crede non inopportuno di qui dare un cenno sulle dighe in cemento armato, anche riguardo alla loro stabilità, essendo questa basata su principi diversi delle dighe in muro, riferendo quanto espongono gli autori specialisti del genere (⁴⁴ e ⁴⁵).

Il profilo preferito per le alte dighe di trattenuta è formato (vedi fig. 55) da un lastrone di cemento armato AB che forma il paramento a monte. Questo lastrone è incastrato in B nel suolo e s'appoggia a una serie di contrafforti o cavalletti la cui sezione si proietta in BAC . Quando la diga deve essere sormontata dalle acque e formare stramazzo (ciò che sempre accade nelle briglie dei torrenti) essa è munita di una parete a valle AC pure in cemento armato, e a doppia curvatura per meglio guidare le acque. L'armatura metallica che è immersa nel calcestruzzo si compone di un traliccio di barre longitudinali e trasversali; nella figura però per semplificazione si sono rappresentate soltanto le barre longitudinali.

sulla Battenkill River, nello Stato di New-York (alta m. 8.50, larga alla base m. 15.85 e lunga m. 75); a Ellsworthdamm nel Maine (alta m. 20 e lunga m. 90); a Pittsfielddamm nel Massachusset (alta m. 12.5); a La Preledamm, nel Wyoming, rettilinea alta m. 40 e lunga m. 100; ecc. Altra diga in cemento armato, alta m. 44, è stata progettata in Germania per la formazione di un lago artificiale nel bacino dell' Harz-Oder.

(⁴⁴) P. ZIEGLER, « Der Thalsperrenbau »; Berlin, 1911.

(⁴⁵) H. BELLET, « Barrages en maçonnerie et murs des réservoirs » Grenoble, 1907.

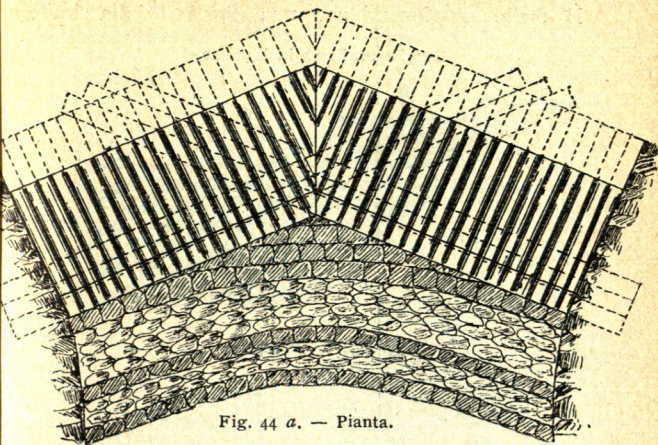


Fig. 44 a. — Pianta.

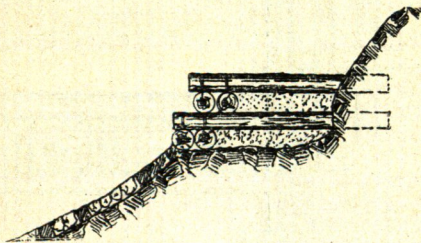


Fig. 44 b. — Sezione.

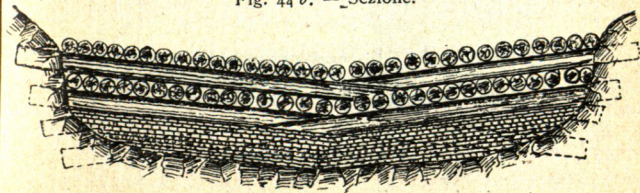


Fig. 44 c. — Prospetto. — Briglia in legname convessa. — Scala 1 a 150.

È facile convincersi che una diga o briglia simile
 Briglia rettilinea in legname.

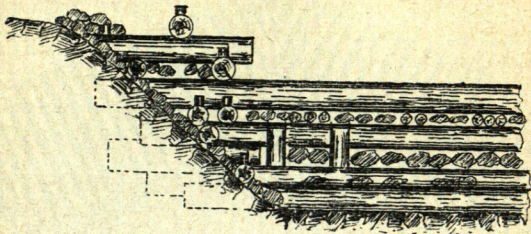


Fig. 45 a. — Prospetto.

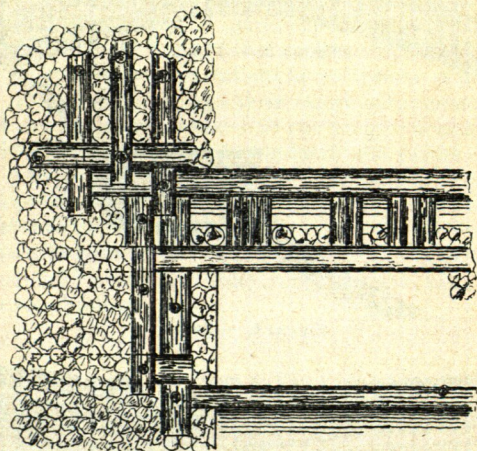


Fig. 45 b. — Pianta.

non può scivolare sulla sua base, nè essere rovesciata se l'angolo β di inclinazione del paramento 'a' monte

con la verticale è almeno eguale a 45° . La diga non può scivolare: perchè in realtà il peso dell'acqua che incombe sul paramento a monte è eguale a $0,5 y^2 \text{ tag. } \beta$ (dove y è l'altezza della diga) in modo che il rapporto fra la spinta orizzontale e il peso solo dell'acqua è eguale a $\text{cotg } \beta$. Questo risultato varia di poco anche tenendo conto dell'altezza che l'acqua ha sulla corona della diga, finchè questa altezza è piccola in confronto dell'altezza della diga. Se f rappresenta

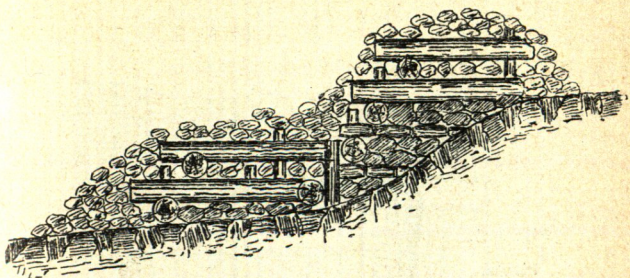


Fig. 45 c. — Sezione.

il coefficiente d'attrito dei contrafforti sulla loro base si vede che deve essere $\text{cotg } \beta = f$ affinchè la diga non possa scivolare, e se si ammette che f abbia il valore $0,75$ si trova che β deve essere eguale a 53° . Ma noi non abbiamo considerato che il solo peso dell'acqua, e basta che il peso proprio della diga sia solo eguale al terzo di quello dell'acqua perchè la condizione che non avvenga scorrimento sia realizzata con $\beta = 45^{\circ}$. E nemmeno abbiamo tenuto conto dell'incastramento che si suole eseguire in B e che oppone una certa resistenza allo scorrimento.

Fig. 46 a.
Prospetto.

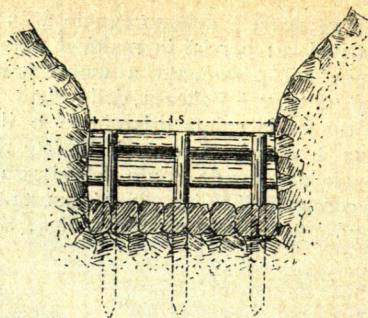


Fig. 46 b.
Pianta.

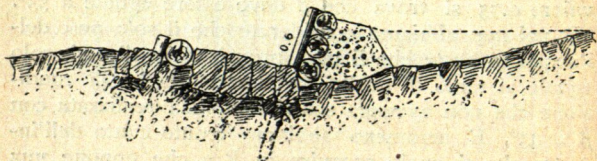
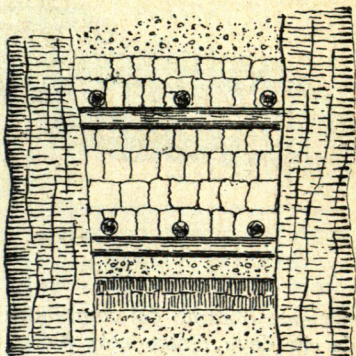


Fig. 46 c. — Sezione. — Soglia in legname.

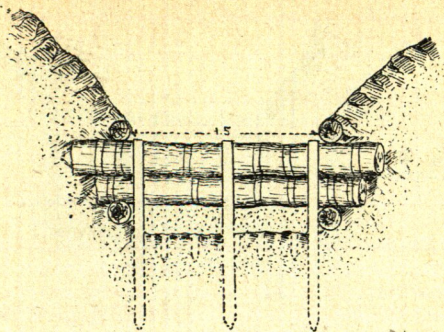


Fig. 47 a. — Prospetto.

Fig. 47 b.
Pianta.

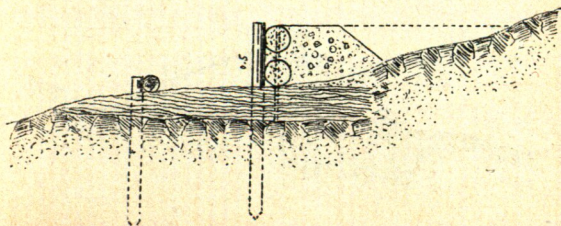
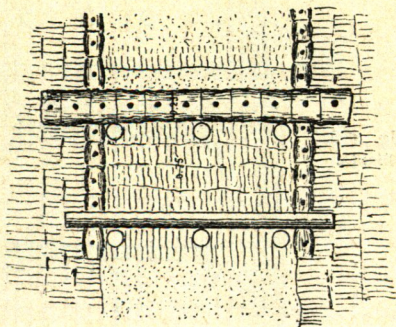


Fig. 47 c. — Sezione. — Fascinata o soglia con fascine.

Fig. 48 a.
Prospetto.

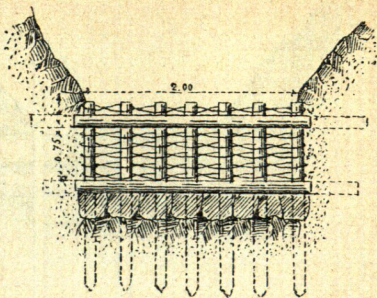


Fig. 48 b.
Pianta.

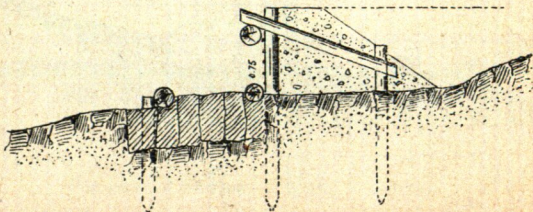
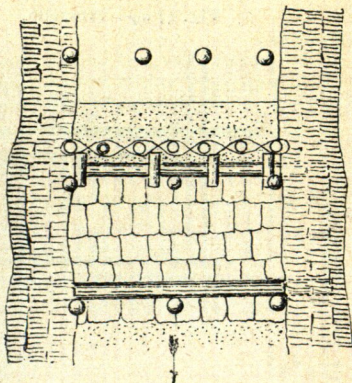


Fig. 48 c. — Sezione. — Viminata di 1ª classe. Scala 1.7.

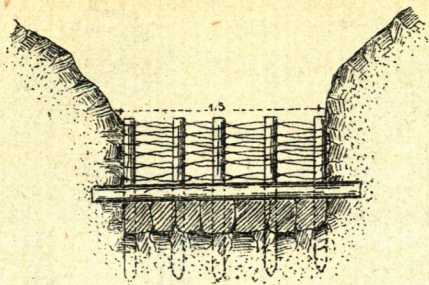


Fig. 49 a. — Prospetto.

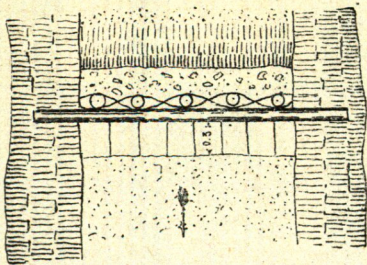


Fig. 49 b. — Pianta.

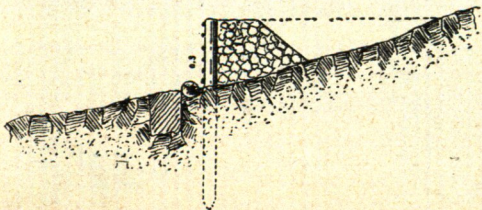


Fig. 49 c. — Sezione. — Viminata secondaria di 2^a classe.
Scala 1.60.

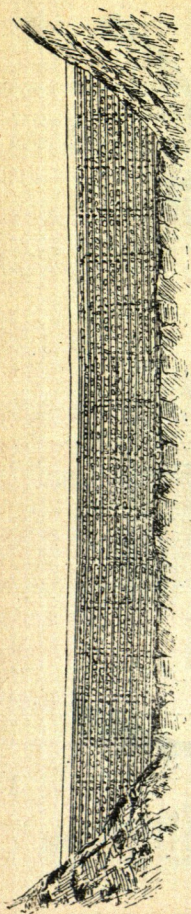


Fig. 50 a. — Prospetto.

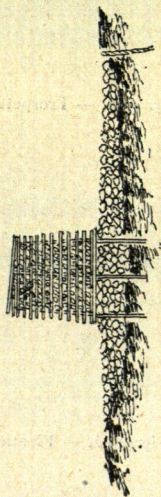
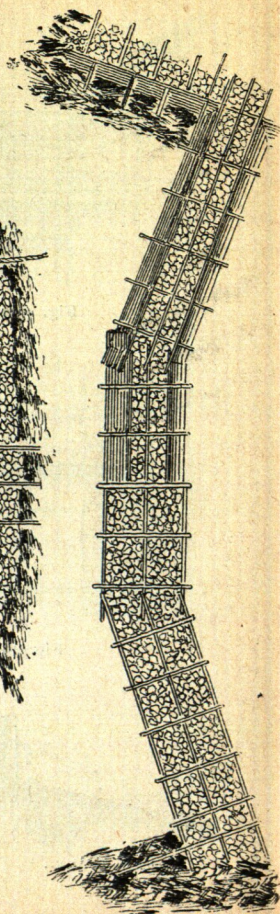


Fig. 50 b.

Sezione.



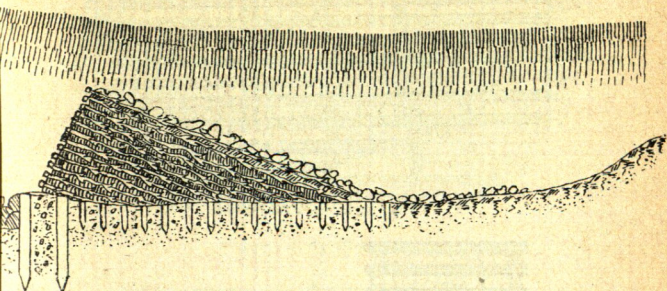


Fig. 51 a. — Sezione.

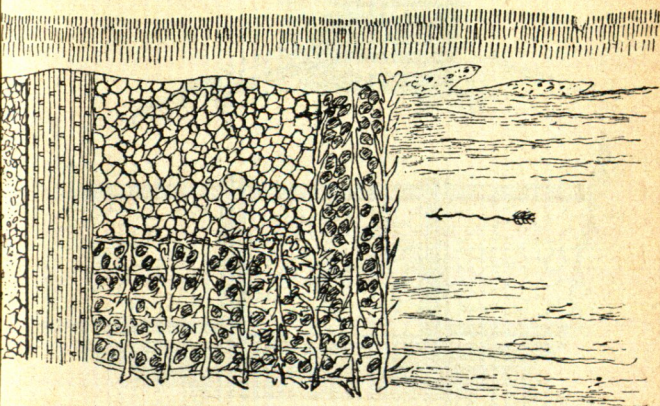


Fig. 151 b. — Pianta.

Briglia mista in pali di legno e pietra. Scala 1 a 300.

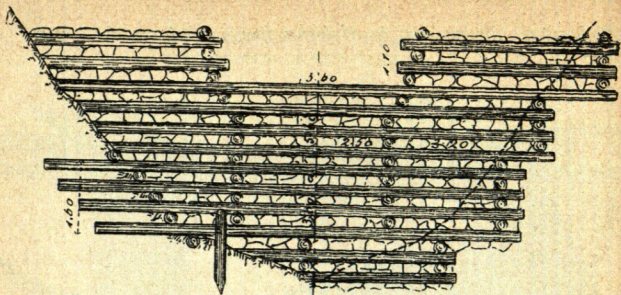


Fig. 52 a. — Prospetto.

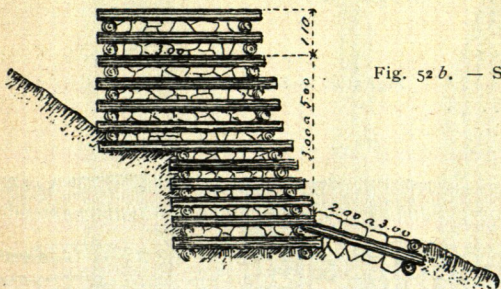


Fig. 52 b. — Sezione.

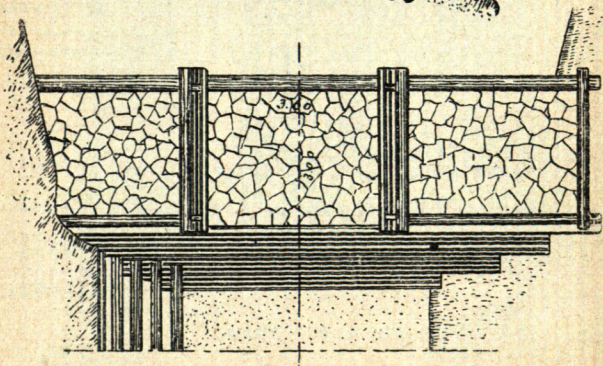


Fig. 52 c. — Pianta.

Briglia in legno e sasso sul torrente Sagistanenzug (Svizzera), Scala 1.150.

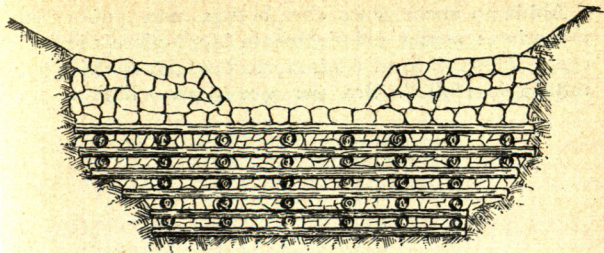


Fig. 53 a. — Prospetto.

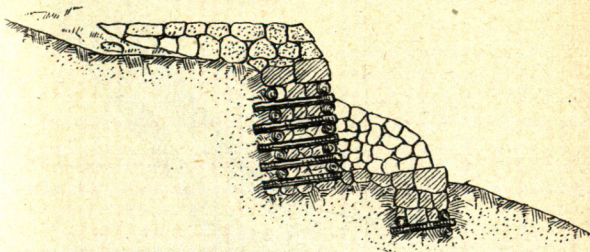


Fig. 53 b. — Sezione.

Brigli ta in legno e sasso sul Gosmerback (Canton Uri). Scala 1.150.

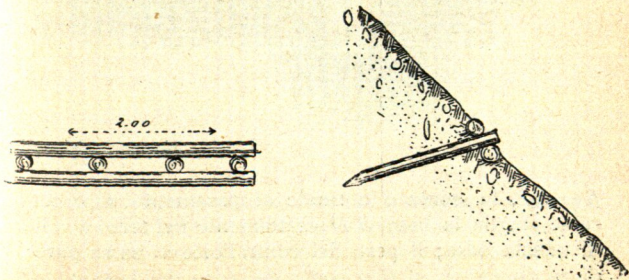


Fig. 54. — Tipi di piccole soglie sul Gosmerback. Scala 1.100.

Abbiamo anche detto che la diga non può essere rovesciata: perchè effettivamente la più piccola sezione che si possa dare al contrafforte è quella del triangolo rettangolo $A D B$. Ora per questo caso limite e per

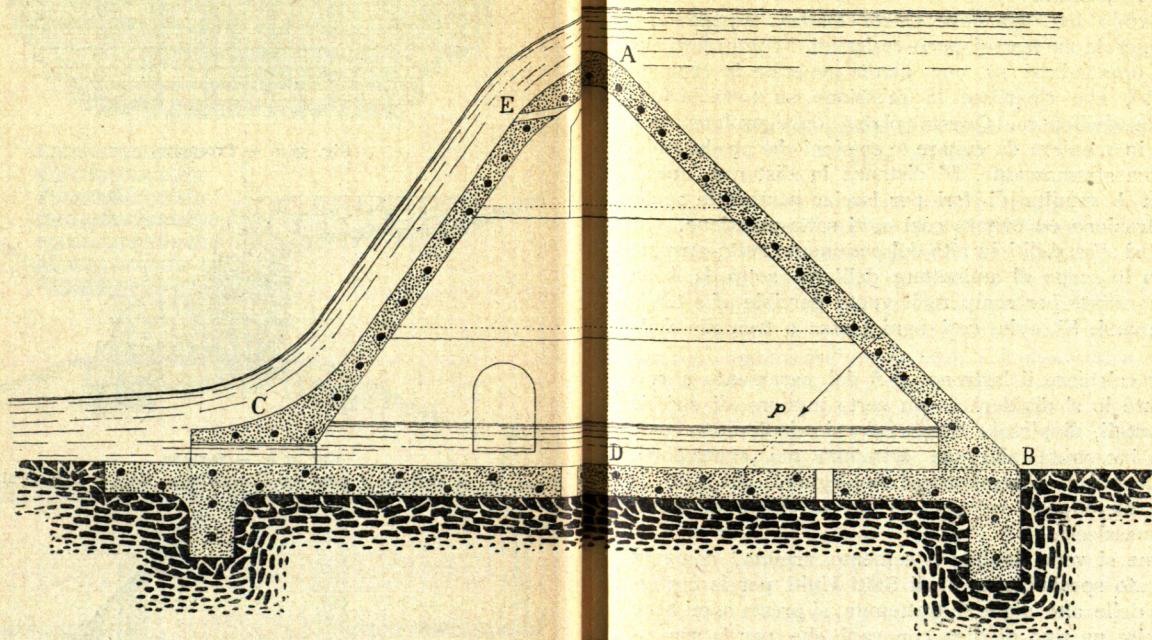


Fig. 55. — Tipo di profil dighe in cemento armato.

$\beta = 45^\circ$, la spinta S normale al paramento sopraccorrente, taglia la base $B D$ esattamente nel terzo a valle di questa base; il peso del contrafforte vi passa pure; di modo che se si tien conto del peso del lastrone, si

vede che la risultante delle pressioni passa nell'interno del terzo medio del contrafforte e questo non è in nessun punto della sua base soggetto a sforzo di trazione; e ciò sarà a maggior ragione se $\beta > 45^\circ$. Se la dire-

zione $C A$ diventa perpendicolare al paramento a monte, la spinta S taglia la base esattamente nel terzo sopraccorrente. Si capisce quindi che è sempre possibile di dare alla diga un profilo tale che la risultante delle

pressioni passi esattamente per il mezzo della base, in maniera di avere una pressione uniformemente ripartita su questa base, che è il desiderato verso cui bisogna tendere quando si ha a fare con terreni assai poco resistenti.

Quando una diga deve essere fondata su ghiaie, o in generale su terreni poco resistenti, i contrafforti devono appoggiarsi su una platea generale in cemento armato, che ripartisce la pressione su tutta la lunghezza dell'opera. Questa platea deve prolungarsi a valle in maniera da evitare le erosioni che produrrebbe la lama stramazzante. Di distanza in distanza, questa platea è munita di fori per lasciar passare le acque di filtrazione ed evitare così ogni sotto-pressione.

I fori *E* stabiliti in alto del paramento sotto-corrente hanno lo scopo di ammettere dell'aria sotto la lama stramazzante per rompere il vuoto parziale che tende a formarsi. Si evita così ogni scossa o tremolio della diga.

Per calcolare il lastrone *AB* del paramento sopra-corrente lo si dividerà in un certo numero di strisce orizzontali, di piccola altezza, che si calcoleranno come trave incastrata alle sue estremità nei contrafforti. Quanto poi ai contrafforti si impiegherà per loro lo stesso metodo di calcolo che per le dighe di muratura massiccia.

Come si vede dunque il cemento armato, come fu applicato specialmente negli Stati Uniti per la costruzione delle alte dighe di trattenuta, si presta assai bene a fornire un tipo di diga con vani, che, per la sua costituzione stessa, è completamente garantito contro le sotto-pressioni, e quindi in particolare adatto per i terreni permeabili, dove in generale le dighe in muratura, non sono applicabili.

Si deve peraltro osservare che, perchè le dighe in cemento armato possano resistere alle forti pressioni

cui sono soggette, bisogna necessariamente abbondare nelle loro dimensioni e spessori, in guisa che non sono più convenienti in confronto delle altre strutture.

Il che ha fin fatto dire a qualche autore ⁽⁴⁶⁾ che le dighe in cemento armato si prestano specialmente nei paesi soggetti a terremoto; e ciò forse per analogia con le dighe in ferro di Lima e di Callao, citate alla nota ⁽⁴³⁾.

§ 2. Forma, profilo trasversale e dimensioni delle briglie.

Nella maggior parte dei casi, le briglie in muratura sono le sole che siano capaci di realizzare le migliori condizioni di stabilità; epperò noi studieremo in maniera affatto particolare quali siano la forma, il profilo e le dimensioni da assegnarsi a queste briglie.


In principio è evidente che la briglia sarà soggetta alla sola spinta dell'acqua. Poi, a mano a mano che si formeranno i depositi a tergo della briglia, scemerà la spinta dell'acqua e a deposito compiuto il manufatto si troverà cementato solo dalla spinta delle terre; ma ad ogni modo noi dovremo costruir l'opera con dimensioni tali che possa resistere alla spinta maggiore, cioè a quella dell'acqua.

Quale sarà la sezione ovvero sia il profilo trasversale più conveniente da darsi alla briglia?

La teoria ⁽⁴⁷⁾ dice che tale sezione dovrebbe avere la forma triangolare rettangola col cateto maggiore verticale rivolto a monte e colla base disposta secondo l'altro cateto orizzontale ed eguale a due terzi del cateto maggiore.

⁽⁴⁶⁾ SYMPHER, « Der Talsperrenbau in Deutschland »; Berlin, 1907.

⁽⁴⁷⁾ CASTIGLIANO, « Manuale pratico per gli ingegneri »; Parte quarta, Capitolo II « Muri di sostegno delle acque »; Torino, 1888.



Valentini July 1915
Dist. 7. (95)

Infatti noi sappiamo che con la muratura di qualunque genere essa sia e per quanto bene eseguita, non conviene mai fare affidamento che essa possa resistere con sicurezza a sforzi di trazione neanche se piccoli. Bisognerà dunque che il nostro muro in tutti i punti di ogni sezione orizzontale sia soggetto sempre soltanto a compressione. Dalla meccanica si sa che la

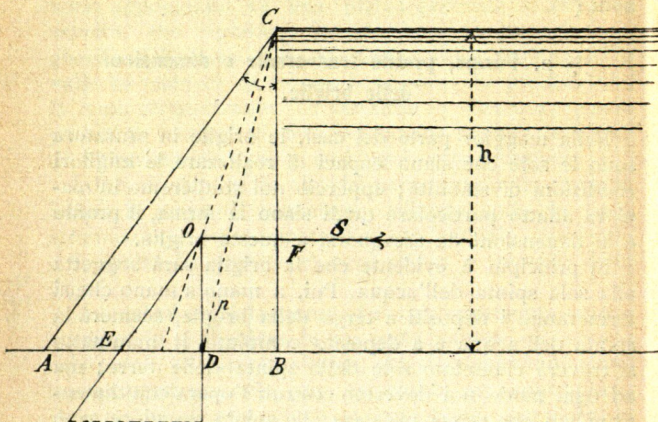


Fig. 56.

condizione perchè questo avvenga è che la risultante di tutte le forze applicate al muro in esame non esca dal nocciolo centrale della sezione che si considera.

Perciò basterà che sia contenuta nel terzo medio della base AB (vedi fig. 56).

Supponiamo che il muro sia soggetto solo all'azione del suo peso P . Questo potrà considerarsi applicato nel baricentro O e basterà, perchè la base non sia soggetta a tensione, che la OP tagli la base in un punto D tale che $\overline{DB} = \frac{1}{3} \overline{AB}$.

Lo stesso vale per una sezione orizzontale qualunque del triangolo ABC , cosicchè la retta CD risulta il luogo dei centri d'applicazione della risultante quando la briglia è soggetta soltanto al proprio peso.

Consideriamo adesso anche la spinta dell'acqua. Come si sa, la pressione idrostatica esercitata dall'acqua normalmente ad una superficie piana è uguale al peso di un prisma liquido avente per base la superficie pre-muta e per altezza la profondità a cui si trova sotto il livello liquido il centro di gravità della superficie stessa; e, quando la sommità della superficie coincide col pelo d'acqua, il centro della detta pressione trovasi ad una profondità uguale a $\frac{2}{3}$ della totale altezza del liquido h .

Se dunque F è l'incontro della spinta orizzontale S con il lato verticale BC , sarà:

$$\overline{FB} = \frac{1}{3} h.$$

Allora nell'ipotesi che agiscano insieme le due forze considerate, cioè il peso del muro e la spinta dell'acqua, affinchè il muro non sia soggetto a nessun sforzo di tensione, la risultante di queste due forze dovrà al massimo cadere nel terzo medio esterno E del cateto base.

Dovremo avere quindi la direzione OE parallela a CA , ossia alla scarpa a valle del muro.

Perciò rappresentando allora il triangolo ODE il poligono delle forze, dovrà sussistere la proporzione:

$$\frac{ED}{OD} = \frac{S}{P}$$

e osservando inoltre che dai 2 triangoli simili EDO e ABC si ricava

$$\overline{ED} : \overline{OD} = \overline{AB} : \overline{BC}$$

Valentini

si avrà

$$S : p = AB : BC \quad (30)$$

I valori di S e di P , se consideriamo per esempio una porzione di briglie lunga un metro, saranno rispettivamente $S = \omega \overline{BC} \frac{BC}{2}$, dove ω è il peso specifico del liquido, e

$$P = \omega_1 \overline{AB} \frac{BC}{2},$$

dove ω_1 è il peso specifico della muratura. E quindi il rapporto di questi due valori sarà

$$\frac{S}{P} = \frac{\omega}{\omega_1} \frac{\overline{BC}}{\overline{AB}} \quad (31)$$

Eguagliando ora i valori $\frac{S}{P}$ dati dalle formole (30) e (31), si ha:

$$\frac{\overline{AB}}{\overline{BC}} = \frac{\omega \overline{BC}}{\omega_1 \overline{AB}}$$

ossia:

$$\frac{\omega}{\omega_1} = \frac{\overline{AB}^2}{\overline{BC}^2} \quad (32)$$

Osserviamo che dalla figura 56 si ricava

$$\frac{\overline{AB}}{\overline{BC}} = \text{tag} \cdot A \hat{C} B = i$$

da cui

$$\frac{\overline{AB}^2}{\overline{BC}^2} = i^2 \quad (33)$$

Valentini



Tav. 25. — Briglia in calce in costruzione nell'anno 1905 nella parte media del torrente Rampaio, affluente del Rio Maggiore (Porretta, Prov. di Bologna).

epperò dalle due precedenti equazioni si ottiene:

$$i = \sqrt{\frac{\omega}{\omega_1}} \quad (34)$$

ossia la scarpa della parete esterna deve essere eguale alla radice quadrata del rapporto fra i pesi specifici dell'acqua e del muro, ossia ai numeri deve essere eguale

a $\sqrt{\frac{1.00}{2.25}}$ da cui si ricava $i = 0.666 = \frac{2}{3}$

Perciò resta comprovato che nelle briglie in muratura la base AB deve essere eguale a $\frac{2}{3}$ dell'altezza. Per qua-

lunque sezione le rette CE e CD sono i luoghi geometrici dei centri di pressione; CE quando il muro è soggetto anche alle spinte d'acqua e CD quando è soggetto solo al proprio peso.

Ma praticamente non è possibile dare alle briglie uno spessore nullo in sommità anche astraendo dalla difficoltà materiale di costruire i conci di coronamento ad angolo acuto.

Poi la briglia oltre alle condizioni di stabilità generale, cioè oltre a dover resistere al rovesciamento, allo scorrimento e allo schiacciamento, deve aver la corona sufficientemente robusta perchè resista all'urto dell'acqua in modo che non sia trascinata dalla corrente; e da ultimo è essenziale che la parete a valle non sia soggetta all'urto dello stramazzo ossia alle materie che può portare il torrente, fra le quali vi possono essere grossi massi che guastino la briglia; quindi si esige che la sua scarpa non abbia ad eccedere un certo valore, mentre d'ordinario se l'altezza della briglia è appena notevole quella che si ottiene dal profilo teorico è troppo grande.

Dunque dobbiamo considerare la resistenza di una bri-

Valentini

glia sotto questi tre aspetti: la stabilità generale, quella della corona, e quella della scarpa ⁽⁴⁸⁾ e ⁽⁴⁹⁾.

§ 3. Stabilità della scarpa.

Consideriamo anzitutto la briglia sotto l'aspetto importantissimo della stabilità della scarpa, ossia indaghiamo quale è la scarpa massima che si può assegnare a una briglia. A tal uopo supponiamo che la briglia abbia profilo trapezio, osservando che per la nostra ricerca la forma del profilo è indifferente, bastando che la scarpa abbia quel dato valore che risulta necessario per la sua sicurezza.

Sia \overline{CE} la scarpa (fig. 57) e consideriamo la traiettoria parabolica del filetto più prossimo alla corona della briglia, che sarà rappresentata dalla curva DMF . Sia D l'origine di due coordinate ortogonali e propriamente sia la orizzontale AD l'asse della ascisse X , e sia la verticale DE l'asse delle ordinate Y .

Considerando un punto M della detta traiettoria, dalle leggi che regolano la caduta dei gravi ricaviamo che

$$X = v t \quad (35)$$

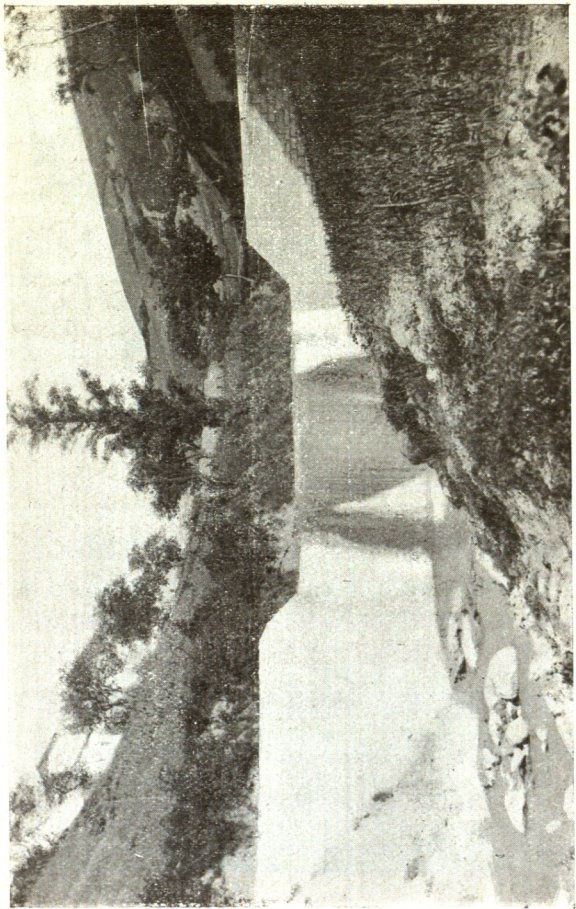
$$Y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (36)$$

nelle quali v è la velocità iniziale, g l'accelerazione e t è il tempo che il filetto ha impiegato a portarsi dall'origine D al punto M le cui coordinate X ed Y rappresentano anche rispettivamente la distanza orizzontale e quella verticale che il mobile avrà percorso dopo il tempo t .

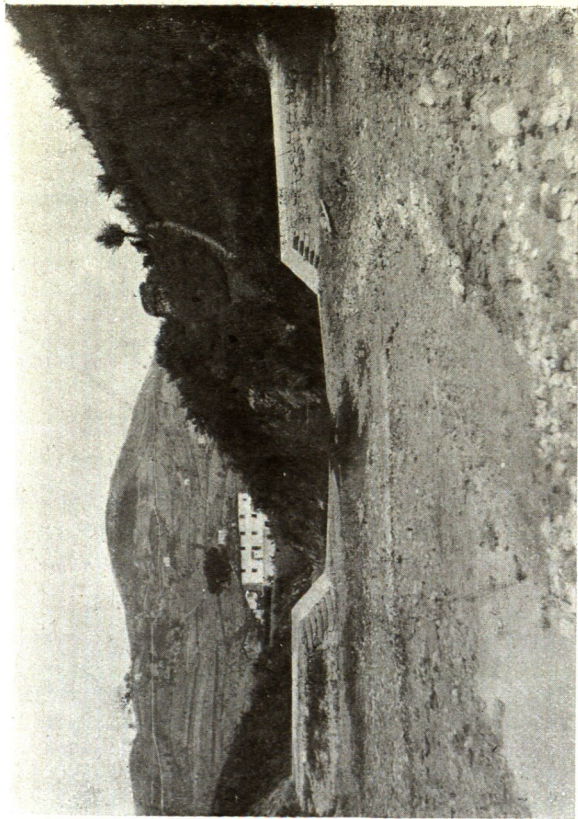
⁽⁴⁸⁾ VALENTINI, «Sulla forma delle briglie»; Giornale *Il Politecnico*, Milano, 1892.

⁽⁴⁹⁾ WANG, «Grundriss der Wildbachverbauung» II Theil, VIII Abschnitt; Leipzig, 1903.

Valentini



Tav. 26. — Prima briglia in muratura costruita nel Rio di Fondo (1908), affluente del Bidente (Forlì).



Tav. 27. — La stessa briglia della fig. 26 vista di sopra.

Allora quadrando la (35) avremo

$$X^2 = v^2 t^2 \quad \text{da cui} \quad t^2 = \frac{X^2}{v^2}$$

e sostituendo nella (36) si ottiene

$$Y = \frac{1}{2} g \frac{X^2}{v^2} \quad (37)$$

la quale è l'equazione della traiettoria parabolica dello stramazzo.

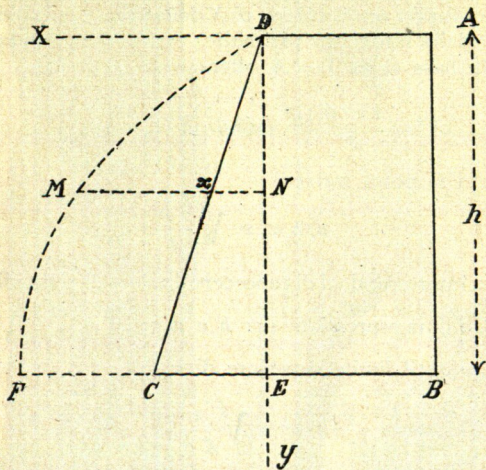


Fig. 57.

Ora il punto della scarpa della briglia più sfavorevolmente esposto all'urto dello stramazzo è l'estremo esterno C della base.

Considerando dunque il punto sulla sezione di base

Valentini

della briglia dove viene a cadere il filetto F dello stramazzo si vede che esso ha le coordinate

$$X = EF \text{ e } Y = DE = h$$

E perchè la scarpa non sia battuta dallo stramazzo dovrà intanto essere $\overline{EC} < EF$ cioè di X ed esprimendo, come usasi di solito, la \overline{EC} in funzione dell'altezza, cioè ponendo $\overline{EC} = n_1 h$, dove n_1 indica il rapporto fra la scarpa \overline{EC} e l'altezza h della briglia, dovrà essere: $n_1 h < X$.

Ricavando ora il valore di X della preaccennata equazione della traiettoria parabolica (37) e osservando che per la base si ha $Y = h$, otteniamo:

$$X^2 = \frac{2v^2 h}{g} \text{ e quindi } X = v \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

per cui si potrà scrivere:

$$n_1 h < v \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

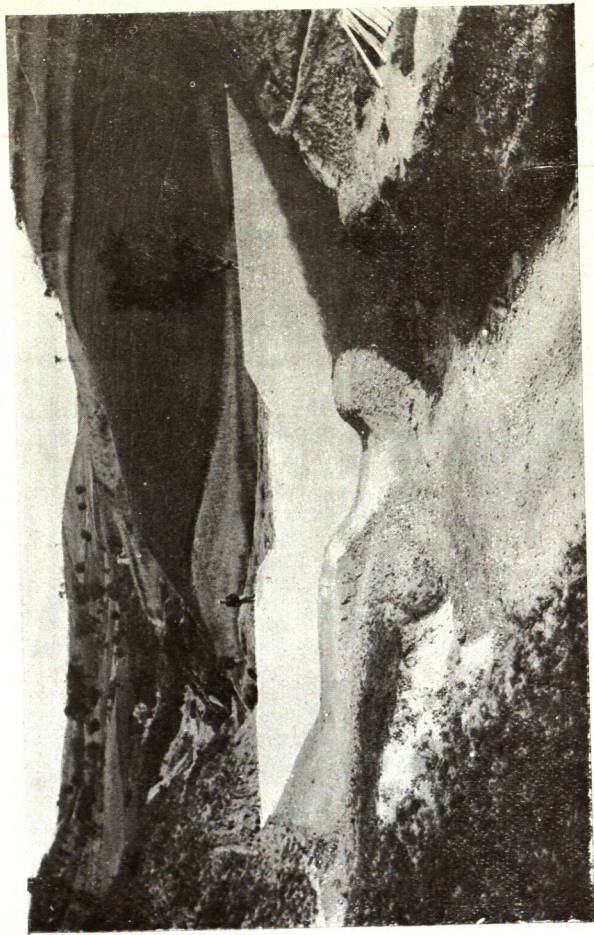
Ora interessandoci di conoscere il valore di n_1 dividiamo quest'ultima espressione per h e avremo $n_1 < v \sqrt{\frac{2}{gh}}$

Dunque il limite superiore di n_1 è

$$n_1 = v \sqrt{\frac{2}{gh}} \quad (38)$$

nella quale al posto di v bisogna mettere la velocità colla quale sono trasportate le pietre più piccole, che possono danneggiare il paramento a valle della briglia. Allora ricordando che v è dato dalla formola

$$v = \sqrt{\frac{(d - \gamma) b f \cos \alpha}{0,0768}}$$



Tav. 28. — Prima briglia in muratura costruita nel Rio Zerbaia (1509), affluente del Pondo (Prov. di Forlì).

se al posto delle lettere d, γ ed f mettiamo i loro valori, cioè $d = 2400$, $\gamma = 1000$ ed $f = 0.76$, si ottiene che il limite maggiore di v è dato da

$$v = \sqrt{14 b \cos a} \quad (39)$$

dove a è l'angolo che il fondo fa con l'orizzontale e b la lunghezza della pietra considerata (ossia anche il suo lato quando la si supponga ridotta a forma cubica). Ora sostituendo questo valore nella precedente si ottiene n_1 .

Senonchè potendosi nella pratica ammettere che le pietre più piccole che possono guastare la parete esterna abbiano la grossezza di m. 0.10 e potendosi pure ammettere a titolo di semplificazione, che la pendenza del torrente sia $\text{tag } a = 0.10$, non tanto perchè questo sia un valore frequente nei casi ordinari quanto perchè le sue variazioni influiscono assai poco sul valore di v , essendo $\cos a$ sempre prossimo all'unità, la formola (39) dà per es. il seguente valore numerico $v = 1.18$.

Allora sostituendo questo valore nella (38) si ha:

$$n_1 = 1.18 \sqrt{\frac{2}{g h}}$$

Ma $\frac{2}{g} = 0.204$ dunque

$$\begin{aligned} n_1 &= 1.18 \sqrt{0.204} \sqrt{\frac{1}{h}} = \\ &= 1.18 \times 0.45 \frac{1}{\sqrt{h}} = 0.531 \sqrt{\frac{1}{h}} \end{aligned} \quad (40)$$

E quindi il massimo valore da assegnare alla base della scarpa essendo $n_1 h$ sarà dato dalla

$$\begin{aligned} n_1 h &= h \times 0.531 \sqrt{\frac{1}{h}} = h \times 0.531 \sqrt{\frac{1}{h}} = \\ &= 0.531 \sqrt{\frac{h^2}{h}} = 0.531 \sqrt{h} \end{aligned} \quad (41)$$

Valentini

Per le applicazioni che occorrono nella pratica conviene distinguere le briglie in diversi gruppi a seconda della loro altezza.

Così se nella (40) si assegnano ad h i seguenti determinati valori

$$h = \text{metri } 4.50 \quad 7.00 \quad 12.00 \quad 28.00$$

si ottengono per n_1 i valori.

$$n_1 = 0.25 \quad 0.20 \quad 0.15 \quad 0.10$$

questi coefficienti hanno il grandé vantaggio di prestarsi per la loro rotondità a calcoli rapidi e anche mentali, perciò nella pratica potremo ritenere i seguenti valori limiti per la scarpa a valle in funzione dell'altezza h della briglia:

Per briglie di altezza	$h > 4.{}^m50$	scarpa	$> 0.25 h$
» » » »	$h > 7.{}^m00$	»	$> 0.20 h$
» » » »	$h > 12.{}^m00$	»	$> 0.15 h$
» » » »	$h > 28.{}^m00$	»	$> 0.10 h$

E per le altezze $h > 28.{}^m00$ potremo ritenere la scarpa a valle = $0.05 h$, valore quest'ultimo che come ci mostra la formola (40) potrebbe essere consentito anche per una briglia che avesse l'altezza di 100 metri, che è assai più grande dell'altezza delle maggiori briglie costituite; poichè anche le più alte dighe di trattenuta non superano l'altezza di circa 50 metri.

Da quanto è stato ora esposto si vede chiaramente come tutti i valori pratici di n_1 , compreso anche quello maggiore di 0.25, sono ben minori della quantità $\frac{2}{3}$ che risulterebbe pel profilo teorico (cioè da quello

triangolare avente la base eguale a due terzi dell'altezza) ⁽⁵⁰⁾.

Si è pertanto già manifestato che sia per le esigenze costruttive, sia per la stabilità della corona, come meglio si vedrà or ora, non si può adottare il profilo teorico che finisce alla sommità in punta e che ha la base uguale a $\frac{2}{3}$ dell'altezza e bisogna invece assegnare alla corona della briglia un certo spessore.

Ne consegue che se si imagina trasformato il profilo teorico triangolare in altro profilo che, pur serbando la parete interna verticale e la base eguale a due terzi dell'altezza, abbia però il voluto spessore in corona, si viene con ciò altresì indirettamente a ridurre la grandezza della scarpa.

Perciò coll'aumentare convenientemente la larghezza della corona si potrà ridurre la scarpa fino al limite corrispondente a quello fra i succitati coefficienti che compete all'altezza effettiva della briglia che si considera.

Ora la detta trasformazione del profilo teorico in altro profilo che se ne allontani il meno possibile ma che in pari tempo soddisfi a tutte le condizioni che all'atto pratico si impongono per la stabilità della briglia sia riguardo alla scarpa sia riguardo alla corona si può ottenere in due modi, cioè:

1^o Si può, con una prima trasformazione, convertire il profilo teorico o triangolare *ABC* in un profilo trapezio *ABCD* (vedi fig. 58), che abbia la corona *CD* abbastanza grande da offrire la voluta resistenza e dove

⁽⁵⁰⁾ Effettivamente la formola (40) per briglie assai basse (cioè alte appena m. 0.50 ÷ m. 1.00) fornisce valori di scarpa vicini a 0.66. Ma, essendo assai raro il caso che le briglie abbiano una altezza minore di m. 2.50 ÷ m. 3.00 anche per evitare un apposito conteggio per ogni briglia, nella pratica si trova più conveniente per determinare la scarpa a valle delle briglie di ricorrere alla detta scala di coefficienti che incomincia col valore più elevato di 0.25 e finisce con quello di 0.05.

la scarpa AE sia così piccola da non essere colpita e danneggiata dal materiale trasportato dalla corrente.

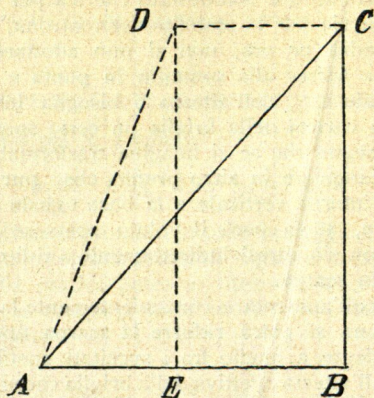


Fig. 58.

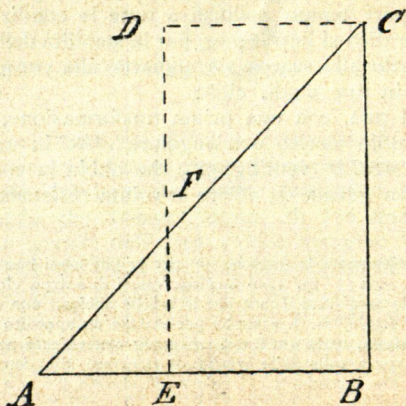


Fig. 59.

2^o Oppure si può convertire il profilo teorico (triangolare) ABC in altro profilo $ABC DFA$ (pentagono) (vedi fig. 59) e tale che la sua corona CD e la sua scarpa AE soddisfino ancora ai preaccennati requisiti.

Per evitare poi gli angoli acuti nei conci della parte inferiore AF di quest'ultimo profilo oppure del parametro AD del profilo trapezio, rendendone anche meno difficile e costosa la lavorazione si può all'atto costruttivo sostituire alla parete esterna inclinata una gradinata equivalente.

§ 4. Stabilità della corona.

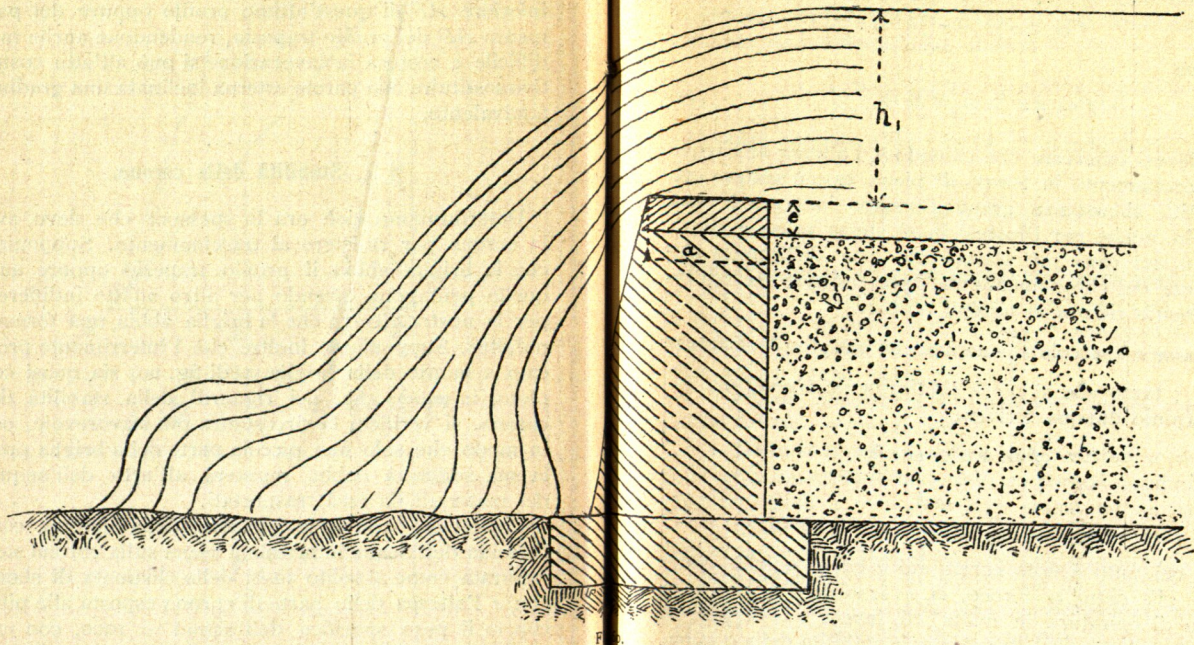
Determiniamo cioè ora lo spessore che deve avere la corona per resistere al trascinamento. Supponiamo che la briglia abbia il profilo trapezio oppure anche quello pentagono essendo per altro affatto indifferente per la nostra ricerca che la briglia abbia una forma od un'altra. Supponiamo inoltre che l'interrimento provocato a monte della briglia (vedi fig. 60) sia quasi completo, in modo che, nei riguardi della stabilità della corona, si verifichi la circostanza più sfavorevole, ossia in modo che solo una piccola parte della briglia presso la sua sommità debba resistere all'urto dell'acqua e dei materiali da essa trasportati.

Chiamiamo con a lo spessore della corona, con h l'altezza dell'acqua in massima piena sulla corona stessa misurata come al solito fuori della chiamata di sbocco, con e l'altezza della parte di corona esposta alle piene, con ω il peso specifico dell'acqua = 1000, con ω_1 il peso specifico della muratura = 2250, e con f il coefficiente d'attrito che, per la muratura in malta, può essere ritenuta = 1.

La forza P , che tende a trascinare il coronamento della briglia, non è altro che la pressione esercitata, dall'urto dell'acqua, la quale come è noto, è uguale

Valentini

al peso di un prisma di acqua avente per base la superficie premuta e per altezza la profondità del baricentro della superficie stessa al disotto del livello liquido ⁽⁵¹⁾, sarà cioè, considerando come si suole una



⁽⁵¹⁾ Veramente in un calcolo esatto si dovrebbe tener conto anche del carico relativo alla velocità di arrivo all'acqua, ma però nella pratica questo carico si trascura, per diverse circostanze. Anzitutto bisogna considerare che la briglia produce un rallentamento nella corrente, tanto che la velocità di questa difficilmente può sorpassare i 2 o i 3 metri a cui rispettivamente corrispondono carichi di m. 0,20

porzione di briglia lunga un metro

$$P = \omega e \left\{ h_1 + \frac{e}{2} \right\}$$

o di m. 0,46 sempre piccolo in confronto all'altezza h_1 dello stramazzo che d'ordinario è di parecchi metri. Poi con opportuni artifici si suole nella costruzione del coronamento delle briglie, abbondare nella sua robustezza sia adoperando pezzi di eccezionale grossezza, sia ricorrendo a chiavi e tiranti per assicurare i pezzi stessi alla sottostante parte di briglia.

Valentini

La resistenza opposta dalla corona è:

$$f \omega_1 a e$$

Ora per la sicurezza bisognerà che sia

$$f \omega_1 a e > \omega e \left\{ h_1 + \frac{e}{2} \right\}$$

oppure

$$f \omega_1 a e > \omega \left\{ e h_1 + \frac{e^2}{2} \right\} \quad (42)$$

Qui devesi osservare che essendo h_1 l'altezza dell'acqua sul coronamento in tempo di piena, essa è sempre una quantità abbastanza grande, mentre invece e è assai piccolo anche per l'ipotesi in sè stessa presa a considerare del caso più sfavorevole cioè dell'ipotesi che l'altezza del coronamento che deve resistere sia dall'interrimento ridotta ai minimi termini.

Ora se e è piccola $\frac{e^2}{2}$ sarà anche più piccola di fronte a $e h_1$; tanto che si potrà praticamente trascurare.

Potremo dunque scrivere

$$f \omega_1 a e > \omega e h_1$$

e quindi

$$a > \frac{\omega h_1}{f \omega_1} \quad (43)$$

In cui tutto è noto eccettuato a ed h_1 poichè come si è già detto $\omega = 1000$, $\omega_1 = 2250$ ed $f = 1.00$ se si tratta di muratura in malta ed invece $f = 0.76$ se la muratura è a secco. Perciò per la stabilità della corona, dovrà essere:

$$a > 0.44 h_1 \quad (44)$$

quando il coronamento è in malta; oppure

$$a > 0.58 h_1 \quad (45)$$

se il coronamento è a secco.

Per poter determinare a bisognerà allora trovare il valore di h_1 che si desume dalla portata Q di massima piena del torrente. Perciò, considerando lo stramazzo del deflusso di massima piena e indicando con l la larghezza dello stramazzo stesso e con μ il coefficiente di efflusso che per gli stramazzi si può approssimativamente ritenere $\mu = 0.40$, si avrà

$$Q = \mu l \sqrt{2g} h_1^3 = \mu l h_1^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}$$

e si potrà ritenere $Q = 1.75 l h_1^{\frac{3}{2}}$; donde si ricava

$$h_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1.75 l}\right)^2} \quad (46)$$

Prima di passare ad altro argomento sarà però bene notare che, sebbene nella massima parte dei casi pratici la formola precedente basti a dare il valore di a , pure qualche volta, però in via eccezionale, si devono assumere valori anche molto maggiori.

Ciò accade specialmente quando si verifica l'uno o l'altro dei due seguenti fatti:

1. Quando il peso specifico delle correnti a motivo della gran quantità di materiali trasportati non può più ritenersi eguali a 1000, ma deve assumersi maggiore.

2. Quando a valle della corona della briglia, a motivo della mancanza d'accesso dell'aria atmosferica, la rarefazione salga a un punto tale da esercitare sul coronamento della briglia una sottopressione che va aggiunta alla pressione della colonna a monte che tende a trascinare il coronamento stesso.

La diversità di peso specifico può portare sensibili conseguenze. Infatti se, per es. supponiamo che la massa fluida di un torrente contenga solo $\frac{1}{8}$ del suo peso d'acqua, e che gli altri $\frac{7}{8}$ (sempre in peso) siano costituiti da materie terrose aventi un peso specifico di

Valentini

2.50, che è in cifra tonda il peso specifico della maggior parte delle rocce, vediamo subito che il peso specifico di tutta la massa fluida risulta notevolmente maggiore di 1. Infatti se indichiamo con v e con v_1 , rispettivamente i volumi dell'acqua e delle sostanze terrose che entrano in un decimetro cubo di massa fluida, i pesi delle parti stesse saranno rispettivamente $v \times 1,00$ e $v_1 \times 2,50$.

Inoltre dovranno sussistere le seguenti relazioni ancora :

$$v + v_1 = 1 \quad (47)$$

e

$$v \times 1,00 = \frac{1}{7} v_1 \times 2,50 \quad (48)$$

E se indichiamo il peso specifico del miscuglio con ω , sarà

$$\omega = v + v_1 \cdot 2,50 \quad (49)$$

Così si hanno tre equazioni con tre incognite, le quali risolte ci daranno il valore di ω .

Dalle (47) e (48) abbiamo:

$$v = 1 - v_1$$

$$v = \frac{2,50}{7} \cdot v_1$$

per cui

$$1 - v_1 = \frac{2,50}{7} v_1 \quad \text{e} \quad v_1 = \frac{1}{1 + \frac{2,50}{7}} = \frac{7}{9,50}$$

Per cui se noi dividiamo il volume totale della massa fluida in 9.5 parti, 7 di queste saranno di materie solide e le altre 2.50 di acqua.

Analogamente ricavando v_1 dalle (47) e (48) si ha:

$$v_1 = 1 - v$$

$$v_1 = \frac{7}{2,50} v$$

e $1 - v = \frac{7}{2,5} \cdot v$ da cui $v = \frac{1}{1 + \frac{7}{2,5}}$ ossia $v = \frac{2,5}{9,5}$

la quale riconferma quanto s'è detto sopra, che cioè se si divide il volume totale in parti 9,5, due e mezza di queste saranno acqua.

Sostituendo poi nella (49) i valori numerici dei detti volumi si ottiene il valore che si cerca del peso di un decimetro cubo, ossia il peso specifico di tutta la massa. Infatti si ha

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{2,50}{9,50} + 2,50 \frac{7}{9,50} = 2,50 \frac{1 + 7}{9,50} = \\ &= \frac{8 \times 2,50}{9,50} = \frac{20}{9,5} = 2,105 \end{aligned}$$

Sostituendo allora nella formola (43) che dà il valore di a i valori seguenti:

$$f = 1$$

$$\omega_1 = 2250$$

$$\omega = 2105$$

avremo:

$$a > \frac{2105}{2250} h_1$$

$$a > 0,94 h_1 \quad (50)$$

Si vede dunque che nel caso ora considerato si richiede addirittura un valore più che doppio per lo spessore della corona. Come abbiamo già detto, un altro feno-

Valentini

meno che può influire per esigere uno spessore di corona ancora più grande è quello della rarefazione che si produce in certi casi tra lo stramazzo e il paramento sottocorrente della briglia. Questo avviene quando nello spazio fra la vena e la faccia a valle della briglia, manca l'accesso dell'aria. Allora la rarefazione dell'aria può ivi raggiungere un limite tale da formarvisi una non pressione che, secondo le esperienze fatte da Bazin sul deflusso degli stramazzi, può in certi casi anche essere minore della pressione atmosferica di una quantità rappresentata da una colonna d'acqua $= 2.2 h_1$. Perciò siccome anche questa nonpressione come è evidente tende a trascinare la corona della briglia, nella formola che serve a calcolare lo spessore della corona stessa, al carico della colonna dello stramazzo alto h_1 dovremo aggiungere anche il carico $2,2 h_1$ ossia dovremo al posto di h_1 sostituire $3.2 h_1$. E allora si otterrà per lo spessore a della corona della briglia il seguente valore:

$$a > 1.41 h_1 \text{ quando la briglia è di muratura in calce (51)}$$

$$a > 1.86 h_1 \text{ quando è a secco. (52)}$$

Però nella maggior parte dei casi della pratica non occorre di preoccuparsi degli effetti di detta rarefazione nello spazio situato fra lo stramazzo e la faccia a valle della briglia, perchè nello spazio stesso l'aria atmosferica ha, all'atto pratico, liberissimo accesso, anche per il fatto che, affinchè la corrente non distrugga la briglia, ai fianchi si dà alla corona la forma di cunetta, in modo che a valle della briglia il detto spazio, ai fianchi dello stramazzo, è in libera comunicazione.

§ 5. Stabilità generale.

Si è già visto come, per trasformare il profilo teorico cioè quello triangolare in altro che se ne scosti il meno possibile, ma in pari tempo soddisfi alle volute condi-

zioni di stabilità anche riguardo alla corona e alla scarpa della parete a valle, si arrivi al profilo trapezio e a quello pentagonale, come quelli che sono di forma più vicina e in pari tempo sono più semplici.

Esaminiamo perciò ora quale sia il più conveniente di questi due profili, cioè del profilo trapezio e del profilo pentagono, sia nei rapporti della economia, che della stabilità generale.

Supporremo naturalmente che la briglia sia di pianta rettilinea; perchè se fosse curvilinea essa lavorando come volta rovescia, offrirebbe maggiore resistenza e richiederebbe spessore minore come vedremo in seguito.

a) *Profilo trapezio.* — Imaginando che il profilo, ovverosia la sezione trasversale della briglia, sia rappresentata dal trapezio $ABCD$ (vedi la fig. 61), le condizioni generali di stabilità sono le seguenti:

1. Il centro di pressione deve cadere nel terzo medio, perchè non solo non vi sia nessun pericolo di rovesciamento, ma anche perchè (come generalmente si ammette) la muratura non sia esposta a sforzi di tensione.

2. Il rapporto tra lo sforzo di taglio e la pressione verticale deve essere minore del coefficiente di attrito, perchè non vi sia nessun pericolo di scorrimento.

3. La pressione verticale massima deve essere minore del coefficiente di resistenza alla compressione, perchè non vi sia nessun pericolo di schiacciamento.

Consideriamo la sezione di base CD . Siano $AB = a$, $CD = b$, $AD = h$.

$\omega = 1000$ kg. il peso specifico dell'acqua per m^3 .

$\omega_1 = 2250$ il peso specifico in media della muratura per m^3 .

Le forze che agiscono sulla briglia sono il peso proprio P e la spinta dell'acqua S .

Valeriani

I loro valori sono ⁽⁵²⁾:

$$P = \frac{a + b}{2} h \omega_1 \qquad S = h \cdot \frac{h}{2} \omega = \frac{h^2}{2} \omega$$

Allora indicando con M il momento di flessione, ossia il momento di tutte le forze rispetto al centro della base G , il rapporto $\frac{M}{P}$ esprime la distanza d del centro di pressione I dal centro della base, e dovrà essere:

$$\frac{M}{P} \text{ non } > \frac{b}{6}$$

Ossia al più dovrà essere:

$$\frac{M}{P} = \frac{b}{6}$$

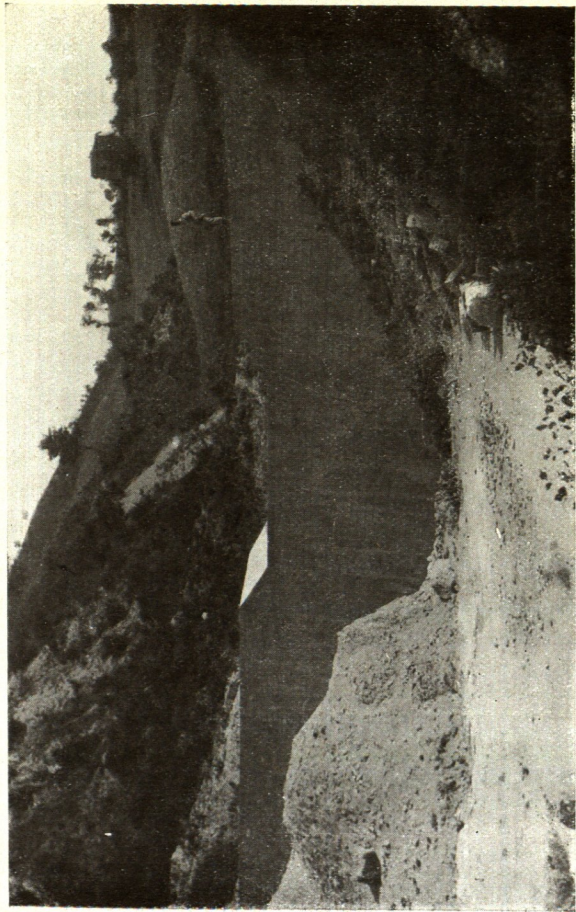
Questa equazione, mentre esprime che è soddisfatta la prima delle 3 suaccennate condizioni, ci serve a ricavare il valore di b .

Determiniamo anzitutto M . Esso sarà eguale alla somma algebrica di tutti i momenti parziali, cioè dei prodotti delle singole forze per i rispettivi bracci di leva, presi col segno più o col segno meno a seconda che il senso della loro rotazione è contrario o conforme a quello degli indici di un orologio.

Sarà cioè

$$M = S \cdot \frac{1}{3} h - P \cdot \overline{GF}$$

⁽⁵²⁾ Per semplificazione di calcolo si trascura la spinta prodotta dall'altezza h_1 dell'acqua al di sopra della corona. Notisi però che anche nella determinazione del peso P si è trascurato quello prodotto dalla massa d'acqua soprastante alla traversa. L'azione di queste due forze è opposta per cui esse tendono ad elidersi negli effetti. Solo per le briglie molto alte, e cioè quando per l'altezza considerevole del manufatto la spinta assume un valore notevole, conviene nel calcolo della spinta tenere conto dell'altezza dello stramazzo sulla corona, nei casi ordinari è una complicazione inutile.



Tav. 29. — Briglia in muratura nel Rio Pennate affluente del Pondo (1909) (Prov. di Forlì).

la quale equivale alla seguente :

$$h : (2b + a) = \left(\frac{2a + b}{a + b} \frac{h}{3} \right) : \left(a + \frac{b}{2} + x \right) \quad (53)$$

dove la quantità $\frac{2a + b}{a + b} \frac{h}{3} = OF$, perchè la geometria ci insegna che il baricentro di un trapezio avente i lati paralleli a e b ($b > a$) e l'altezza h , trovasi sulla retta che unisce i punti di mezzo di a e b a una distanza $\frac{2a + b}{a + b} \frac{h}{3}$ dal lato maggiore b .

Allora la precedente formola (53) diventa

$$h \left\{ a + \frac{b}{2} + x \right\} = \left\{ 2b + a \right\} \frac{2a + b}{a + b} \frac{h}{3}$$

dalla quale si desume

$$x = \frac{1}{3} \left\{ 2b + a \right\} \frac{2a + b}{a + b} - \frac{2a + b}{2}$$

Riducendo allo stesso denominatore avremo

$$x = \frac{2(a + 2b)(2a + b) - 3(2a + b)(a + b)}{6(a + b)}$$

e quindi

$$\begin{aligned} x &= \frac{4a^2 + 8ab + 2ab + 4b^2 - 6a^2 - 6ab - 3ab - 3b^2}{6(a + b)} \\ &= \frac{4a^2 + 10ab + 4b^2 - 6a^2 - 9ab - 3b^2}{6(a + b)} \end{aligned}$$

donde

$$x = \frac{-2a^2 + ab + b^2}{6(a + b)}$$

che ci dà il valore del braccio di P .

La spinta abbiamo trovato essere data da $S = \frac{\omega h^2}{2}$ ed il suo braccio rispetto al centro della base è $\frac{h}{3}$; perciò il momento di S rispetto al centro di figura G è espresso da $\frac{\omega h^3}{6}$ ed è per la suaccennata convenzione positivo.

Il momento del peso P invece, poichè il peso stesso incontra la base a destra del centro di figura sarà negativo e sarà eguale a

$$- \frac{a+b}{2} h \cdot \omega_1 \frac{ab + b^2 - 2a^2}{6(a+b)}$$

Per cui sommando questi due momenti si ha

$$M = \frac{2\omega h^3 - h\omega_1(ab + b^2 - 2a^2)}{12}$$

Ora rammentando che per la stabilità bisogna che la distanza fra il punto di mezzo della base e quello per il quale passa la risultante del peso e della spinta dell'acqua non sia maggiore di $\frac{b}{6}$, ossia nella ipotesi più

favorevole sia uguale a $\frac{b}{6}$; dovremo avere:

$$\frac{M}{P} = \frac{2\omega h^3 - h\omega_1(ab + b^2 - 2a^2)}{\frac{a+b}{2} h\omega_1} = \frac{b}{6}$$

Ma questa equazione si può anche scrivere così

$$\frac{2\omega h^3 - h\omega_1(ab + b^2 - 2a^2)}{12} = \frac{b}{6} \left(\frac{a+b}{2} \right) \cdot h\omega_1$$

Valentin

ossia poichè tutti i termini hanno il fattore comune $\frac{h}{12}$ dividendoli per questo fattore comune si ottiene:

$$2 \omega h^2 - \omega_1 (a b + b^2 - 2 a^2) = b (a + b) \omega_1 \quad (54)$$

Per semplificare supponiamo che a cioè uno dei due lati paralleli del trapezio e propriamente quello più piccolo che corrisponde allo spessore in sommità della briglia sia eguale a una frazione dello spessore in base b cioè supponiamo che sia $a = m b$. Allora avremo:

$$2 \omega h^2 - \omega_1 (m b^2 + b^2 - 2 m^2 b^2) = b (m b + b) \omega_1$$

Osservando che si può raccogliere b , si arriva alla:

$$b^2 (m + 1) \omega_1 + \omega_1 b^2 (m + 1 - 2 m^2) = 2 \omega h^2$$

ossia:

$$b^2 \omega_1 (2 m + 2 - 2 m^2) = 2 \omega h^2 ;$$

togliendo il fattore comune 2 e risolvendo rispetto a b si ottiene

$$b^2 = h^2 \frac{\omega}{\omega_1} \frac{1}{1 + m - m^2}$$

e quindi:

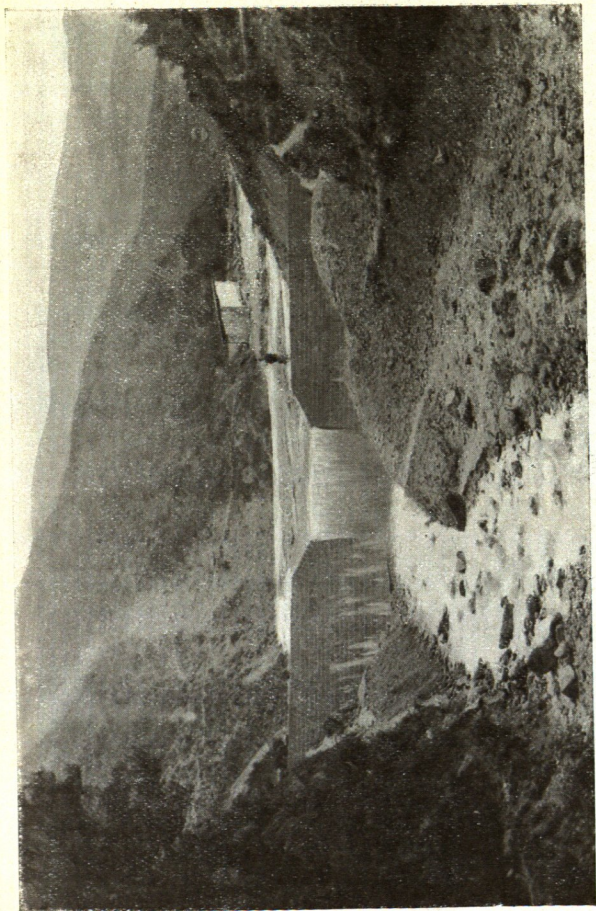
$$b = h \sqrt{\frac{\omega}{\omega_1}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + m - m^2}}$$

Esprimendo il valore del radicale

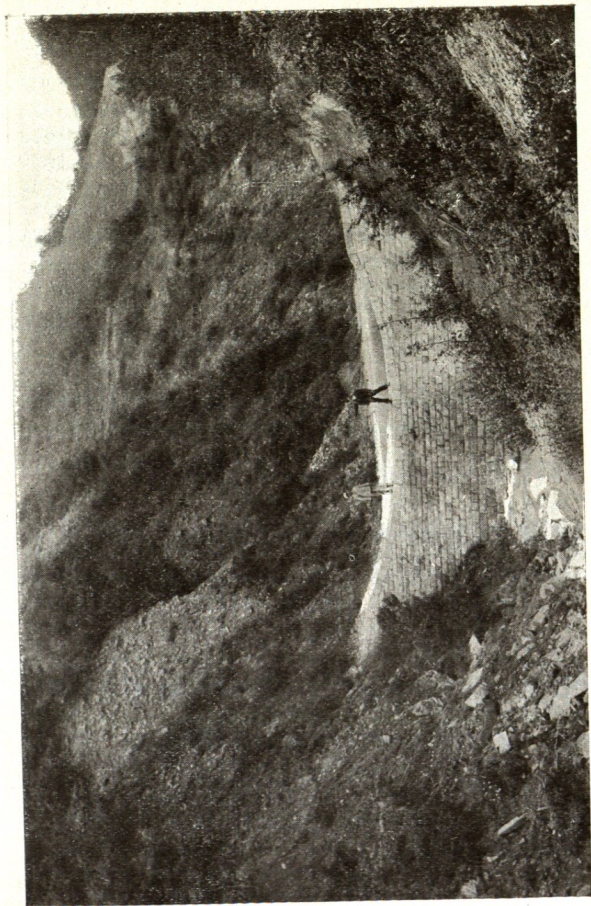
$$\sqrt{\frac{1}{1 + m - m^2}}$$

con n e ricordando che

$$\sqrt{\frac{\omega}{\omega_1}} = \sqrt{\frac{1.000}{2.250}} = \frac{1.00}{1.50} = \frac{2}{3}$$



Tav. 30. — Briglia in muratura costruita nel 1910 sotto la confluenza del Rio Stefano nel Rio Pennate affluente del Pondo (Prov. di Forlì).



Tav. 31. — Briglia a secco costruita nel torrente Rio S. Giacomo (Prov. di Forlì).

ossia 0.666, avremo :

$$b = 0.666 n h \quad (55)$$

Ma la briglia dovrà soddisfare anche alla condizione che la pressione massima unitaria non superi il coefficiente di resistenza alla compressione.

Perciò è necessario trovare anche il valore della pressione massima unitaria.

Ora per la legge del trapezio quando la risultante cade nel terzo medio esterno ossia quando il centro di pressione coincide col limite esterno del terzo medio, la pressione massima verticale R è data da :

$$R = \frac{2P}{b} \quad (55 \text{ bis})$$

Quindi sostituendo il valore di P che per noi è noto perchè abbiamo visto che il peso della briglia

$$P = \frac{a+b}{2} h \omega_1,$$

la pressione massima (verticale) R sarà data dall'equazione :

$$R = \frac{2 \left(\frac{a+b}{2} \right) h \omega_1}{b} = \frac{a+b}{b} \cdot h \omega_1$$

e ponendo ancora come prima : $a = m b$, si ottiene :

$$R = \frac{(m b + b)}{b} h \omega_1 = (m + 1) h \omega_1 \quad (56)$$

Così mentre la (55) ci dà il valore dello spessore alla base tale che la briglia non sia soggetta al pericolo di rovesciamento e nemmeno a sforzi di tensione, la (56) ci dà il valore della pressione massima verticale a cui è sottoposta la briglia.

Valentini

Ora per poter giudicare quale sia il più conveniente (sia nei riguardi dell'economia che della stabilità) fra i due profili: il trapezio e il pentagonale, cominceremo a compilare una tabella nella quale scriveremo i principali valori che possono servire a istituire il confronto fra i due detti profili e che corrispondono ai casi più frequenti nella pratica, supponendo che la briglia abbia un profilo trapezio, e riservandoci di calcolare poi un'analogha tabella per il profilo pentagonale.

La tabella per le briglie di profilo trapezio è la seguente, distinta col N. 1, avvertendo che per la sua redazione in corrispondenza ad ogni tipo di scarpa, si fissa prima a piacimento il valore di m e da esso subito si desume quello corrispondente di

$$n = \sqrt{\frac{1}{1 + m - m^2}}$$

Poi si calcola il valore di b_1 mediante la suaccennata formola (55)

$$b = 0.666 n h$$

Trovato b , da esso si ricava il valore della scarpa, che è $CE = b - a = b - mb = b(1 - m)$. Poscia si calcolano senza difficoltà tutti i valori delle successive colonne.

TABELLA I.

Numero d'ordine	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11							
	Scarpa esterna	$CE = b - a$	Rapporto	$\frac{a}{b} = m$	Spessore alla base b	Spessore in corona a	Volume della briglia	$V = \frac{a+b}{2} h$	Valore della spinta	$S = \frac{1}{2} h^2$	Peso della briglia	$P = \frac{a+b}{2} h^{(1)}$	Rapporto	$\frac{P}{S}$	Pressione massima alla base	$R = (1+m)^{(2)} h$	Osservazioni
1	0.67 h	zero	0.67 h	zero	0.333 h^2	500 h^2	742 h^2	0.67	2250 h	Profilo triangolare.							
2	0.50 h	0.20	0.62 h	0.12 h	0.370 h^2	500 h^2	832 h^2	0.60	2700 h								
3	0.25 h	0.58	0.60 h	0.35 h	0.457 h^2	500 h^2	1069 h^2	0.47	3565 h								
4	0.20 h	0.67	0.61 h	0.41 h	0.510 h^2	500 h^2	1147 h^2	0.44	3757 h								
5	0.15 h	0.75	0.61 h	0.46 h	0.535 h^2	500 h^2	1204 h^2	0.42	3937 h								
6	0.10 h	0.84	0.63 h	0.53 h	0.580 h^2	500 h^2	1305 h^2	0.38	4140 h								
7	0.05 h	0.92	0.65 h	0.60 h	0.625 h^2	500 h^2	1406 h^2	0.36	4320 h								
8	zero	1.00	0.67 h	0.67 h	0.670 h^2	500 h^2	1507 h^2	0.33	4500 h	Profilo rettangol.							

Vediamo ora se i valori che si trovano nella tabella soddisfano realmente alle condizioni di stabilità.

Cominciamo dallo scorrimento.

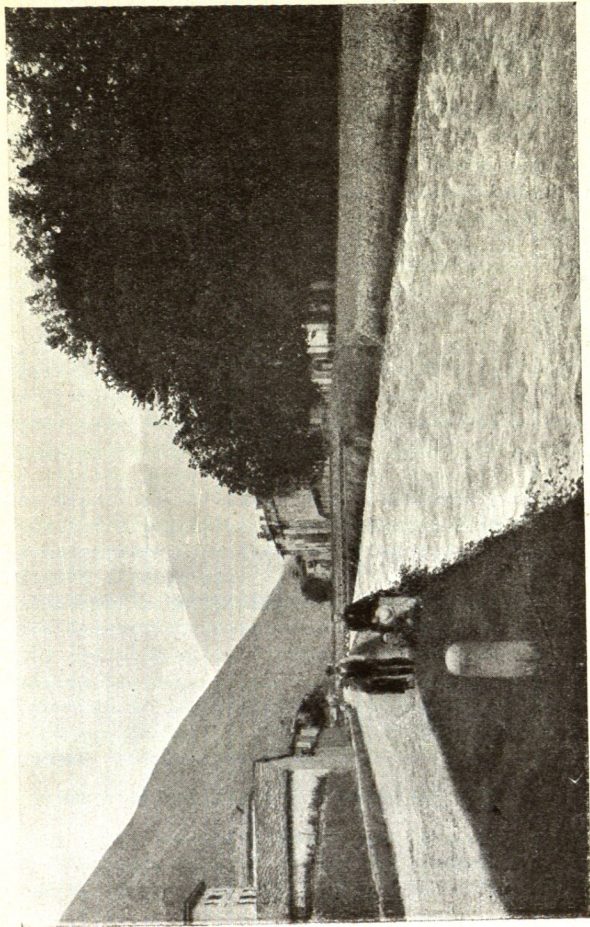
Perchè la stabilità sia assicurata sotto tale riguardo dovrà essere

$$\frac{S}{P} < f$$

dove f è il coefficiente d'attrito che è rispettivamente 0.76 per muri a secco; e 1 per muri con malta.

Dalla tabella si vede che tutti i valori della colonna 9 sono più piccoli non solo di 1 ma anche di 0.76. Da questo lato dunque non v'è nessun pericolo. Quanto alla rotazione o rovesciamento avendo noi posto per base ai nostri calcoli la condizione che la risultante di tutte le forze applicate al manufatto abbia un braccio di leva (rispetto al centro di figura G della base) minore o tutto al più uguale a $\frac{b}{6}$, in grazia di questa ipotesi non potranno esistere sforzi di trazione in nessun punto della massa muraria e tanto meno vi sarà pericolo di rovesciamento.

Finalmente nei riguardi della compressione massima verticale la tabella ci dice che essa assume valori variabili tra un minimo $R = 2250 h$ } per $m = \frac{a}{b} = 0$ cioè
 pel profilo triangolare } ed un massimo $R = 4500 h$
 { per $m = \frac{a}{b} = 1$ cioè pel profilo rettangolare }. È evidente quindi che bisogna conoscere il valore dell'altezza della briglia h per determinare, caso per caso, il rispettivo valore della pressione massima R . Ora è evidente che perchè questo valore di R non oltrepassi il limite di 12 kg. per cm^2 , ossia di 120.000 kg. per m^2 che si suole considerare come il limite massimo di re-



Tav. 32. — Fiume Adda arginato a Tirano (Valtellina).

sistenza anche per le murature costruite con grande accuratezza, se la briglia avrà la forma rettangolare, l'altezza non dovrà superare i m. 26.66, e se la briglia avrà la forma triangolare, non dovrà superare l'altezza di m. 53.33.

Fin qui ci siamo limitati ad accertarci della stabilità rispetto alla base del manufatto. È però facile convincersi col semplice ragionamento che quando le anzicennate condizioni di stabilità sussistono alla base, sussistono anche per tutte le altre sezioni, senza bisogno di verifica.

Infatti la formola (55) $b = 0.666 n h$ ci dice che b varia in proporzione diretta dell'altezza; dunque se la risultante generale interseca la sezione di base all'estremo a valle del terzo medio, poichè risalendo dalla base stessa verso le sezioni superiori del trapezio le loro larghezze decrescono in ragione maggiore dell'altezza, la risultante stessa si avvicinerà al centro. Ne deriva che quanto più la sezione che si considera è lontana dalla base e tanto più la pressione tenderà a distribuirsi uniformemente e in pari tempo diminuirà il pericolo di sforzi di tensione.

La formula (56) ci dimostra, che la pressione massima decresce col diminuire della profondità e quindi nelle sezioni superiori è minore che alla base, anche nella ipotesi che il centro di pressione cada sempre all'estremità del terzo medio; dunque nelle sezioni stesse avvicinandosi invece la risultante al centro, la pressione massima diminuirà ancora più.

Finalmente il rapporto $\frac{S}{P}$ dipende solo dalla inclinazione della scarpa ed è costante per tutte le sezioni di un dato trapezio, quindi se non vi è scorrimento sulla base non ve ne sarà neanche sulle sezioni superiori.

b) *Profilo pentagonale.* — Come abbiamo già detto questo profilo si ottiene da quello triangolare teorico

Valentini

ABC (fig. 62) ritenendo che lo spessore in corona CD invece di essere nullo sia sufficiente per garantire la incolumità della scarpa e della corona e sia costante

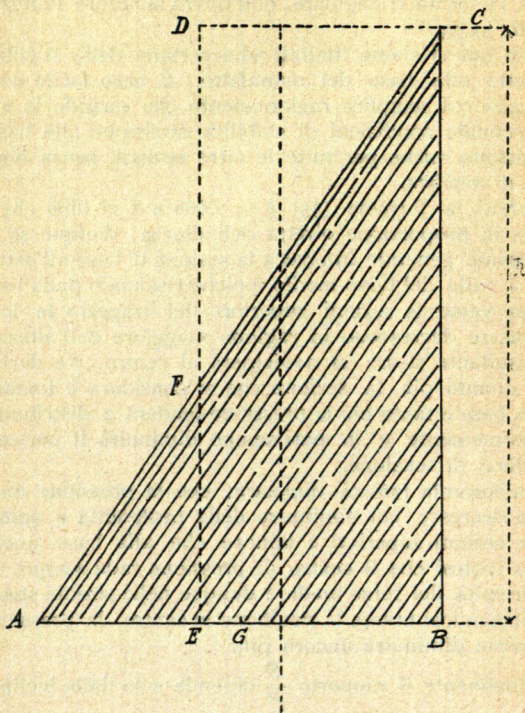


Fig. 62.

fino al punto in cui la parete verticale esterna DF incontra la scarpa CA inclinata in ragione del 2 di base per 3 di altezza. Cosicchè il profilo pentagonale risulta

come costituito dalla unione dei due triangoli simili ABC e CDF .

È evidente che, se la forma triangolare è capace di resistere, tanto meglio vi resisterà la forma pentagona, sia nei riguardi della rotazione sia in quelli dello scorrimento. Infatti è ovvio che se nel profilo teorico ABC la risultante passa per l'estremo a valle del terzo medio, passerà più verso il centro di figura nel profilo pentagonale perchè l'aggiunta della parte CDF aumenterà il peso P spostandone verso destra la linea d'azione; mentre invece la spinta S dell'acqua rimane inalterata.

Così, componendo le due forze, p e p_1 (fig. 63), la risultante nella briglia pentagonale tenderà ad avvicinarsi alla verticale e incontrerà la base più vicino al centro di figura ossia al punto G che non nel caso del profilo triangolare.

Aumentando poi il peso complessivo P , il rapporto $\frac{S}{P}$, il quale rappresenta la tendenza allo scorrimento, diventa sempre più piccolo e diventa quindi sempre minore del coefficiente d'attrito f ; per modo che anche in riguardo allo scorrimento la stabilità è maggiore nel profilo pentagonale, che in quello teorico (triangolare).

Resta ora a considerare la pressione massima. E noi la determineremo per ogni caso tipico, allo scopo di poter quindi istituire il confronto fra il profilo pentagono e quello trapezio.

Rammentiamo che le formule le quali danno le pressioni verticali, massima e minima, cioè le pressioni verticali che rispettivamente si verificano allo spigolo esterno e a quello interno sono date dalla espressione

$$R = \frac{P}{b} \pm 6 \frac{M}{b^2}$$

dove R significa la pressione verticale massima o mi-

Valentini

nima cioè rispettivamente quella allo spigolo interno od esterno secondo che nel secondo membro si prende il segno $+$ o $-$, P è la pressione complessiva verti-

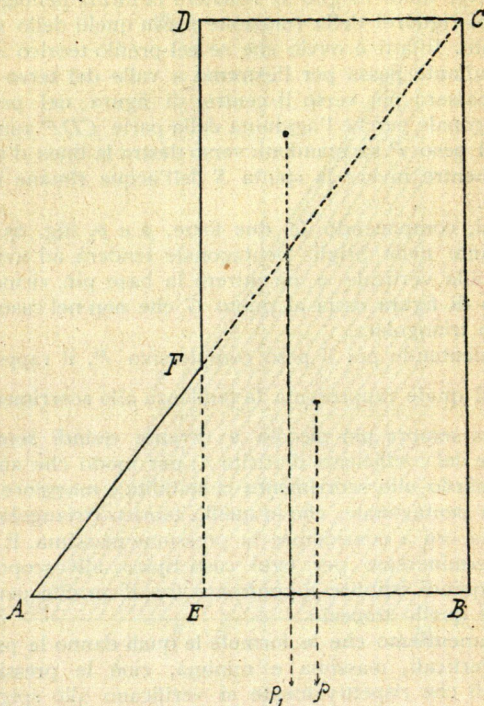


Fig. 63.

cale, ossia la pressione normale alla sezione considerata, b la larghezza della sezione stessa ed M il momento flettente.

Per le applicazioni pratiche conviene aver già preparati calcolati i valori corrispondenti ai principali casi che sogliono occorrere; perciò come pel profilo trapezio calcolammo i valori pei casi più caratteristici, così ora li calcoleremo anche per quello pentagonale.

Però per non ripetere il calcolo che è sempre quello, per tutti i casi, ne considereremo dettagliatamente soltanto uno, cioè quello che corrisponde alla scarpa

$AE = \frac{1}{5} BC$ cioè $= 0.20 h$. Allora essendo pur sempre nell'ipotesi del profilo pentagono la base AB eguale a $\frac{2}{3}$ dell'altezza h cioè $AB = 0.67 h$, lo spessore a in sommità DC sarà eguale ad $AB - AE = 0.47 h$.

Qualora si voglia esprimere lo spessore in sommità in funzione di b , siccome $b = \frac{2}{3} h$, basterà sostituire nella precedente equazione al posto di h il suo valore che si ricava da quest'ultima espressione ossia $h = \frac{3}{2} b$ e si otterrà:

$$a = 0,47 \cdot \frac{3}{2} b = 0,70 b$$

Ricordiamo che per calcolare i momenti, va ritenuto $\omega = 1000$ il peso specifico dell'acqua e $\omega_1 = 2250$ quello della muratura.

Il peso del solido pentagonale si può ricavare tosto decomponendo il pentagono nei due triangoli ABC ed FDC dei quali riesce facile determinare il peso, data la loro similitudine ed essendo fissati i rapporti delle basi e delle rispettive altezze.

Per il peso complessivo del solido pentagonale si ottiene: $P = 0.500 \omega_1 h^2$ e la spinta si ha come in tutti gli altri casi $S = 0.50 \omega h^2$. Il momento di flessione è eguale alla somma dei momenti delle due for-

ze: per S si ha ancora, come sempre,

$$M_s = 0.50 \omega h^2 \frac{1}{3} h;$$

la ricerca del braccio del peso di tutto il pentagono si farà considerando prima il baricentro del triangolo più grande poi quello del più piccolo, poichè il baricentro generale, come è noto, sarà nel punto che dividerà in parti inversamente proporzionali alle rispettive aree la retta congiungente i due baricentri parziali.

Le aree dei due triangoli stanno fra loro come il quadrato dei lati omologhi, dunque il triangolo grande starà a quello piccolo come stanno fra loro i due numeri 1 e 0.49 ossia approssimativamente come 1 e 0.50. Perciò, se si suppone divisa la retta che congiunge i due baricentri parziali a un terzo circa di distanza dal baricentro del triangolo più grande, si troverà il baricentro generale.

Ripetendo il calcolo per tutti i casi più caratteristici si ottengono i seguenti valori.

Profilo teorico (Per le lettere vedi ancora le figure precedenti).

$$\text{Scarpa } AB = 0.67 h$$

$$AB = b$$

$$BC = h$$

$$\omega \text{ peso dell'acqua per } m^3 = 1000 \text{ kg.}$$

$$\omega_1 \text{ peso della muratura per } m^3 = 2250 \text{ kg.}$$

$$P = \text{peso della briglia} = 0.333 \omega_1 h^2$$

$$S = 0.50 \omega h^2$$

$$M = 0.037 \omega_1 h^3 - 0.167 \omega h^3$$

$$R = \{ 1125 \pm (1125 - 2250) \} h$$

Quindi :

$$R_{max} = 2250 h$$

$$R_{min} = 0$$

Profilo pentagono collo spessore in sommità a eguale ad $\frac{1}{4}$ di quello della base b ($a = 0,25 b$);

$$\begin{aligned} \text{Scarpa } A E &= 0,50 h \\ P &= 0,354 \omega_1 h^2 \\ S &= 0,50 \omega h^2 \\ M &= 0,042 \omega_1 h^3 - 0,167 \omega h^3 \\ R &= \{ 1195 \pm (1265 - 2250) \} h \end{aligned}$$

quindi

$$\begin{aligned} R_{max} &= 2180 h \\ R_{min} &= 210 h \end{aligned}$$

Profilo pentagono collo spessore in sommità $a = 0,62 b$;

$$\begin{aligned} \text{Scarpa } A E &= 0,25 h \\ P &= 0,465 \omega_1 h^2 \\ S &= 0,50 \omega h^2 \\ M &= 0,044 \omega_1 h^3 - 0,167 \omega h^3 \\ R &= \{ 1597 \pm (1334 - 2250) \} h \end{aligned}$$

quindi

$$\begin{aligned} R_{max} &= 2513 h \\ R_{min} &= 681 h \end{aligned}$$

Profilo pentagono. — Spessore in sommità $a = 0,70 b$;

$$\begin{aligned} \text{Scarpa } A E &= 0,20 h \\ P &= 0,499 \omega_1 h^2 \\ S &= 0,50 \omega h^2 \\ M &= 0,040 \omega_1 h^3 - 0,167 \omega h^3 \\ R &= \{ 1665 \pm (1215 - 2250) \} h \end{aligned}$$

quindi

$$\begin{aligned} R_{max} &= 2700 h \\ R_{min} &= 630 h \end{aligned}$$

Profilo pentagono. — Spessore in sommità $a = 0,77 b$;

$$\begin{aligned} \text{Scarpa } A E &= 0,15 h \\ P &= 0,536 \omega_1 h^2 \\ S &= 0,50 \omega h^2 \\ M &= 0,034 \omega_1 h^3 - 0,167 \omega h^3 \\ R &= \{ 1800 \pm (1033 - 2250) \} h \end{aligned}$$

Valentini

quindi $R_{max} = 3017 h$
 $R_{min} = 583 h$

Profilo pentagono. — Spessore in sommità $a = 0,85 b$;

Scarpa $A E = 0,10 h$
 $P = 0,577 \omega_1 h^2$
 $S = 0,50 \omega h^2$
 $M = 0,025 \omega_1 h^3 - 0,167 \omega h^3$
 $R = \{ 1935 \pm (788 - 2250) \} h$

quindi $R_{max} = 3427 h$
 $R_{min} = 443 h$

Profilo pentagono. — Spessore in sommità $a = 0,93 b$;

Scarpa $A E = 0,05 h$
 $P = 0,621 \omega_1 h^2$
 $S = 0,50 \omega h^2$
 $M = 0,014 \omega_1 h^3 - 0,167 \omega h^3$
 $R = \{ 2086 \pm (425 - 2250) \} h$

quindi $R_{max} = 3911 h$
 $R_{min} = 261 h$

Profilo rettangolo. $a = b$;

$$P = 0,667 \omega_1 h^2$$

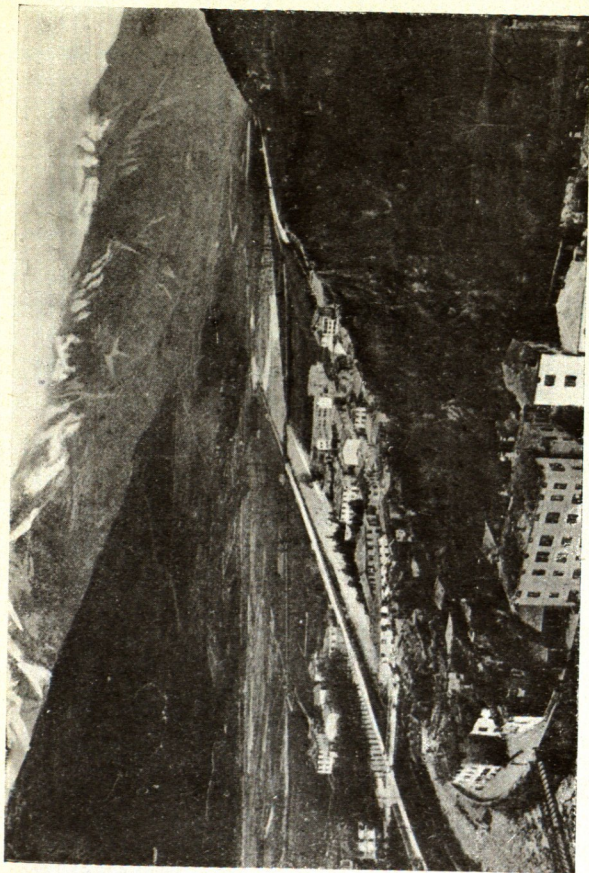
$$S = 0,50 \omega h^2$$

$$M = 0,167 \omega h^3$$

$$R = (2250 \pm 2250) h$$

quindi $R_{max} = 4500 h$
 $R_{min} = 0$

Nella seguente tabella si trovano riassunti tutti i suaccennati valori.



Tav. 33. — Torrente Mallero arginato da Sondrio fino al suo sbocco in Adda.

c) *Confronto fra i due profili.* — Onde poter paragonare, sia dal lato della stabilità, sia da quello della economia, il profilo trapezio e quello pentagono si è composta la seguente tabella, che serve per tutti i principali casi, che possono occorrere nella pratica.

Si vede dal confronto che sia per economia come per stabilità il profilo pentagono è più soddisfacente del trapezio. Per economia è più conveniente il profilo pentagonale perchè con esso il volume della muratura è sempre minore. Quanto alla stabilità, propriamente le cose stanno in questi termini. Riguardo alle pressioni come si rileva dalle colonne 11 e 12 è sempre più favorevole il profilo pentagonale; invece riguardo allo scorrimento quest'ultimo presenta qualche piccola inferiorità in confronto col profilo trapezio, ma però la inferiorità anche nei casi più sfavorevoli si riduce solo a un centesimo, come si può vedere dalle colonne 13 e 14 della tabella ultima. Questo minimo inconveniente è poi compensato largamente dal vantaggio economico, poichè per le briglie più piccole, cioè per le briglie non più alte di 4.^m50 che nella pratica sono poi le più frequenti, si trova che la differenza dei volumi fra il trapezio e il pentagono è $0,014 h^2$, e dovendosi di queste briglie modeste sempre costruirne molte, la detta superiorità economica è tutt'altro che trascurabile. E questa per altro è sempre sensibile anche quando si debbano costruire poche briglie, ma di dimensioni notevoli.

Concludendo, i due profili che più s'avvicinano al teorico e che meglio convengono nella pratica sono il trapezio e il pentagono. Ma a rigore il profilo fra tutti più conveniente è quello pentagono, il quale poi allo scopo di evitare gli angoli acuti nei conci della parte inferiore si può modificare all'atto costruttivo sostituendo alla parete esterna inclinata *FA* una gradinata equivalente (fig. 64).

TABELLA III.

Numero d'ordine	Altezza massima della briglia in metri h		Scarpa massima ammissibile		Spessore in sommità col profilo		Volume della briglia col profilo		Maggior volume col profilo		Pressione in Kg. per m ² sullo spigolo a valle e su quello a monte col profilo		Rapporto fra lo sforzo di taglio e la pressione normale col profilo		Osservazioni
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			
1	4-50	0.25 h	0.67 h	0.60 h	0.42 h	0.35 h	0.461 h ²	0.475 h ²	0.014 h	2513 h	3555 h	0.48	0.47	I dati di questa tabella sono desunti dalle tabelle 1 ^a e 2 ^a , registrata nella colonna 3 ^a e determinata con le norme accennate più sopra.	
2	7-00	0.20 h	0.67 h	0.61 h	0.47 h	0.41 h	0.497 h ²	0.510 h ²	0.013 h ²	2700 h	3757 h	0.45	0.44		
3	12-00	0.15 h	0.67 h	0.61 h	0.52 h	0.46 h	0.531 h ²	0.535 h ²	0.004 h ²	3017 h	3957 h	0.42	0.42		
4	28-00	0.10 h	0.67 h	0.63 h	0.57 h	0.53 h	0.574 h ²	0.530 h ²	0.006 h ²	3427 h	4140 h	0.39	0.38		
5	oltre 28-00	0.05 h	0.67 h	0.65 h	0.62 h	0.60 h	0.622 h ²	0.625 h ²	0.003 h ²	3911 h	4320 h	0.36	0.36		

Valentin

Wang II, pag 32

Circa alla massima compressione, soggiungiamo soltanto non essere prudente come abbiamo già osservato spingerla oltre i 120000 kg. per m² ossia 12 kg. al cm² perchè questa va considerata come il limite massimo

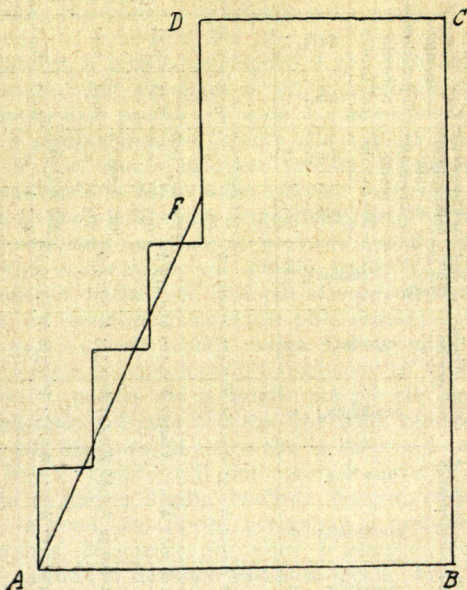
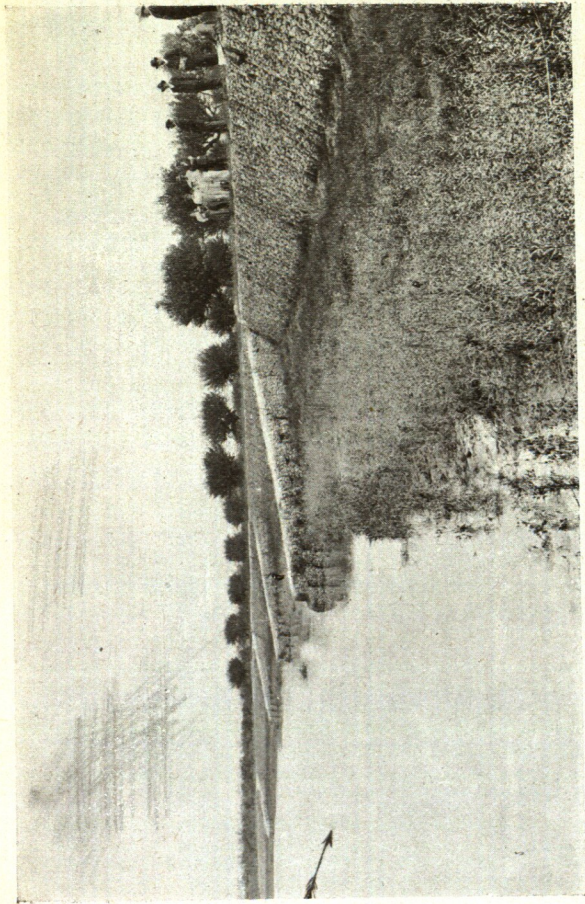


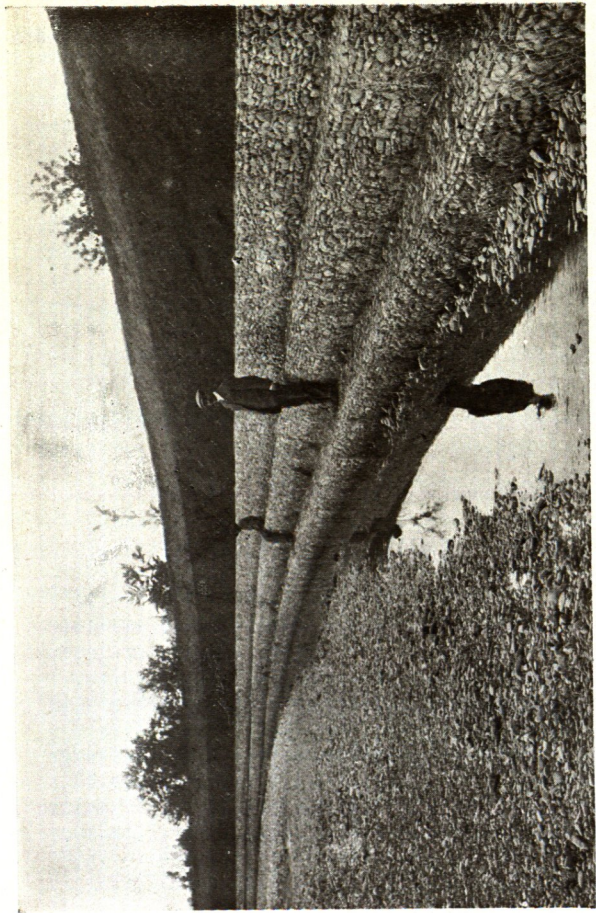
Fig. 64.

di resistenza anche per le murature costruite con grande accuratezza. Perciò siccome col crescere di h cresce tale pressione e anche dalla precedente tabella si può facilmente vedere che verso i 30 m. si raggiunge proprio questa pressione che si ritiene come la massima ammissibile, così quando si abbiano da costruire bri-

Valentini



Tav. 34. — Fiume Tanaro (Provincia di Alessandria)
difesa con pennelli e mantellatura spondale (ml. 1400) di gabbioni.
Lavoro eseguito nel 1908-09 alla Botta di alluvioni-Cambiò, dal Consorzio di 3^a categoria sedente in Sale.



Tav. 35. — Lavoro eseguito nel 1909 dal Genio Civile di Bologna, a Bazzano, sul torrente Samoggia. Difesa di sponda e gradinata (m. 158) costituita da un unico gabbione a scomparti senza pareti raddoppiate.

glie che sorpassino la detta altezza, sarà necessario allargare la sezione di dette briglie sia a monte che a valle, nella parte inferiore alla profondità di 30 metri.

§ 6. Briglie curvilinee.

Quando le sponde tra le quali scorre il torrente sieno solide e quindi siano formate da roccia compatta e continua, invece della consueta forma rettilinea può

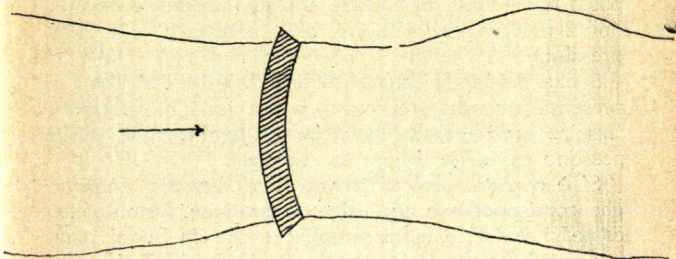


Fig. 65.

convenire di assegnare alla briglia la forma di arco di circolo volgente la convessità a monte (vedi fig. 65).

Queste briglie si possono considerare come volte ad arco orizzontale che sopportano la pressione dell'acqua e la eventuale ulteriore spinta delle terre scaricandole sulle due rive, le quali perciò devono essere solidissime.

La natura rocciosa delle sponde è condizione indispensabile per la costruzione di tali manufatti. Si incontrano, è vero, anche dei terreni non rocciosi e pur tuttavia abbastanza solidi per poter sostenere la briglia, ma potrebbe esser grave errore il costruirla curvilinea, perchè noi non sappiamo quali sorprese ci possa riservare il torrente che potrebbe con erosioni anche

Valentini

non molto grandi in seguito scalzare gli appoggi compromettendo inevitabilmente la sicurezza del manufatto.

Quando i piani di imposta possono proprio ritenersi irremovibili, certo la briglia curvilinea presenta una resistenza assai superiore di una serra rettilinea.

Infatti nelle briglie curvilinee non esiste più la necessità di preoccuparsi dello scorrimento e della rotazione, perchè questi movimenti potrebbero avvenire soltanto qualora si verificasse un cedimento nelle imposte; il che sarebbe contro l'ipotesi che noi abbiamo posto come base alle nostre considerazioni. Perciò ci si dovrà preoccupare soltanto della resistenza alla compressione.

Senza dubbio il calcolo di una briglia curvilinea si presenta alquanto complicato e tale indagine potrebbe riuscire assai gravosa dato che per ogni torrente molte possono essere le briglie da calcolare.

Si è cercato però di trovare una formula empirica che corrispondesse alle esigenze pratiche, formula che, come si vedrà, è assai semplice e che dà buoni risultati purchè venga adoperata colle limitazioni di cui si vedrà in seguito.

La briglia al terreno di fondazione non trasmette che il proprio peso P . Si ammette che tale peso abbia per sua linea di azione la verticale passante per il punto di mezzo della base. Ciò sarebbe rigorosamente vero solo nel caso che la briglia fosse simmetrica rispetto al detto asse: ora nel caso di dighe curvilinee in cui col crescere dell'altezza crescono con poca rapidità gli spessori, ciò può ammettersi come approssimativamente verificato. Colla ipotesi fatta si viene quindi ad ammettere che in ogni sezione la pressione dovuta al peso verticale sia uniformemente distribuita.

Allora detto P il peso della briglia (pressione totale normale alla sezione di base) b la larghezza della sezione R la pressione per mq., perchè la briglia resista

allo schiacciamento, dovrà essere :

$$R = \frac{P}{b} \quad (57)$$

Ora, per calcolare completamente la briglia occorrerebbe vedere che spessore essa dovrebbe avere come arco resistente alla spinta che le trasmette l'acqua ed eventualmente la terra. Ma la pratica ha dimostrato che per briglie di poca altezza (cioè per $h < m. 12.00$), e di piccola corda (cioè c non $> m. 30.00$), gli spessori che si ricavano dalla (57) sono sufficienti perchè la briglia resista come arco alla spinta dell'acqua.

Colle limitazioni sopradette la (57) potrà perciò usarsi correntemente.

Facciamo ora un confronto fra le briglie curvilinee e quelle rettilinee.

Per le briglie rettilinee a profilo trapezio si era trovato

$$R = \frac{2P}{b} \quad (55 \text{ bis})$$

per cui ricavando b da ambedue, si ha rispettivamente

$$b = \frac{P}{R} \quad (58)$$

$$b = 2 \frac{P}{R} \quad (59)$$

cioè lo spessore in base per una briglia curvilinea è uguale alla metà di quello necessario per una briglia rettilinea.

Dunque potremo adottare per le briglie curvilinee un profilo pentagonale $AB C D F$ (vedi fig. 66) che abbia lo spessore alla base metà di quello stabilito per le briglie rettilinee, cioè uguale a un terzo dell'altezza

Valle d'Aosta

e lo spessore in sommità sufficiente per la sicurezza della corona e per impedire i guasti della parete esterna. È da avvertirsi che quanto alla forma più conveniente

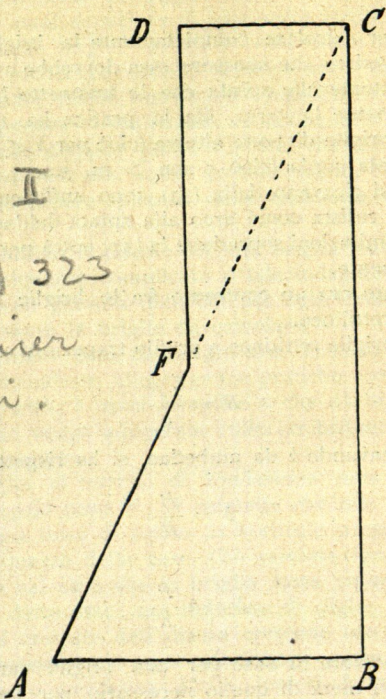
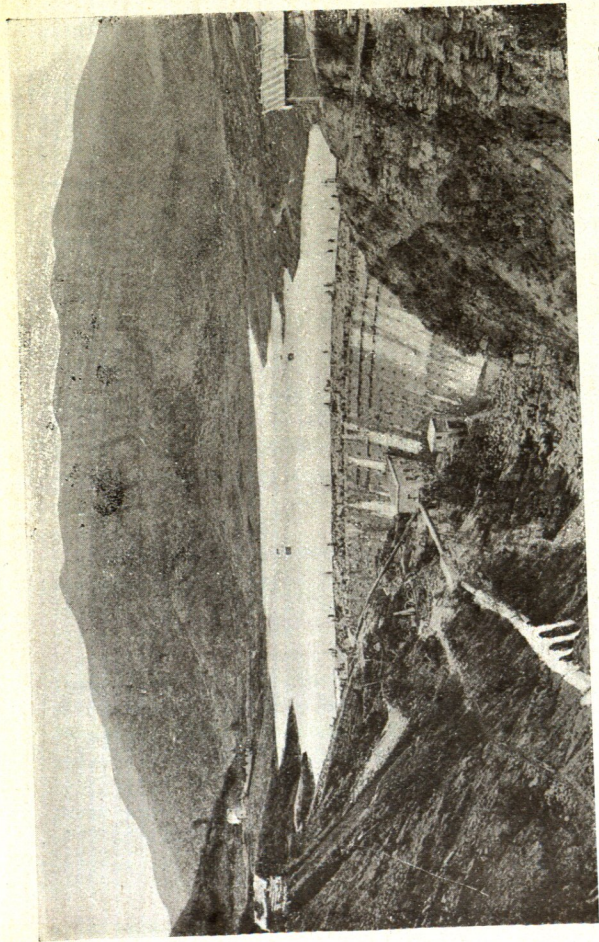


Fig. 66.

si possono ripetere gli stessi ragionamenti già fatti per le briglie rettilinee. I profili pratici più convenienti sono sempre quello trapezio e quello pentagonale; ma que-

Wang II
 pag. 323
 ritenuto hier
 Valentini.



Tav. 36. — Serbatoio artificiale del Brasimone costruito, a scopo industriale, nel biennio 1910-1911 (Provincia di Bologna).

st'ultimo riesce sempre più vantaggioso del profilo trapezio, anche per le briglie curvilinee, sia nei riguardi dell'economia, che della stabilità.

Ho cercato, sempre con formule empiriche, di trovare un correttivo alla (58) per poterla adoperare anche in via più generale, al di fuori cioè dei limiti sopraindicati. E questo correttivo consiste in ciò che, tenendo ferma la (58) in tutti i casi, quando però le briglie curvilinee abbiano in sommità un'ampiezza $c >$ metri 30.00 si deva moltiplicare lo spessore fornito dalla formula (58) per il coefficiente $0.25 \sqrt{c}$.

Risulta che per $c = m. 64.00$, essendo $\sqrt{64} = 8.00$, sarà $0.25 \sqrt{c} = 2.00$ e si avrà lo stesso spessore $\frac{2}{3} h$ come per le briglie rettilinee. E ciò quindi maggiormente per le briglie di maggiore ampiezza. Da questo si vede, che col crescere della larghezza del torrente cessa la convenienza economica della costruzione di briglie arcuate e resta solo il beneficio statico inerente alla forma curvilinea.

Quanto più il manufatto riesce curvo e tanto più, è evidente, esso cresce in resistenza, ma aumenta pure in sviluppo e quindi a mano a mano che aumenta il volume della muratura si perde in economia.

Sarà bene perciò assegnare un limite alla curvatura. Praticamente si suole tenere r , cioè il raggio dell'arco di estradosso, compreso tra c , equivalente al lato dell'esagono regolare inscritto e $1,3 c$ al massimo (equivalente al lato dell'ottagono regolare inscritto).

Ai valori di $r = c$ e $r = 1,3 c$, corrispondono rispettivamente i valori dell'angolo al centro $\alpha = 60^0$ e $\alpha = 45^0$ e quelli della saetta:

$$S = 0,134 c \quad \text{e} \quad S = 0,1 c$$

In ogni caso per decidere se sia più economico co-

Valentini

struire una briglia rettilinea o curvilinea, bisogna confrontarne i volumi.

Ciò richiede sempre un conteggio piuttosto lungo; tuttavia si può farsi subito un'idea approssimativa, trascurando la muratura per le fondazioni e per le intestazioni laterali. Basta moltiplicare il volume rispettivamente dato dalla tabella 4^a, per l'ampiezza del torrente a metà altezza, se la briglia è rettilinea, e per l'arco medio a metà altezza, o meglio ancora per l'arco passante per il centro di gravità del profilo, ossia

$$2 \pi \frac{r_1 + r_2}{2} \frac{a}{360^\circ},$$

essendo r_1 ed r_2 i raggi di estradosso e di intradosso ed a l'angolo al centro se la briglia è curvilinea.

Nella seguente tabella si trovano raccolti gli elementi delle briglie curve, per i casi più importanti che possono capitare nella pratica.

TABELLA IV.

N. d'ordine	Altezza massima della briglia in m. h	Scarpa massima ammissibile a valle d	Spessore della briglia		Volume della briglia $V = \frac{1}{6} h^2 (1 + 6n^2)$	Peso briglia $P = 2250 V$	Pressione massima per m ² in Kg.	Osservazioni
			in sommità $a = b - d = nh$	alla base b				
1	4.50	0.25 h	0.08 h	0.33 h	0.176 h^2	396 h^2	1188 h	9
2	7.00	0.20 h	0.13 h	0.33 h	0.192 h^2	432 h^2	1296 h	
3	12.00	0.15 h	0.18 h	0.33 h	0.215 h^2	484 h^2	1452 h	
4	28.00	0.10 h	0.23 h	0.33 h	0.246 h^2	553 h^2	1659 h	
5	oltre 28.00	0.05 h	0.28 h	0.33 h	0.284 h^2	639 h^2	1917 h	

Quando il torrente ha alla sommità della briglia, la larghezza $C > 30m$, lo spessore alla base è
 $b = 0.33 h \times 0.25 \sqrt{C}$;
 per lo spessore in sommità si prende il valore risultante dalla differenza fra lo spessore alla base e la scarpa massima ammissibile, oppure quello fornito dalla formola (44) $a > 0.44 h_1$, che dà lo spessore in corona quando questo è maggiore; il volume V si ottiene facilmente immaginando il profilo composto di 2 triangoli. La pressione massima si ottiene dalla formola $R = \frac{P}{b}$

Valentini

Wang pag 208

§ 7. Riassunto sulla forma e dimensioni delle briglie.

Dunque qualunque altezza si voglia assegnare ad una briglia tutti i dati ad essa relativi si troveranno nella tabella III se la briglia è rettilinea oppure nella tabella IV se si tratta di una briglia curvilinea. Quando però si desiderassero i valori relativi ad altezze intermedie e che non si trovano nelle tabelle, bisognerà dedurli per proporzione dai valori che corrispondono alle altezze attigue a quelle del caso che si considera.

§ 8. Dimensioni delle briglie di muratura a secco e di muratura mista.

Talora non solo non si hanno disponibili nella località la calce e la sabbia, ma anche il loro trasporto sul cantiere dei lavori richiede spese considerevoli. In questi casi si è costretti a costruire le briglie con muratura a secco, oppure con muratura mista, cioè col corpo a secco e con un rivestimento in malta, come denota la fig. 97.

Vediamo quali sieno le dimensioni da darsi a queste briglie.

Nel calcolo delle briglie in malta noi abbiamo sempre fatta astrazione dalla esistenza della malta, quindi per questo riguardo parrebbe che si potesse dare lo stesso spessore sia alle briglie in malta sia a quelle a secco. Ma d'altra parte si è sempre immaginato di considerare la muratura delle briglie in malta come una massa monolitica, il che non si può certo supporre che si verifichi nel caso delle briglie a secco. Perciò, nella pratica, per le briglie a secco e per quelle in muratura mista, si segue la norma di aumentare lo spessore alla base data dalle precedenti tabelle, rispettivamente del

20 % e del 10 % ponendo lo spessore in corona eguale alla differenza fra lo spessore ottenuto alla base e la scarpa massima ammissibile, accertandosi in pari tempo che esso basta a garantire la corona stessa contro ogni sforzo di trascinamento.

Per le briglie curvilinee vedemmo che lo spessore

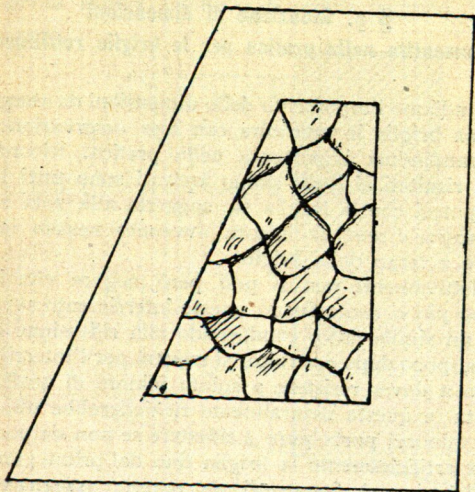


Fig. 67.

può ridursi a metà di quello che occorre per le briglie rettilinee. Ma se questa riduzione può adattarsi per le briglie in calce, non sarà certo consigliabile per le briglie a secco, perchè essendo queste costituite di pezzi fra loro non collegati in nessun modo, la pressione non può in esse distribuirsi uniformemente, cioè in conformità all'ipotesi assunta a base del calcolo delle

Valentini

briglie curve. Dunque quando si dovranno costruire briglie a secco curvilinee non sarà certo prudente ridurre lo spessore. Si può tutt'al più, in via eccezionale, ammettere la detta riduzione solo per le briglie in muratura mista se questa è costruita con somma accuratezza.

§ 9. Riduzione di dimensioni consentita nella pratica per le briglie rettilinee.

Chiudiamo l'argomento delle dimensioni da assegnarsi ad una briglia in muratura con una osservazione che ha grandissima importanza nella pratica. Ricordiamo che i risultati ai quali siamo arrivati sono tutti basati sull'ipotesi che la briglia sia soggetta alla sola spinta dell'acqua e non sia ancora avvenuto nessun interrimento a tergo della briglia.

Effettivamente non si può però negare che in un tempo più o meno lungo questo interrimento avvenga. Ora un simile fatto, conducendo alla riflessione che il muro, poco dopo costruito, si troverà per l'interrimento stesso a dover resistere a spinta minore di quella preveduta (e questa naturalmente richiederebbe uno spessore minore) porta pure a riflettere se non sia possibile porre artificialmente la briglia fino dal primo giorno in condizioni così favorevoli da poterle assegnare uno spessore minore.

Ora è ovvio che questo si può benissimo fare, se all'atto che si costruisce la briglia si disponga a tergo della medesima un argine o riporto (vedi fig. 68) utilizzando per es. le materie provenienti dagli scavi in modo che la briglia fino dalla sua origine, per la esistenza di questo interrimento artificiale — che da alcuni viene denominato vespai — non si trovi più direttamente soggetta alla spinta dell'acqua. Ora in questo

Ciro 2000
 Vallone
 Agosto 1913

caso si ammette nella pratica che invece di assegnare alle briglie (rettilinee) in muratura lo spessore in base $b = \frac{2}{3}$ dell'altezza h si possa loro dare in base uno spessore $b = 0.50 h$, spessore che all'incirca è eguale a quello che la teoria assegna ai muri che devono funzionare come semplici muri di sostegno di terre, quando questi sono in condizioni più sfavorevoli cioè quando si tratta di sabbie sciolte o di argille bagnate. Al di

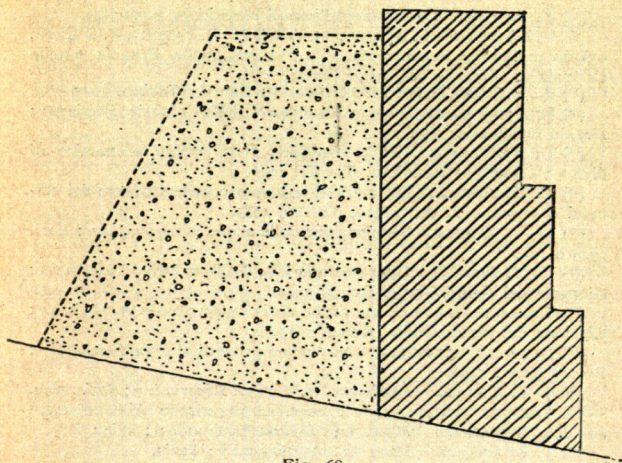


Fig. 68.

sotto però di questo spessore, non sarà mai prudente di scendere. Ed in ogni caso, bisognerà sempre accertarsi: 1^o che la scarpa a valle non sorpassi il limite massimo ammissibile affinché non sia danneggiata dal materiale stramazante; 2^o che lo spessore in sommità sia sufficiente per garantire la stabilità della corona, ricorrendo alle regole più indietro esposte.

§ 10. Altri metodi per la calcolazione delle briglie.

Prima di lasciare definitivamente questo oggetto, credo opportuno dare notizia anche di altri metodi di calcolazione delle briglie, qui almeno brevemente riassumendo quelli suggeriti dai più recenti autori e rimandando il lettore che desidera più larghe informazioni sulla teoria delle briglie alle fonti citate in calce ⁽⁵¹⁻⁶⁸⁾ e a quelle

⁽⁵¹⁾ F. PICCIOLI, « Sui rimboschimenti eseguiti in Francia ».

^(51 bis) I. TORNANI, E. SANJUST DI TEULADA, P. PASINI e F. D'URSO, « Sulla correzione dei torrenti nella Svizzera, nella Francia e nella Carinzia »; *Giornale del Genio Civile*, 1895.

⁽⁵²⁾ F. PICCIOLI, « Boschi e torrenti »; Roma e Torino, 1905.

⁽⁵³⁾ Ing. PIETRO DE NAVA, « Sui torrenti della Calabria Ulteriore »; Reggio Calabria, 1894.

⁽⁵⁴⁾ G. CRUGNOLA, « Sulla proposta d'un profilo economico di diga »; Camilla e Bertolero, Torino, 1901.

⁽⁵⁵⁾ G. CRUGNOLA, « Sui muri di sostegno e sulle traverse dei serbatoi d'acqua »; F. A. Negro, Torino, 1883.

⁽⁵⁶⁾ D. U. SOMMA, « Sistemazione delle acque in montagna »; Bari, 1908 e 1910.

⁽⁵⁷⁾ G. B. RIZZANI, « Opere economiche di difesa lungo i torrenti »; *Giornale del Genio Civile*, Roma, 1900.

⁽⁵⁸⁾ TORRICELLI, « Sulle alte dighe di ritenuta a profilo parabolico »; *Giornale del Genio Civile*, Roma, 1885.

⁽⁵⁹⁾ ZOPPI e TORRICELLI, « Norme per progetti di grandi serbatoi »; Roma, Botta, 1886.

⁽⁶⁰⁾ J. B. KRANTZ, « Étude sur les Murs de Réservoir »; Paris, 1870.

⁽⁶¹⁾ WENZEL SCHAFFER, « Theoretisch-praktische Abhandlungen aus dem Gebiete der Wasser und Strassenbaukunde »; Wien 1887.

⁽⁶²⁾ J. DUBOSQUE, « Murs de soutènement »; Paris.

⁽⁶³⁾ A. DUMAS, « Étude théorique et pratique sur les Barrages-Réservoirs »; Paris, 1896.

⁽⁶⁴⁾ ANTON RYTIR, « Ueber Wahl der Stärke von Thalsperrenmanern »; *Oesterreichische Monatschrift für den öffentlichen Bau-dienst*, Heft 6, 1895.

⁽⁶⁵⁾ G. RAMISCH, « Beitrag zur dimensionierung der Thalsperrenmanern »; *Zeitschrift des oesters Ingenieur-und arkitekten-Vereines N. 14*, 1902.

⁽⁶⁶⁾ MATTERN, « Der Thalsperrenbau »; Berlin, 1902.

⁽⁶⁷⁾ HUMANN UND ABSHOFF, « Die Thalsperren »; Jena, 1905.

⁽⁶⁸⁾ E. DE GAKTANI, « Tipo speciale per briglie di notevole altezza costruite nei torrenti di Somma e Vesuvio »; *Giornale del Genio Civile*, Novembre 1911, Roma.

già retrocitate ai numeri (44) e (45); non senza avvertire che alcune di queste si estendono più alle alte dighe di trattenuta che alle briglie pei torrenti. Demontzey (6) consiglia di adottare il profilo trapezio, con paramento a monte verticale e così proporzionato che quando la briglia è a secco (fig. 69), lo spessore in corona CB sia eguale alla semialtezza della briglia CE misurata su fondo lungo il paramento a monte; e invece quando la briglia è in malta in modo che sia la stessa semialtezza cioè $\frac{CE}{2}$ eguale allo spessore medio cd della briglia. Quanto alla scarpa a valle, Demontzey suggerisce di tenerla fra il 20 e il 30 per cento; soggiungendo che in generale per le briglie costruite in Francia si tiene la scarpa del 25 % per le briglie a secco e quella del 20 % tanto per le briglie di struttura mista quanto per le briglie interamente in malta (69).

Thiéry (21) si limita a considerare il profilo trapezio, e dà allora per la stabilità della briglia rettilinea, quando questa si consideri esposta alla spinta dell'acqua, l'espressione:

$$\frac{X}{h} = \frac{3 Nn + 2 \sqrt{N \left\{ 3 N \left(n^2 + \frac{\gamma}{d} \right) - h (dn^2 + 4\gamma) \right\}}}{2 (3 N - 4 d h)} ; (60)$$

(69) DE MONTZEY, solo a titolo di notizia, ricorda che qualche autore, per evitare qualsiasi urto sul paramento sottocorrente, ha soppresso addirittura la scarpa a valle riportandola invece a monte. Ma un siffatto profilo che ha il paramento a valle verticale e quello a monte inclinato a scarpa non è affatto razionale nè economico, perchè esige per la stabilità uno spessore assai maggiore, mentre si può ovviare all'inconveniente degli urti sulla scarpa a valle — inconveniente del quale è più che logico di preoccuparsi — riducendo la scarpa stessa nei suoi giusti limiti, senza sacrificare nè all'economia nè alla razionalità della forma che è imposta dalle leggi della stabilità come si è visto più sopra.

nella quale le diverse lettere hanno i seguenti significati:

X lo spessore medio della briglia,

h l'altezza della briglia,

N il coefficiente di sicurezza alla pressione, che

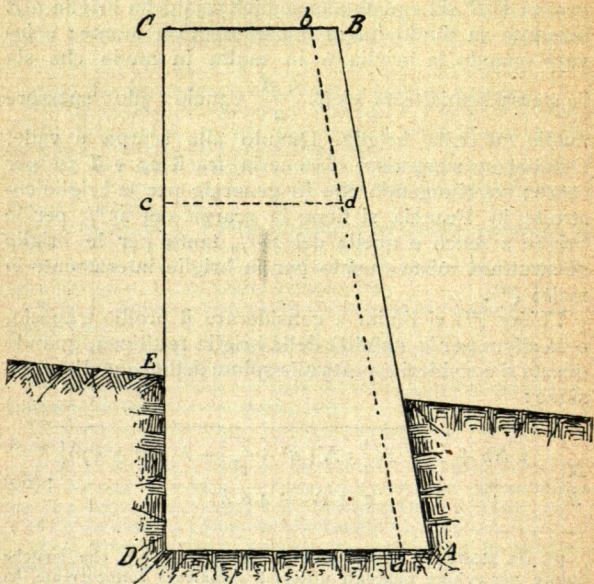


Fig. 69.

per le murature si può ritenere che oscilla fra 7 e 10 kg. per centimetro quadrato,

n l'inclinazione della scarpa del paramento a valle,

γ il peso specifico del liquido,

d il peso specifico del materiale da costruzione; quanto al valore di questi ultimi due pesi, Thiéry osserva, che mentre quello del liquido γ si può ritenere che oscilli fra 1000 kg. e 1800 kg. quello della muratura d (potendo il peso del pietrame oscillare da 1300 kg. per il tufo vulcanico e 2700 kg. per il granito e il gneiss, ed essendo il peso di un metro cubo di malta in media di 1800 kg.) si aggirerà fra

$$\frac{2}{3} 1300 + \frac{1}{3} 1800 = 1470 \text{ Kg.}, \text{ e}$$

$$\frac{2}{3} 2700 + \frac{1}{3} 1800 = 2400 \text{ »}$$

Quando poi si consideri la briglia rettilinea come esposta solo alla spinta delle terre, allora il Thiéry dà per la sua stabilità la seguente formola

$$\frac{X}{h} = - \frac{3 N n + 2 \sqrt{N \left\{ 3 N \left(n^2 + \frac{d_1 c}{d} \right) - h (d n^2 + 4 d_1 c) \right\}}}{2 (3 N - 4 d h)} \quad (61)$$

Questa formola differisce da quella precedente (60) solo per ciò che alla quantità γ è sostituita la funzione $d_1 c$, nella quale funzione d_1 esprime il peso della spinta della terra e c è il valore massimo della funzione

$$\frac{\cos a \operatorname{sen} \beta \operatorname{tang} . (\theta - \beta)}{\cos (a + \beta)}$$

In questa ultima espressione:

$\theta = 90 - \varphi$, dove φ è l'angolo naturale delle terre

a = all'angolo della pendenza di compensazione

β = all'angolo che il piano di rottura fa col paramento sopracorrente della briglia supposto verticale.

Thiéry conclude, facendo l'osservazione che se si esaminano dettagliatamente — come egli fa ricorrendo a tabelle — tutti i diversi casi e valori possibili nella

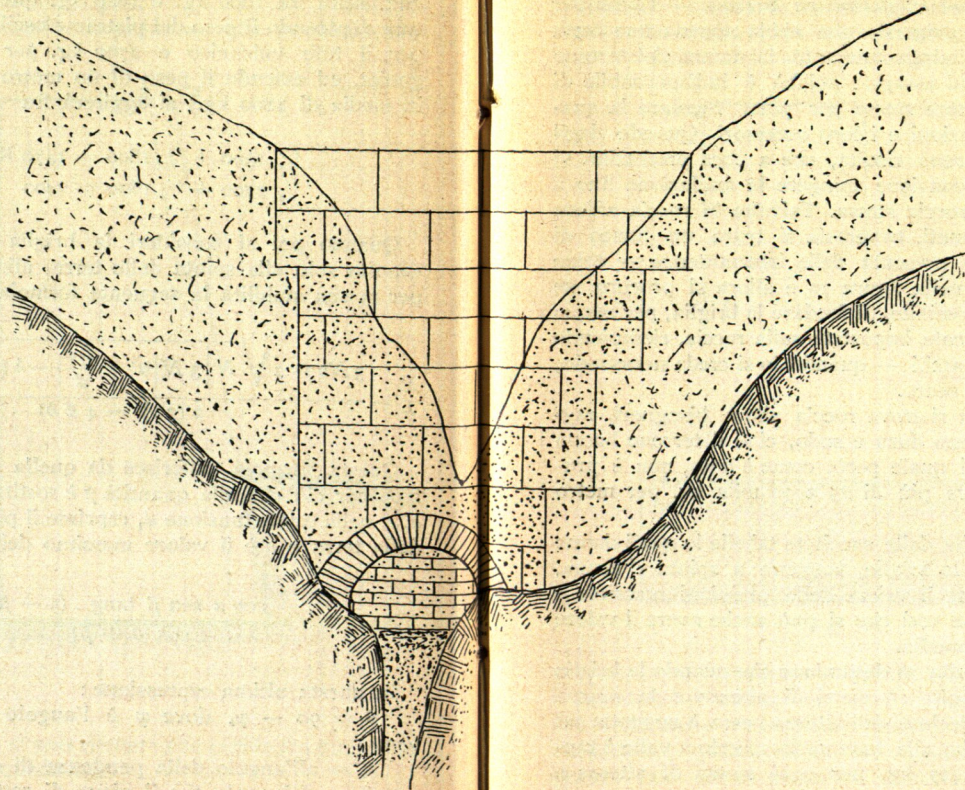


Fig. 70.

pratica, risulta sempre che la spinta delle terre è minore a quella dell'acqua.

§ II. Norme costruttive sulle briglie.

Le principali parti di cui consta in generale una

briglia sono: la fondazione, la corona, le ali, gli accompagnamenti, gli scaricatori, la platea, la contro-

briglia, la controplatea. E la costruzione di ciascuna di queste parti richiede avvertenze e norme speciali.

Cominciamo dalle fondazioni:

a) *Fondazioni e intestazioni laterali.* — Come per ogni opera da erigersi, che abbia appena una certa importanza si indaga anzitutto la natura del terreno con gli opportuni assaggi: poichè è indispensabile di conoscere la natura stessa per poter regolare la qualità delle fondazioni e i loro accessori. Quando dagli assaggi del terreno risulta, che a poca profondità vi sia la roccia, conviene spingere la fondazione fino a raggiungere la roccia stessa. Talvolta la roccia affiora solo in alcuni punti, ovvero si trova un banco di roccia, ma esso presenta delle intermittenze — come per es. si vede nella figura 70 e allora si procura, se appena riesce possibile, di fondare la briglia, per mezzo di una o più arcate impostate sulla roccia, riempiendo i vani sotto gli archi — quando lo si creda necessario, con muratura a secco.

Se invece non si trova roccia allora bisognerà raggiungere il terreno duro e sodo, cioè il terreno buono per fondazioni il quale però, come è noto, non è prudente di caricare più di 25 a 30 mila kg. per metro quadrato.

Ricordiamo che dalle succitate tabelle le quali danno gli spessori per le briglie, soggette a spinta d'acqua, possiamo ricavare il valore delle pressioni massima e minima alla base così che si può anche avere il valore della pressione media.

Ora dalla tabella 3^a desumiamo che quando la briglia abbia per esempio 15 metri di altezza e la scarpa eguale ad un decimo dell'altezza, essa è soggetta ad una pressione che alla base nello spigolo a valle è rappresentata da 3427 kg. per ogni metro di altezza e nello spigolo a monte da 443 kg. per ogni metro di altezza e quindi in media da 1935 kg. per ogni metro

d'altezza. Perciò per l'altezza di 15 m. abbiamo alla base una pressione di circa 29000 kg. per m² ossia di 2.9 kg. per cm² il che ci indica che quando si dovrà sorpassare l'altezza di 15 metri, il terreno su cui sarà fondata la briglia verrà a trovarsi soggetto a una pressione maggiore del valore massimo consentito di 3 kg.

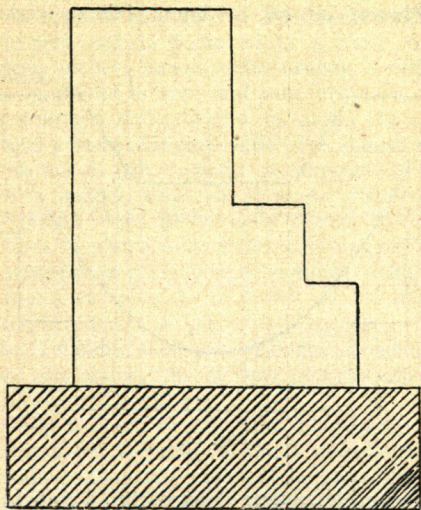


Fig. 71.

per centimetro quadrato e quindi bisognerà allargare il massiccio di fondazione, come ci indica la figura 71 che nella parte tratteggiata rappresenta il massiccio di fondazione; questo ultimo dovrà dunque avere larghezza tale che la pressione unitaria per centimetro quadrato non sorpassi i 3 chilogrammi.

Il massiccio di fondazione si eseguisce preferibilmente

con calcestruzzo o con muratura in calce col piano di base a riseghe leggermente declivi verso monte per bene immorsare il massiccio stesso col terreno; e quando questo è roccioso si suole per raggiungere questo scopo, scalfire e scalpellare la roccia in guisa da ottenere un addentellato fra la roccia stessa e il massiccio di fondazione.

b) *Fianchi od ali*. — Immaginiamo costruita a

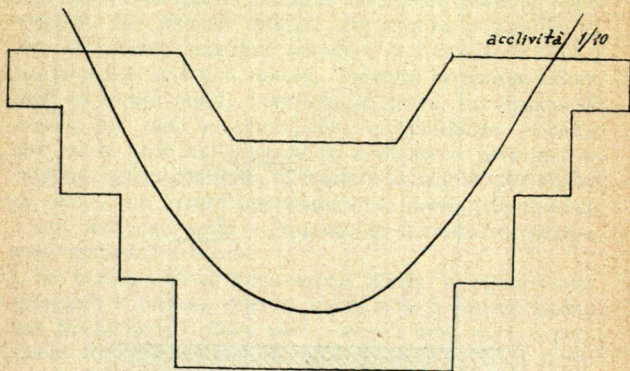


Fig. 72.

briglia e consideriamone il prospetto. I fianchi diconsi *ali* e si costruiscono a risega anche per ragioni di economia, perchè una sezione a larghezza costante importerebbe uno spreco di materiali (fig. 72).

La briglia deve essere bene assicurata ai fianchi nella roccia se questa è vicina alla superficie, e in caso diverso deve essere bene intestata nelle rive a sufficiente profondità, perchè non abbia ad essere girata dalla corrente.

Le riseghe delle intestazioni laterali si fanno per so-

lito ad angolo retto e declivi verso monte dal 5 al 10⁰/₀ (cioè di 3⁰ a 6⁰).

c) *Corona*. — Già dicemmo che per rendere la corona più solida si suole costruirla coi blocchi più grossi e questi anzi talvolta si assicurano agli strati inferiori mediante chiavarde o tiranti di ferro.

Circa alla forma, poichè se si lasciasse l'acqua divagare su tutta la larghezza il torrente potrebbe corrodere le rive così da porre prima a nudo e poi da distruggere anche i fianchi della briglia, è ottima norma ogni qualvolta le rive non sono rocciose, di foggiate la sommità della briglia in modo da obbligare la corrente a stare discosta dalle rive dando alla corona la forma di una cunetta o trapezia o ad arco di cerchio (quando essa non si possa disporre piatta e se la qualità della pietra della corona lo consente). Quando poi la pietra è di facile lavorazione, si suole anche arrotondare gli spigoli del trapezio della cunetta.

La cunetta va calcolata in modo, che vi stia contenuta tutta la portata di piena del torrente, non trascurando il volume delle materie che possano essere commiste alle acque, che al caso potrà essere valutato anche per approssimazione.

Mancando il modo di misurare direttamente la portata di piena del torrente, si potrà determinare l'ampiezza della cunetta per analogia in base alla luce di altri manufatti (come ponti, briglie ecc.) preesistenti sul torrente in località prossima, o in base alla sezione che si riscontra nei tratti vicini e in condizioni simili.

Quando la briglia da costruirsi capita al termine di una varice, allora, affinchè lo stramazzo che defluisce dalla cunetta della briglia, come si rileva dalla fig. 73, non abbia a corrodere le rive del torrente a valle della briglia stessa, bisognerà avere cura che la larghezza della cunetta sia anche minore di quella che ha il letto del torrente a valle.

Conviene poi dare alla corona una leggiera acclività verso valle, perchè questa disposizione mentre facilita gli interrimenti, giova alla conservazione dell'opera.

Analogamente si fanno alquanto acclivi verso le rive, i coronamenti dei fianchi o delle ali delle briglie per meglio difendere quest'ultime dagli urti della corrente.

A meglio raggiungere lo scopo che la briglia non sia scalzata dalle acque se ne muniscono le ali a monte con gettate di pietrame; quando le circostanze lo richiedano anche con opportune opere longitudinali di accompagnamento che possono essere addirittura muri

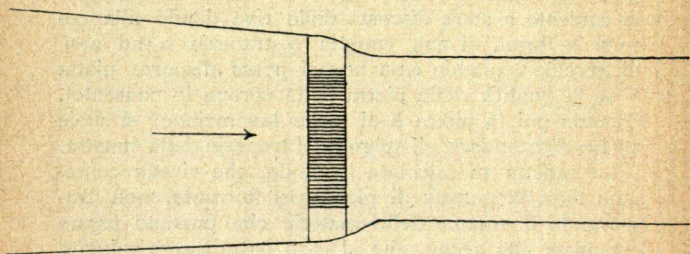


Fig. 73.

o gettate di sasso, o anche semplicemente palizzate o viminate, le quali hanno lo scopo di concentrare la corrente ed avviarla verso la cunetta della briglia.

Queste opere longitudinali, che hanno lo scopo precipuo di proteggere le ali delle briglie, possono essere eseguite anche a valle a fine di meglio proteggere le sponde pure sottocorrente.

d) Scaricatori o feritoie di scarico. — Per meglio provvedere al deflusso delle acque e maggiormente garantire la sicurezza della briglia, quando essa è in calce o in muratura, ossia in generale è di struttura imper-

meabile, anche se le dimensioni della briglia sono calcolate in modo che essa possa interamente resistere alla spinta dell'acqua, si dispongono nel corpo della briglia, uno o più fori o feritoie per lo scarico delle acque, che giovano anche ad alleggerire la spinta dovuta al carico d'acqua.

In una briglia attraverso il Rion Bourdoux (Alpi Francesi) se ne sono costruite fin undici (V. fig. 74).

Queste feritoie scaricatori assai sovente si premuniscono al loro imbocco di una grata di ferro che impedisca a corpi e alle materie estranee di penetrarvi. E perchè non si ostruiscano la loro sezione si fa svassata cioè allargantesi da monte a valle.

Queste feritoie o scaricatori essendo esposte a frequenti danni, devono avere il loro contorno costruito molto accuratamente con muratura in malta. Tornano poi ancora più utile quando la briglia sia stata costruita con spessore ridotto, e sia stata munita a tergo di uno di quei riporti di terra o vespai già più sopra accennati e destinati ad attutire la pressione dell'acqua.

e) Platea, controbriglia e controplatea. — Abbiamo già avvertito, che quando il fondo del torrente non è roccioso, lo stramazzo defluente dalla briglia può corrodere il fondo stesso e quindi se l'erosione progredisce, minacciare anche la fondazione della briglia.

Perciò riesce allora indispensabile la costruzione di una platea.

Cerchiamo anzitutto quali dimensioni dovremo assegnare alla platea stessa, cioè indaghiamo quale lunghezza, quale larghezza e quale spessore essa dovrà avere.

La lunghezza della platea deve essere calcolata in modo che riceva tutta la lama d'acqua stramazante dalla briglia.

Riferendoci al solito sistema d'assi ortogonali x, y , abbiamo già visto che l'equazione della traiettoria pa-

Briglia in muratura sul torrente Rion Bourdoux (Francia)
con 11 feritoie. Scala 1.750.

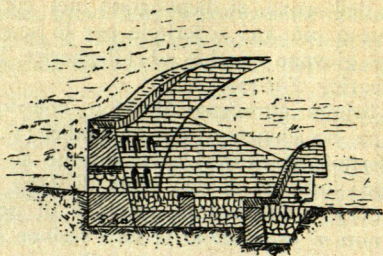


Fig. 74 a. — Sezione.

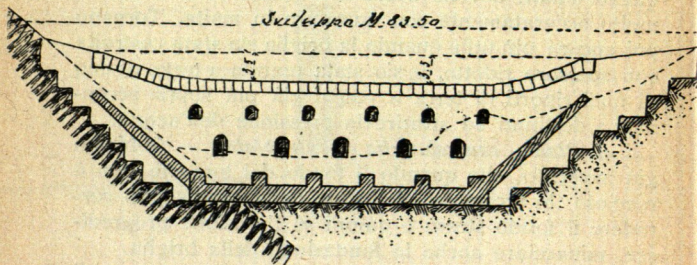


Fig. 74 b. — Prospetto.

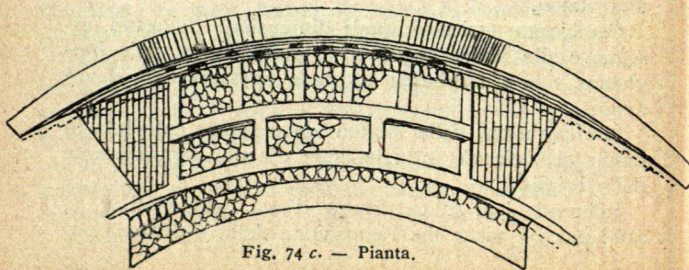


Fig. 74 c. — Pianta.

rabolica dello stramazzo si deduce dalle due equazioni fondamentali relative alla caduta dei gravi $x = v t$ (35),

$y = \frac{1}{2} g t^2$ (36); poichè da queste due relazioni, sop-

primendo la quantità t si ricava $x^2 = v^2 \frac{2}{g} y$ ossia

$$x = v \sqrt{\frac{2}{g}} \sqrt{y} \quad (62)$$

Ora se diciamo EF (vedasi fig. 75) la lunghezza della platea, dovrà essere $EF = DF - DE$ dalla quale essendo nota la quantità DE , perchè essa equivale alla scarpa della briglia, si ricava subito il chiesto valore della lunghezza della platea, qualora sia pure nota la quantità DF .

Ora questa quantità non è altro che l'ascissa del punto più alto dello stramazzo cioè di O . E osservando che l'altra coordinata del punto stesso cioè la quantità y contenuta nella suaccennata equazione (62) è pure $y = h_1 + h$ (cioè l'altezza dello stramazzo più l'altezza della briglia), dalla stessa equazione si ottiene:

$$\begin{aligned} x = DF &= v \sqrt{\frac{2}{g}} \sqrt{h + h_1} = v \sqrt{\frac{2}{9,806}} \sqrt{h + h_1} = \\ &= 0,452 v \sqrt{h + h_1} \end{aligned} \quad (63)$$

dalla quale si desume subito il valore della quantità DF quando si conoscano l'altezza dello stramazzo h_1 ed il valore di v , che è la velocità iniziale dell'acqua sullo stramazzo, ossia, in poche parole, la velocità massima della corrente che arriva alla briglia nelle forti piene. Ora, essendo assai raro il caso che si possa determinare questa velocità massima direttamente, bisogna stabilirla per confronti e per analogia. In mancanza di dati di-

retti si potrà dunque, per maggior prudenza, ritenere che il valore di v raggiunga in ogni caso (ciò che però è ben lungi dall'essere) il limite di velocità massima

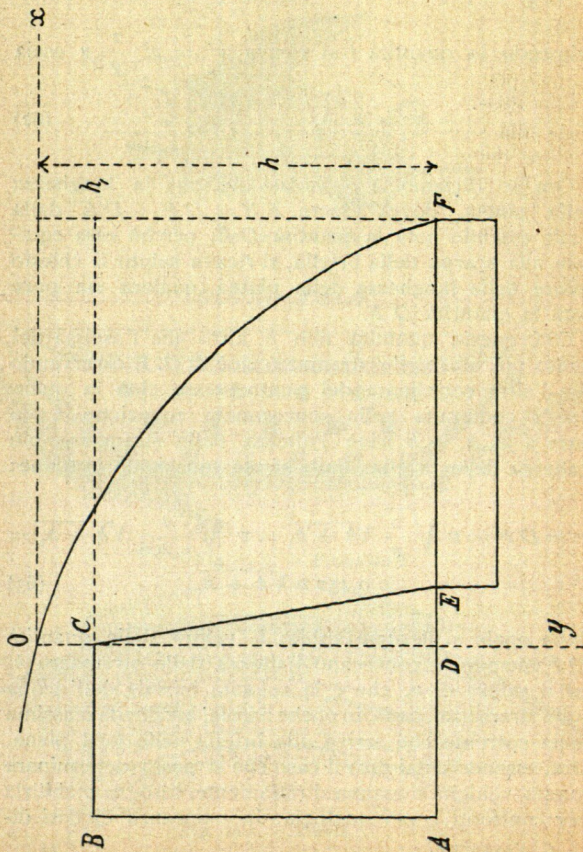


Fig. 75.

che secondo alcuni tecnici, fra cui il Surell, si verifica in certi torrenti in piena, cioè la velocità di 15 metri al minuto secondo.

Allora ponendo $v = 15^m.00$ nella precedente formola si ottiene

$$x = 6,75 \sqrt{h + h_1} \quad (64)$$

L'altezza dello stramazzo h_1 varia di caso in caso ed è fornita dalla formola

$$h_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{\mu r \sqrt{2g}}\right)^2} = \left(\frac{Q}{1,77}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (65)$$

dove Q è il deflusso di piena, μ il coefficiente di efflusso, g quello d'accelerazione ed r la larghezza dello stramazzo.

Bisogna però avvertire che quando la briglia fosse molto bassa, allora per ottenere il valore di h_1 bisogna ricorrere alla formola degli stramazzi rigurgitati.

Ricerchiamo ora la larghezza da assegnarsi alla platea. Si capisce subito che la platea dovrà estendersi a tutta la larghezza del torrente, affinchè lo stramazzo non abbia a corrodere il letto nemmeno presso le rive. Sarà inoltre opportuno difendere le rive stesse almeno mediante viminate o piantagioni longitudinali, oppure secondo le condizioni locali, anche con sassaie o con muri di accompagnamento.

Lo spessore della platea deve essere tale, che questa possa resistere all'urto dei materiali e delle pietre anche più grosse che cadessero dalla corona.

La platea nel senso longitudinale deve preferibilmente essere orizzontale, od avere la inclinazione minore possibile perchè essa possa raggiungere meglio l'effetto di attenuare la velocità dell'acqua.

Una struttura che fu sovente applicata per le platee

è quella mista di una intelaiatura di legname, riempita da grosse pietre; ma essa non ha dato buona prova, sia perchè di non uniforme resistenza, sia perchè il legname quando è esposto a frequenti alternative di secco e di umido, spesso si infracidisce presto.

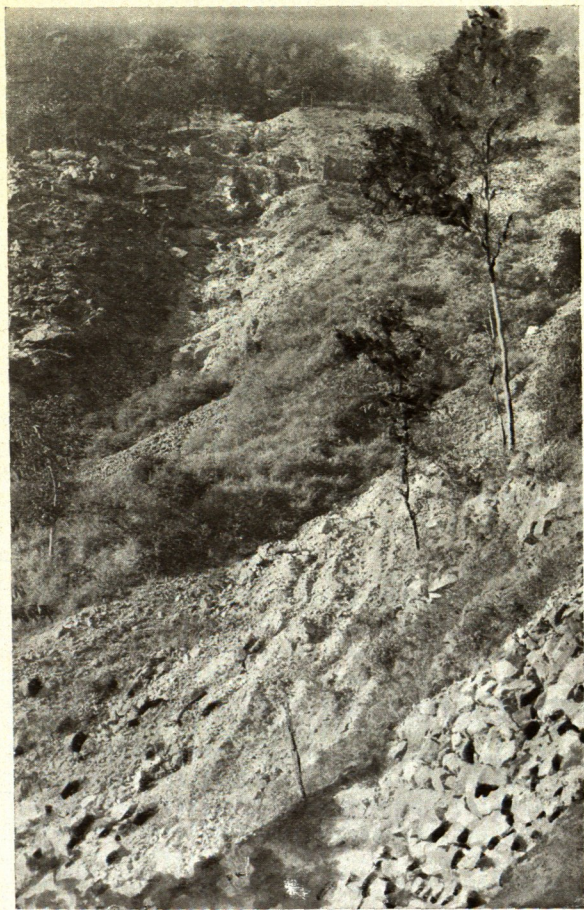
Perciò si procurerà di evitare una simile struttura.

L'esperienza ha dimostrato che riesce assai difficile di poter bene conservare anche una platea solidamente e accuratamente costruita quando questa è esposta alla caduta di massi e la briglia ha una notevole altezza. Basta citare l'esempio di una briglia abbastanza recentemente costruita sul territorio austriaco a pochi passi dal nostro confine presso Pontebba, sul torrente Vogelbach, dove la platea per quanto di struttura solidissima, costituita da una intelaiatura di grossi legnami e da enormi blocchi di pietra, e per quanto sia stata più volte rinnovata, venne continuamente guastata dai massi cadenti dalla briglia che ha circa 20 metri di altezza.

In questi casi, come pure sempre in generale quando dalla briglia può cadere materiale voluminoso od in grande quantità, l'unico provvedimento che l'esperienza ha dimostrato efficace è quello della controbriglia, ossia di una piccola briglia costruita al termine sotto corrente della platea, ed avente la sua corona abbastanza elevata, sul fondo, cioè almeno 0.^m,40, 0.^m,50, perchè lo strato d'acqua che viene a trovarsi nello spazio compreso fra la briglia e la controbriglia formi una specie di cuscino o materasso che ammortisca nel miglior modo possibile l'urto delle pietre.

Le norme costruttive delle controbriglie, che ogni qualvolta il trasporto della calce non richieda spesa troppo forte si preferisce costruire esse pure con muratura in malta o mista, sono le stesse di quelle già esposte per le briglie.

Solo bisogna avere l'avvertenza di assegnare alla



Tav. 37. — Frana dei Baruffini, sopra Tirano sulla riva destra del fiume Adda.

cunetta della controbriglia dimensioni alquanto maggiori che alla cunetta della briglia principale, perchè essendo la controbriglia di altezza limitata, il deflusso di solito vi avviene per stramazzo rigurgitato.

A valle poi della controbriglia si usa costruire una controplatea di sufficiente lunghezza perchè riceva tutta la nappa dello stramazzo e in pari tempo dotata della minore inclinazione possibile, cioè fattibilmente non maggiore di m. 0.06 per metro. Questa controbriglia si termina sottocorrente con un filare di grossi massi, oppure con una palafitta che presenta un lieve risalto sul fondo cioè che non ne sporga più di 0^m,20.

§ 12. Briglie in legname.

Quando fa difetto il pietrame e invece si ha abbondanza di legname, per le briglie di importanza secondaria e per quelle a tergo delle quali si prevedono rapidi interrimenti, si può convenientemente ricorrere al legname.

Le briglie in legname si costruiscono con tronchi d'albero appena atterrati e allo stato greggio (e quindi talvolta anche coi loro rami) od anche con legnami squadriati, che possono venire disposti alternativamente per il lungo e per il traverso, ma che spesso sono anche collocate esclusivamente per il lungo l'uno vicino all'altro secondo l'asse del torrente, in modo da formare parecchi strati orizzontali sovrapposti, che si assicurano alle rive mediante gli opportuni traversi.

I vani che vengono eventualmente a trovarsi fra i diversi tronchi o legnami si riempiono con ghiaia e pietrame minuto.

Anche nelle briglie di legname la corona si suole foggiare a cunetta.

Qualche volta le briglie di legname si rivestono in

corone con un doppio strato di pietre disposte di punta affine di preservare il legname, ma ciò si pratica per lo più soltanto dopo avvenuto il rinterro.

Oltre alle briglie costituite esclusivamente di legname, si usano delle briglie di struttura mista, formate cioè con una intelaiatura di legname e col nucleo di pietrame, per modo che la briglia viene ad assumere l'aspetto di un cassone.

Con queste strutture di legname (tanto di solo legname, quanto miste di legname e pietrame), si sono costruite briglie di dimensioni assai considerevoli. In Svizzera se ne trovano fin coll'altezza di 10 metri e con la lunghezza di 40 metri.

Le briglie in legname hanno fatto ottima prova, in specie — ripetesì — quando trattasi di interrimenti che si prevedono rapidi — e ancora più particolarmente, poi nei terreni costituiti da argille e di materie sciolte minute.

Quando le rive ed il fondo sono rocciosi, si può anche per le briglie in legname ricorrere alla forma curva. Senonchè costituendo i legnami altrettanti elementi rettilinei, invece di una vera forma curvilinea si ottiene una forma poligonale la quale a guisa di arco di circolo volge la sua convessità a monte (fig. 76).

Quando poi le rive ed il fondo sono costituiti di materie sciolte ripetesì anche per le briglie in legname la convenienza di munirle di platea; e se appena appena l'altezza della briglia è notevole sarà bene dotarla anche di una controbriglia colla sua controplatea.

Quanto alle dimensioni da assegnarsi alle briglie di legname, o miste di legname e pietrame, si osserva la consuetudine di ritenere che lo spessore alla base S sia a un dipresso eguale all'altezza h della briglia.

Riguardo alla scarpa del paramento a valle si segue la stessa norma che per le briglie in muratura; cioè per manufatti di altezza non superiore ai 4.^m50 si dà

alla scarpa la inclinazione di $0.25 h$, ossia di un quarto dell'altezza; e per le altezze superiori si riduce questa misura a $0.20 h$, ossia a un quinto dell'altezza, o a poco meno; ritenendo che per le briglie in legname non si suole sorpassare l'altezza di 10 metri perchè per altezze maggiori si ricorre alla struttura in muratura.

Quanto allo spessore S_1 in sommità o in corona si

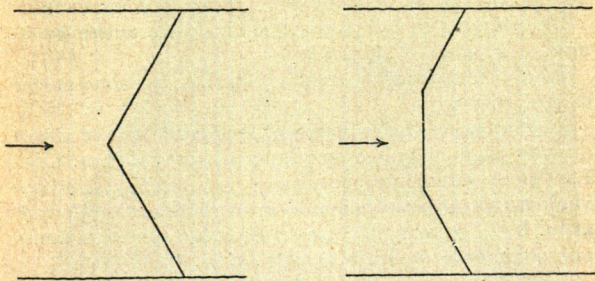


Fig. 76.

adotta quello che risulta dalla differenza tra lo spessore S alla base e la suaccennata scarpa, oppure — il che è quanto dire la stessa cosa — si adotta lo spessore $S_1 = S - 0.53 \sqrt{h}$; non senza però ogni volta assicurarsi che il detto spessore sia tale da garantire nello stesso tempo la corona contro il pericolo del trascinamento, ossia che sia S_1 non $< 0.58 h_1$ o in cifra tonda S_1 non $< 0.60 h_1$, dove h_1 esprime l'altezza dello stramazzo di massima piena sulla corona stessa.

§ 13. Vimate e Fascinate.

Per le piccole briglie, specialmente per quelle che occorrono nelle opere di finimento, si ricorre spesso alle *vimate* e alle *fascinate*, le quali in confronto delle strutture in muratura e in pietrame offrono oltre ai vantaggi di essere più economiche, anche quello di poter utilizzare con la vegetazione gli spazi che più non occorrono al deflusso delle acque regolarizzate.

Le *vimate* in taluni paesi si chiamano anche *palizzate*, o *graticci* o *stecconate*.

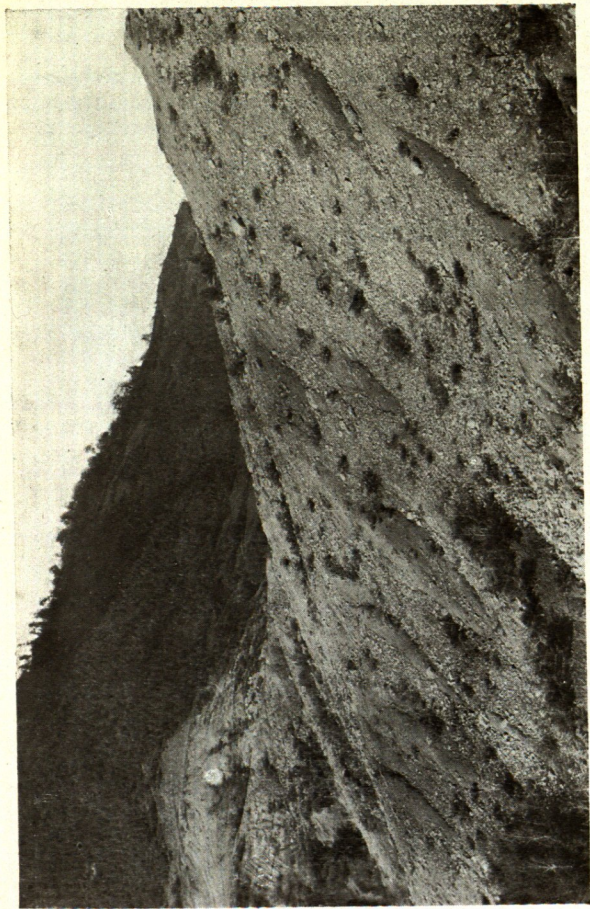
Tanto le *vimate* quanto le *fascinate* possono essere di due classi.

a) *Vimate*. Le *vimate* si dicono di 1^a classe quando raggiungono e sorpassano l'altezza di m. 1.50. Esse però raramente superano i m. 2.00. Si dicono poi *vimate* di 2^a classe quando sono di altezza inferiore ai m. 1.50, avvertendo che in generale queste si fanno alte solamente da m. 0.50 a m. 0.60.

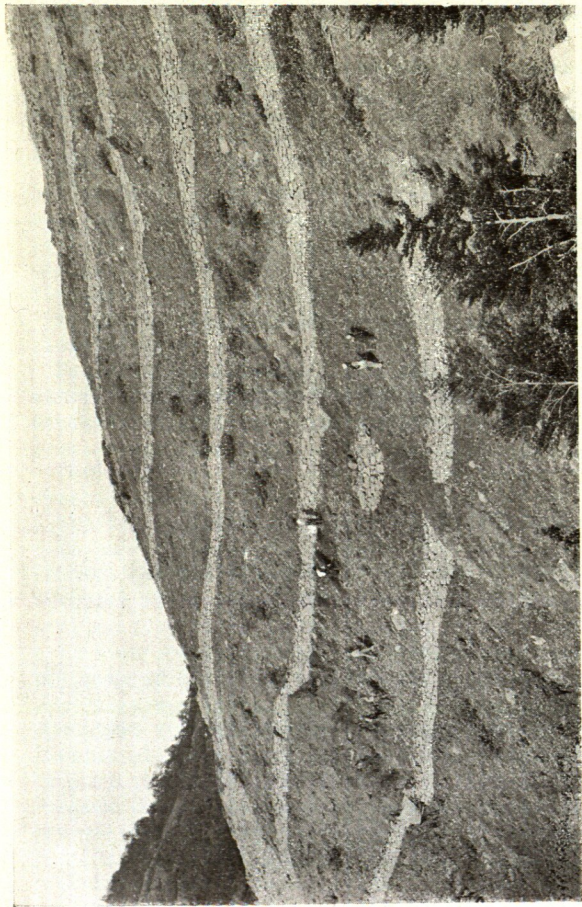
Le *vimate* sono costituite di piantoncini conficcati verticalmente nel terreno su una linea perpendicolare al torrente, tra i quali si intrecciano vimini di salice fresco. Per le *vimate* di 1^a classe i piantoncini sono di due ordini, cioè i più grossi, per lo più di larice o di altra essenza forte destinata a formare l'ossatura e lontani l'uno dall'altro circa 1 metro; gli altri più sottili per lo più di salice fresco disposti alla distanza di 33 cm. e destinati a germogliare.

La *viminata* viene di solito assicurata alle rive mediante una lungherina, che si fissa con filo di ferro e con reggetta alla sommità dei piantoncini.

Quando non si possano assicurare bene le lungherine alle rive si sostiene la *viminata* mediante un sistema di saette o tiranti, o catene inclinate ad angolo circa



Tav. 38. — Pendice nuda del Monte Piella verso le origini del Rio Maggiore sopra Porretta (Bologna).



Tav. 39. — Pendice del Monte Picella, in via di sistemazione con muretti a secco prima di intraprendere il rimboschimento.

semiretto e trattenute da serraficcoli in corrispondenza a ciascuno dei piantoncini di 1° ordine.

A monte della viminata o palizzata poi di solito si addossa un argine di terra largo in sommità m. 1.00 e con la scarpa a monte di 45° destinato a difendere la viminata contro l'urto della corrente.

Questo argine viene costruito a cordoli dell'altezza non maggiore di 30 cm. su ognuno dei quali, nella parte che forma scarpa sopracorrente, si collocano orizzontalmente dei virgulti di salice che si lasciano sporgere dal corpo della viminata, onde possono germogliare.

Infine altri virgulti simili, vengono piantati sulla corona dell'argine.

Per il legname destinato alla vegetazione, quando non si ha a disposizione il salice si può ricorrere al nocciuolo, all'abete e all'ontano; il pino e il larice sono meno indicati per questo scopo, perchè troppo fragili.

Ordinariamente anche alle viminate si assegna una cunetta trapezia.

Tra le viminate successive, il fondo del torrente, nella parte riservata al deflusso delle acque, viene rivestito con una platea di pietrame avente larghezza adeguata all'importanza del torrente. Gli spazi laterali vengono piantati con polloni di olmo, frassino e acero.

Le viminate di 2ª classe che dunque sono sempre più basse di quelle di 1ª classe e che d'ordinario sono alte soltanto, ripetesi, da m. 0.50 a m. 0.60, si costruiscono coi soli picchetti di salice, disposti alla distanza di circa 30-35 centimetri l'uno dall'altro e vengono presidiate da un arginello di dimensioni più modeste di quello, che si usa per le viminate di 1ª classe e ordinariamente poi si tralasciano le lungherine.

b) *Fascinate*. Le *fascinate* sono assai consimili alle viminate o palizzate con la differenza che la loro struttura anzichè di un graticcio di vimini, consta di parecchie fascine sovrapposte.

D'ordinario queste fascine sono di salice verde, hanno la circonferenza di circa 1^m, ovverosia il diametro di 0.^m30 ÷ 0.^m35 e sono abbastanza lunghe per poter venir incastrate nelle rive, provvedendosi in caso diverso a questo collegamento, con opportune lungherine o catene.

Le fascine vengono inoltre assicurate con picchetti di legno duro impiantati alla opportuna distanza che varia secondo l'altezza e l'importanza delle fascinate da 1.^m a 0.^m30 come nelle viminate, e i detti picchetti possono venire impiantati tanto in mezzo alle fascine, quanto a valle, in modo che in quest'ultimo caso le fascine si appoggiano soltanto ai picchetti stessi.

La riduzione di altezza che di solito subiscono le fascine per il loro cedimento è di circa un quinto.

Le fascinate si distinguono in due classi; appartengono alla prima quelle che constano di almeno tre fascine sovrapposte; è raro che il numero delle fascine sovrapposte superi quello di cinque.

Si dicono poi fascinate di 2^a classe quelle che sono composte con un solo ordine od al più due di fascine.

Tanto le fascinate quanto le viminate si possono disporre in modo che presentino una leggera convessità verso monte; naturalmente in questo caso le lungherine o le catene alle quali si fa ricorso per assicurare il nucleo della struttura alle rive vengono a funzionare nella direzione della corda dell'arco.

c) Applicazioni di viminate e di fascinate. È degna di essere ricordata l'applicazione delle fascinate che rese celebre la guardia forestale Jourdan. Egli da solo si assunse l'ardua impresa di correggere il bacino dei torrenti di Sisterou e Salignac nell'Alta Savoia erigendovi nel periodo dal 1855 al 1861 all'incirca trecento fascinate di struttura a un dipresso consimile a quella suacennata, in località che per la maggior parte distavano da 8 a 10 chilometri dalla sua residenza.

Per tale opera veramente degna del più alto encomio, e con la quale quel guardaboschi, da solo riuscì a salvare abitati e territori importanti, risolvendo (anche in tutti i più minuti particolari) un problema che da tempo affaticava la mente dei dotti di ogni paese, la Società Imperiale Centrale di Agricoltura di Parigi decretò al Jourdan una grande medaglia d'oro proclamando in pari tempo il suo esempio degno di essere largamente imitato in tutte le regioni montuose.

Analogamente in Svizzera, nel Canton di Glarus, un alpiano di nome Jenny, con l'impiego di viminate consimili a quelle suddescritte, ottenne la correzione del torrente di Nieder Urnen.

Il torrente conteneva burroni profondi con rive molto ripide, assolutamente nude e frastagliate da guglie, dove a motivo della forte pendenza non era possibile introdurre la vegetazione.

Per modificare lo stato superficiale di quei burroni, che erano orribili a vedersi Jenny si propose di arrestare nel loro seno le materie che gli uragani staccavano dalle rive e vi riuscì perfettamente.

Dapprima provvide a formare una stabile base ai futuri interrimenti, stabilendo una solida briglia in pietra ai diversi punti di confluenza, ossia ai punti di unione dei diversi burroni fra loro e col torrente principale. Poi nel fondo di ogni burrone incominciando dall'alto costruì una quantità innumerevole di viminate curvilinee volgenti la convessità a monte. La loro altezza era da m. 0.40 a m. 0.50 e la loro distanza da 1 a 3.^m secondo la rapidità del pendio.

Il primo uragano bastava qualche volta per interrre le viminate; il profilo del burrone incominciava così a disporsi a gradinata. Dopo egli stabiliva nuove viminate sugli interrimenti delle prime, e così di seguito.

Il fondo del burrone si trovava in tal guisa rialzato ad ogni uragano, la pendenza delle rive diminuita e il

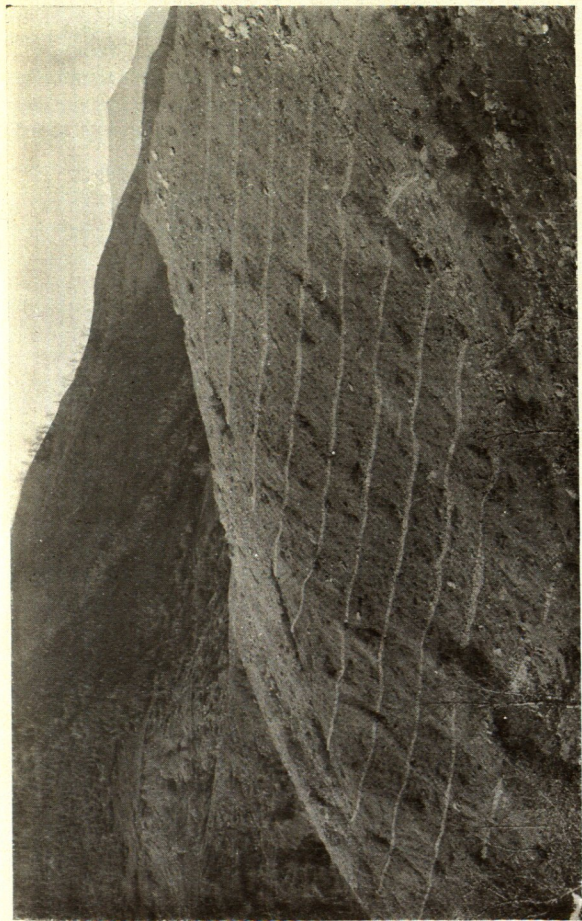
burrone profondo e stretto era in fine trasformato in una semplice ondulazione del suolo, di cui potevasi assai facilmente intraprendere il rimboschimento.

Il controindicato schizzo (fig. 77) mostra il profilo longitudinale di un burrone secondo il suo asse convertito da ripidissimo che era all'origine, in una serie di terrazzi dotati di pendenza dolcissima mercè l'impianto di successivi ordini di viminate sovrapposte fra loro.

Questo sistema è assai ingegnoso, perchè, come si è detto, impiega per rinsaldire la montagna le forze stesse che tendono a rovinarla e distruggerla. E quantunque esso richieda una sorveglianza e una manutenzione continua ed anche esiga l'uso di una abbondante quantità di legname, ha il grande vantaggio di essere di esito sicuro ogni qualvolta si abbia la cura di seguire con diligente attenzione tutte le fasi dell'operazione fino al suo termine, e si abbia inoltre la precauzione di provvedere in ogni singola fase al regolare deflusso delle acque disponendo in tutte le linee di compluvio delle piccole cunette abbastanza solide, cioè rivestite di pietre o di ciottoli, e aventi sufficiente ampiezza da poter contenere tutta l'acqua che può scorrere anche durante le forti piogge in modo da impedire ogni erosione sia nel senso longitudinale, sia nel senso trasversale.

§ 14. Scopo delle briglie.

Le briglie anzitutto secondo la funzione a cui sono destinate, cioè secondo che possono servire a consolidare o a trattenere le materie si distinguono in briglie di *consolidamento* e in *briglie di trattenuta* non senza avvertire che vi sono casi nei quali una stessa briglia può servire ad ambedue gli scopi promiscuamente.



Tav. 40. — Pendice del monte Piella dopo sistemato e rimboscato.

a) *Briglie di trattenuta.* — Queste servono specialmente per i torrenti delle alte regioni alpine che

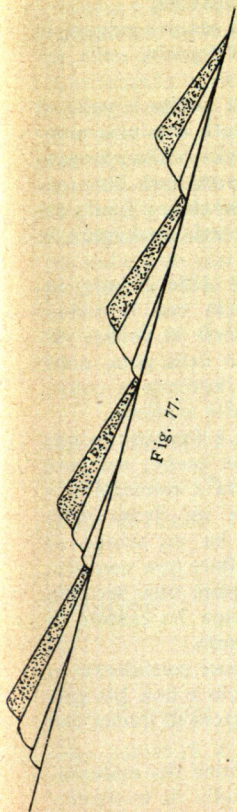


Fig. 77.

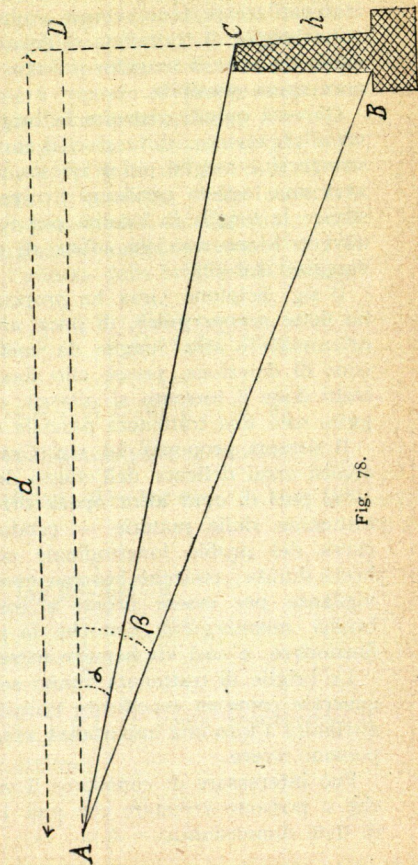


Fig. 78.

avendo origine da nevai, o ghiacciai portano sempre contributo di materia e in generale servono poi per tutti i torrenti che contenendo nel loro bacino frane e macerati trasportano sempre molte materie.

Le briglie di trattenuta si devono sempre erigere in modo da aver il maggior volume di deposito colla minore spesa possibile.

Gioverà quindi costruire la briglia subito a valle di un allargamento, dove cioè il torrente comincia a restringersi e meglio poi se questa varice o allargamento avrà una leggera pendenza; come pure sarà bene costruire la briglia in località ove i fianchi e il fondo del torrente sieno rocciosi, affine di poterle assegnare la maggior stabilità.

Il sig. Scipione Gras ha proposto delle briglie, da lui dette *sommergibili*, di poca altezza con la corona orizzontale e assai lunghe da costruirsi al vertice del cono di deiezione, presso allo sbocco della gola, o nei tratti dove il torrente si allarga, e destinate a conseguire solo una trattenuta parziale delle materie.

Il sistema proposto dal sig. Gras è fondato su una analisi assai delicata dell'effetto delle piene, ma però — al pari di ogni altra opera diretta a conseguire la trattenuta delle materie — produce un flesso nella curva del profilo longitudinale ed ha un'azione di breve durata; cosicchè bisogna esercitare una continua vigilanza per essere pronti a costruire una seconda briglia *sommergibile* tosto che la prima ha cessato di funzionare, e così via sempre in seguito.

Le briglie di trattenuta vanno sempre considerate in generale come un espediente transitorio e non bisogna attribuire a loro una importanza maggiore di quella che possono avere.

Può interessare di conoscere il volume dei materiali che si possono arrestare con una briglia di trattenuta di date dimensioni.

Supponiamo un tratto di torrente (fig. 78) il cui fondo sia rappresentato dalla AB , sia AC la linea di compensazione e si debba costruire la briglia BC . Se la briglia è più bassa della linea di compensazione non si raggiunge certo il massimo effetto; se invece è più alta, si ha un manufatto di superflue dimensioni, perchè l'interrimento si fermerà quando il profilo superiore avrà raggiunto la linea di compensazione.

Dicendo α e β gli angoli che l'orizzontale fa colla linea di compensazione e col letto del torrente, il volume di deposito sarà il prodotto della superficie $ABC = S$ per la larghezza media del deposito; ossia dicendo L questa larghezza media avremo $V = LS$. Ora indicando con h l'altezza della briglia dai triangoli ABD ed ABC si ha:

$$BD = AD \operatorname{tg} \beta \quad \text{e} \quad CD = AD \operatorname{tg} \alpha$$

ma

$$DB - CD = h = AD (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha)$$

allora chiamando d la distanza \overline{AD} , si ottiene:

$$h = d (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) \tag{66}$$

da cui si ricava

$$d = \frac{h}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha},$$

ed essendo

$$S = \frac{1}{2} d h$$

si ha il volume $V = \frac{1}{2} h L \cdot d$, ossia sostituendo il detto valore di d si ottiene:

$$V = \frac{1}{2} L \frac{h^2}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha} \tag{67}$$

Questa espressione ci indica che il volume degli interrimenti varia come il quadrato dell'altezza della briglia e varia inoltre in ragione doppia con la larghezza media L , perchè più grande sarà il valore attribuito a questa larghezza, più grande pure sarà quello di $\text{tg} \cdot \alpha$ e quindi più piccolo sarà il valore del denominatore.

La formula succitata (66)

$$h = d (\text{tag } \beta - \text{tag } \alpha)$$

serve a dare il valore dell'altezza della briglia, quando è a priori fissato e noto l'elemento d , ciò che può pure accadere nella pratica. Oppure viceversa serve a dare la quantità d quando è fissata l'altezza h .

Talvolta si vuol ottenere dalla briglia di trattenuta una piazza di depositi di una certa capacità V ; allora bisogna desumere dalla formola

$$V = \frac{1}{2} L \frac{h^2}{\text{tag} \cdot \beta - \text{tag} \cdot \alpha}$$

qual sia l'altezza da dare alla briglia; dalla formola stessa avremo

$$h = \sqrt{\frac{2 V (\text{tg} \cdot \beta - \text{tg} \cdot \alpha)}{L}} \quad (68)$$

in cui L può esser desunta approssimativamente quando si possa ricavare dai rilievi locali la larghezza media almeno in via approssimativa della piazza di deposito: perchè anche L dipende dall'altezza h .

Infatti se si considera che questa larghezza media non è altro che la larghezza della sezione trasversale, che passa per il baricentro del triangolo ACB , se si indicano con l la larghezza sul fondo di questa sezione (vedi fig. 79) e con h_1 l'altezza dell'interrimento della sezione stessa, si ha $h_1 = \frac{2}{3} h$ ed allora la larghezza

media è $L = l + \frac{1}{2} l_1 + \frac{1}{2} l_2$ dicendo l_1 ed l_2 le proiezioni orizzontali delle rive. Ma

$$l_2 = h_1 \cotg \delta \quad l_1 + l_2 = h_1 \{ \cotg \delta + \cotg \gamma \}$$

$$l_1 = h_1 \cotg \gamma \quad \frac{1}{2} \{ l_1 + l_2 \} = \frac{1}{2} h_1 \{ \cotg \delta + \cotg \gamma \}$$

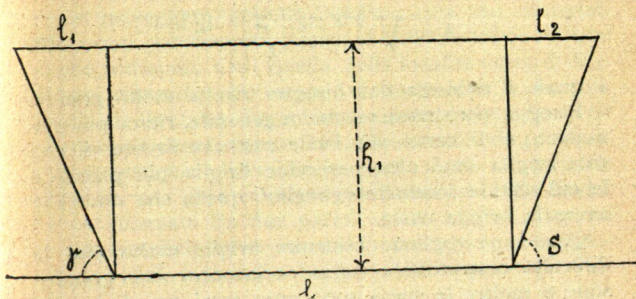


Fig. 79.

e quindi:

$$\begin{aligned} L &= l + \frac{1}{2} h_1 \{ \cotg \delta + \cotg \gamma \} = \\ &= l + \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} h \{ \cotg \delta + \cotg \gamma \} \end{aligned} \quad (69)$$

Allora se sostituiamo questo valore di L nella formula

$$h = \sqrt{\frac{2V(\tg \beta - \tg \alpha)}{L}} \quad (68)$$

e risolviamo, si vede che l'equazione risulta di terzo grado in h . In pratica il calcolo riuscendo lungo, si preferisce di ricorrere ad una risoluzione per tentativi,

attribuendo ad L diversi valori fino ad avvicinarsi a quello che realmente corrisponde alla sezione che passa per il centro di gravità. Oppure, meglio, si introduce il valore che approssimativamente potrà avere la larghezza media degli interrimenti, ricavandola, come già si disse, dai rilievi della località.

In alcuni casi l'altezza della briglia quale è data dalla formola

$$h = \sqrt{\frac{2V(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha)}{L}} \quad (68)$$

e quale è richiesta dal bisogno risulta molto grande.

Bisogna però ritenere che in generale, riesce più economico, e di certo più facile costruire invece di una sola briglia assai alta, parecchie briglie più piccole e le cui altezze sommate eguagliino quella che dovrebbe avere la briglia unica.

Quando si vogliono costruire briglie molto alte, le difficoltà costruttive a cui si va incontro sono grandissime e inoltre le spese sono pure assai grandi.

Che l'altezza della briglia possa riuscire molto grande, anche in casi di lavori non eccessivamente importanti, lo dimostra chiaramente l'esempio seguente:

Vogliasi provocare un deposito di 1000000 di m^3 in una tratta la cui larghezza media sia 100 metri.

Sia la pendenza del letto a monte della chiusa da costruire del 10 ‰. La pendenza di compensazione che verrà raggiunta poniamo che sia del 3 ‰. Avremo:

$$h = \sqrt{\frac{2 \times 1000000 \left(\frac{10 - 3}{100} \right)}{100}} = \sqrt{1400} = m. 37,40$$

cioè in cifra tonda 37 metri e mezzo. Or bene, un muraglione alto 37,50 e capace di sostenere nei primi tempi tutta l'acqua del torrente e poi in seguito a mano

a mano che procederà la trattenuta, i materiali che si raccoglieranno a monte è certo un'opera di grande impegno ed assai costosa. Senza alcun dubbio sarà preferibile costruire invece diverse briglie che abbiano insieme un'altezza equivalente.

Ciò non vuol dire però che non si sieno costruite briglie più alte di m. 37,50.

Per esempio nel torrente Fersina a monte di Trento e per proteggere appunto questa città dai materiali trasportati dal torrente stesso, si sono costruite diverse briglie altissime. Così quella nella località detta di Madruzzo costruita allo scopo di assicurare la vecchia briglia di Pontalto che si trova a monte circa 80 metri raggiunge l'altezza veramente considerevole di 41 metri.

Però bisogna notare che in quel punto il torrente scorre in una gola calcarea strettissima ed è profondamente incassato fra due pareti quasi a picco, per cui è stato possibile avere un solido appoggio per la interruzione del manufatto lungo i lati e per tutta l'altezza.

Fra le briglie di notevole altezza si suole citare anche quella che fu costruita sul torrente Avisio, presso San Giorgio pure in Tirolo; essa però, più che per l'altezza che è di m. 19, è degna di essere rammentata per la grande accuratezza con la quale fu eseguita ed è costata 600 mila lire.

Si è detto adunque che è preferibile fare diverse briglie relativamente basse invece di una sola molto alta. Da qui è sorta anche l'idea delle briglie dette a *gradini* o a *scaglioni* la quale sembra dovuta all'ing. francese Philip Breton, che le propose appunto in particolare per la trattenuta delle materie.

È ovvio che conviene raggruppare tutte le diverse briglie a gradini che si vogliono costruire addossandone in guisa di scala al termine dell'interrimento per lasciare il maggior spazio possibile ai depositi.

La fig. 80 dà appunto un'idea di una serie di briglie a gradini.

È però da osservare subito che se il fondo non è roccioso, tanto quando si abbia una sola briglia quanto quando se ne abbiano molte, gli stramazzi che si formano vanno a colpire con tanta forza il fondo stesso a valle della diga che scalzandolo e corrodendolo, mettono in pericolo la costruzione.

Le platee di queste briglie devono avere larghezza e lunghezza sufficiente per ricevere tutta la lama d'acqua stramazante e attutirne l'urto.

Devono inoltre essere costruite, al pari delle briglie, colle quali devono essere intimamente collegate, esclusivamente in muratura in calce; giacchè per la stabilità di questo genere di briglie si richiede che tutto l'insieme abbia a funzionare come una massa monolitica (vedi fig. 81).

Quando le *briglie a scaglioni o a gradini* siano costruite con questa precauzione oltrechè per la trattenuta delle materie possono applicarsi anche per il consolidamento dell'alveo.

Bisogna però notare che nei terreni di peggiore qualità, cioè dove si hanno formazioni argillose e marnose e dove gli interrimenti risultano costituiti da materie esclusivamente fangose, le briglie a scaglioni non danno buona prova se non quando sono costruite con eccezionale robustezza.

Può accadere che una briglia di trattenuta ad interramento compiuto non basti più. Si presentano allora due soluzioni. O alzare la briglia esistente o costruire una nuova briglia di trattenuta a monte.

Per le ragioni già dette in generale converrà farne parecchie distinte, anzichè appigliarsi al partito di sovralzare una già esistente e tanto più se il rialzo si fa più d'una volta, perchè è evidente che mal si può appoggiare una sovrastruttura su un manufatto vecchio

che fu calcolato e costruito con spessore proporzionato ad altezza limitata.

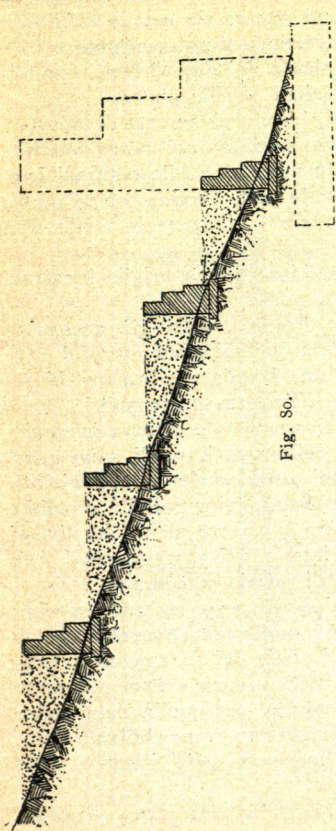


Fig. 80.

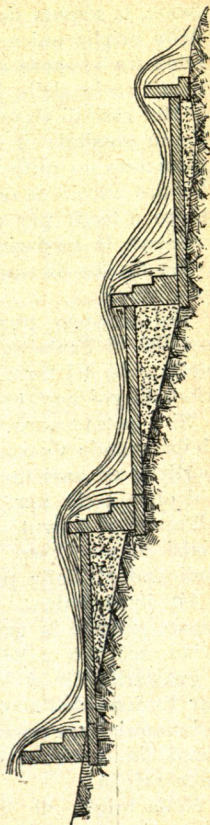


Fig. 81.

In generale però quando si tratti di dover costruire

molte briglie, prima di decidere se convenga costruire una sola briglia molto alta, oppure parecchie briglie basse, la somma delle cui altezze sia eguale all'altezza della briglia unica, converrà fare un confronto economico fra le spese d'impianto dei due sistemi, tenendo conto anche delle fondazioni e delle platee.

Nel caso di alzamenti, bisognerà cercare di innestare il più possibile il nuovo sovrizzo col muro vecchio, formando un tutto il più unito possibile e quindi irrobustire ancora se occorre la parte vecchia con un nuovo muro a tergo per rinforzare e allargare in modo conveniente le fondazioni.

La fig. 82 dà appunto idea di una briglia innalzata più volte.

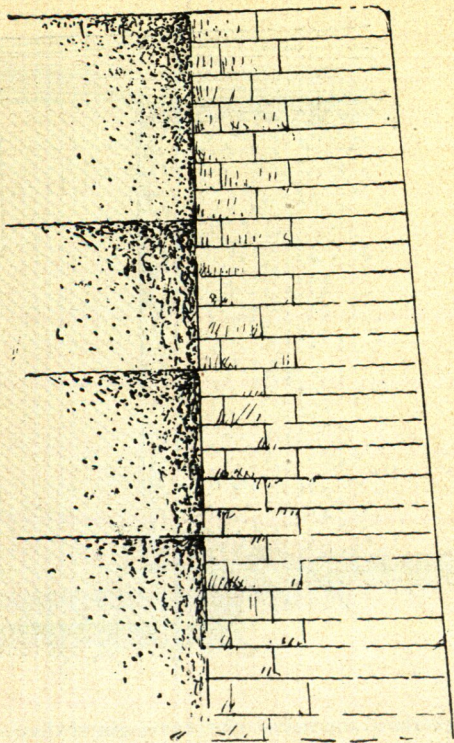
Sul succitato torrente Fersina, nella già accennata località di Pantalto, è stata incominciata fino dal 1537 nella gola del torrente, una briglia che in parecchi periodi fu poi portata fino all'altezza di 34 metri.

Si è potuto però raggiungere tale altezza in grazia della grande vicinanza delle rive le quali sono quasi verticali ed anzi in alcuni punti anche strapiombanti. Ed oltre a ciò per dare la maggior solidità possibile all'opera si è avuto la cura di erigere alcuni dei diversi rialzi su una base foggiate a volta, rendendoli così indipendenti dalla parte di briglia sottostante.

Un inconveniente a cui si va spesso incontro specialmente quando la briglia è molto alta è quello che lo stramazzo può cadere sul piede del paramento a valle e guastarlo. Ciò si dovrà però sempre evitare non tanto per l'azione dell'acqua, quanto per quella demolitrice dei materiali trasportati, riducendo, come abbiamo visto, entro limiti sicuri, l'inclinazione delle pareti a valle della briglia.

Nella briglia di Madruzzo (fig. 83) sopra ricordata fu applicata una grande corona o cornice, sporgente circa 6 metri, appunto per evitare che lo stramazzo

cada sulla scarpa della briglia; ciò che si è potuto fare ancora meglio, a motivo della grande strettezza



Angelo Valentin
Set 277

Fig. 82.

della gola del torrente, che ha permesso di intestare solidamente ai lati la corona stessa.

Nella succitata briglia di Pontalto poi si nota la singolarità che lo spessore va crescendo dal basso verso l'alto; ma ciò è spiegato dal fatto che si tratta di una

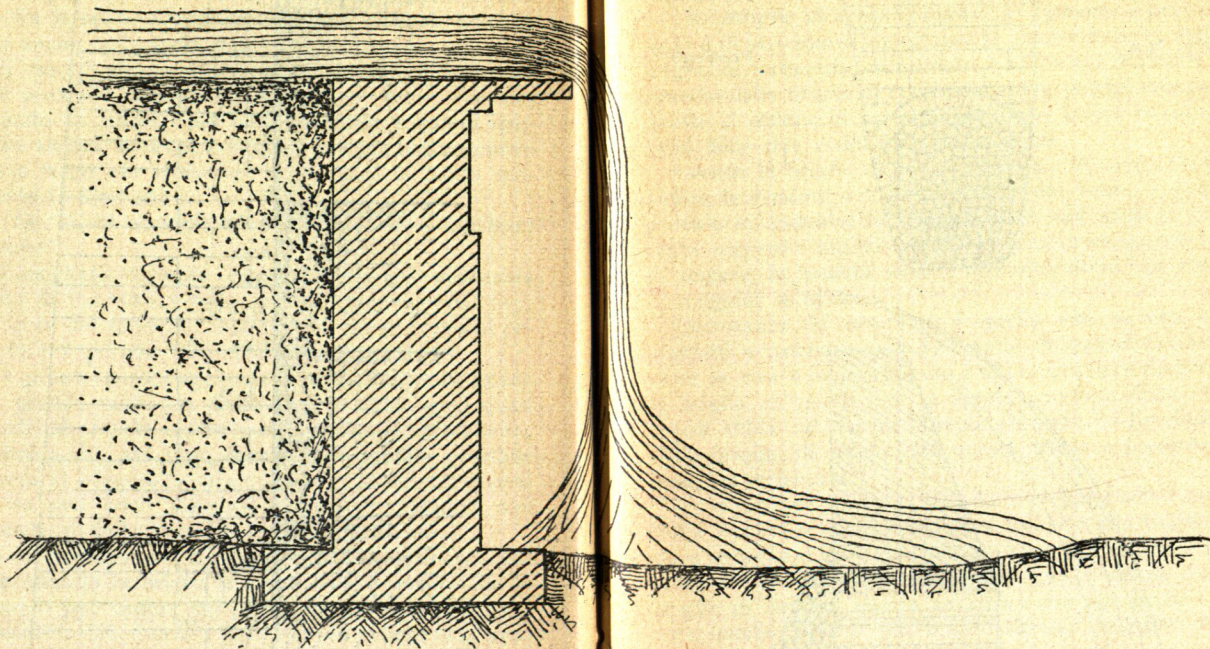


Fig. 83.

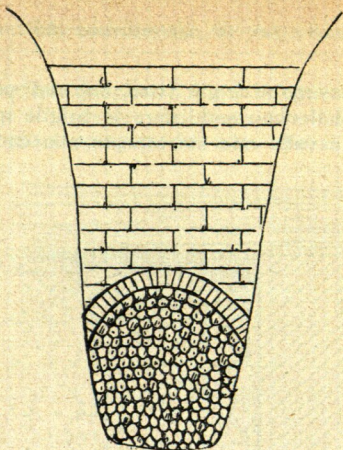
serie di rialzi successivi che come già si disse furono costruiti in modo che ciascuno di essi veniva ad appoggiare non già sulla parte vecchia della sottostante briglia ma su una apposita base costruita in forma di volta.

Essendo, come si è già visto, uno dei principali requisiti a cui devono soddisfare le briglie quello che il paramento a valle non sia esposto alla caduta del pie-

trame, si è spesso ricorso al ripiego di appoggiare il manufatto su una volta, come indica la fig. 84 chiudendo il vano sottostante all'arco con un muro a secco rustico o vespaio.

Questo ripiego col quale si ottiene anche di rispar-

Fig. 84 a.



Prospetto.

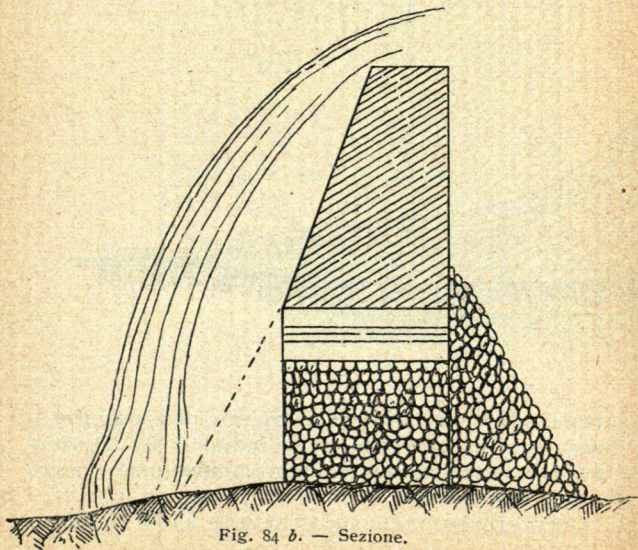


Fig. 84 b. — Sezione.

miare la spesa della parte inferiore nonchè della fondazione, è però naturalmente possibile soltanto quando le sponde siano rocciose e molto solide per potervi appoggiare la volta di base.

b) *Briglie di consolidamento*. — Quanto è provvisorio e di secondaria importanza il provvedimento delle briglie di trattenuta, altrettanto è efficace e duraturo il rimedio delle briglie di consolidamento, perchè solo con queste si ottiene di arrestare in modo stabile le corrosioni delle rive e del letto del torrente.

Avendo le briglie di consolidamento lo scopo d'impedire le erosioni e lo scalzamento del fondo, mentre è ovvio di costruire le briglie stesse nei tratti di torrente soggetti a tali inconvenienti, sarà pure opportuno di erigerle in località dove le rive presentino uno stato di maggior solidità.

Circostanza da osservare è quella che talvolta s'è costretti a costruire qualche briglia di consolidamento dove la riva è in movimento e allora conviene disporre la briglia in modo che la spinta prodotta dalla riva stessa abbia ad essere diretta secondo la lunghezza della briglia, di modo che questa abbia a presentare maggior resistenza.

La maggiore prudenza sarà da impiegarsi nella scelta della località e specialmente poi quando alla briglia si deve assegnare una notevole altezza; ma allora però, come s'è già detto in generale, converrà ricorrere a più briglie di limitata altezza anzichè a una sola molto elevata, anche perchè più briglie offrono maggior resistenza.

Quando poi occorra di dover costruire un gruppo di parecchie briglie fra loro vicine, si osserveranno le norme già più sopra indicate per le briglie a *gradini* o a *scaglioni*.

Un problema importante è quello di determinare la distanza fra le briglie di consolidamento.

Per risolverlo basta considerare che bisogna sempre disporre le briglie in modo che la linea che unisce il

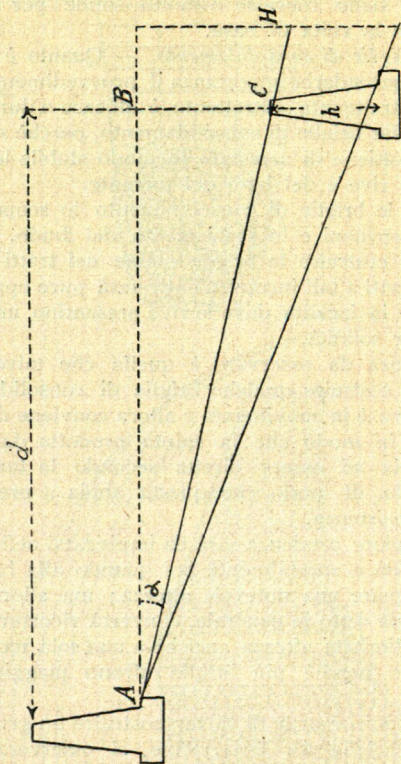


Fig. 85.

piede dell'una con la sommità di quella susseguente a valle sia inclinata secondo la pendenza di compensazione. Da ciò scaturisce che (vedi fig. 85) chiamando

H il dislivello totale del fondo fra due briglie successive ed h l'altezza delle briglie e indicando con a l'angolo che fa con l'orizzontale la pendenza di compensazione in modo che la tangente di questo angolo *tag. a* sia eguale ad i ; indicando inoltre con d la distanza fra le due briglie, dal triangolo rettangolo ABC si ricava:

$$BC = H - h = d \operatorname{tg} a = d i \quad (70)$$

dalla quale si ottiene:

$$h = H - d \operatorname{tang} a = H - d i \quad (71)$$

la quale espressione serve a dare l'altezza della briglia h quando sia nota la distanza d e si ottiene pure:

$$d = \frac{H - h}{\operatorname{tang} a} = \frac{H - h}{i} \quad (72)$$

la quale serve a dare la distanza fra le due briglie successive.

§ 15. Altre opere che si impiegano per la sistemazione dei torrenti.

Oltre alle briglie per la sistemazione dei torrenti si impiegano altre opere e fra queste anzitutto bisogna annoverare le opere di *difesa longitudinali* e le *piazze per deposito dei materiali trasportati dalla corrente*.

Talvolta si ricorre anche alla costruzione di *serbatoi artificiali* per scemare la portata delle piene.

Furono pure proposte la *costruzione di piccoli argini* e quella di *fossetti o rigagnoli orizzontali* per ritardare l'arrivo delle acque al piano, immagazzinandole per così dire durante un certo tempo; ma queste proposte, come vedremo, non furono trovate di pratica applicazione.

Diremo rapidamente di ciascuna di queste opere.

Curve Valledun
 Campi 7271
 ↙

a) *Opere longitudinali di difesa.* — Sono le stesse opere assai note e comuni che si adoperano per la difesa lungo i fiumi in genere. Ricorderemo soltanto che nella loro applicazione ai torrenti esse possono essere di struttura molto diversa secondo l'importanza della difesa e lo scopo al quale sono destinate.

Così di fronte alle colossali arginature (Tav. 32 e 33) di muratura e alle difese longitudinali costituite da gabioni (Tav. 34 e 35), vediamo usate le scogliere di pietrame più o meno minuto, come pure le *semplici sassaie*, nonchè i cassoni di legname riempiti di pietrame: e scendendo in ordine di solidità troviamo gli *argini di sola terra* e da ultimo le opere longitudinali in legname fra le quali poi sono usitatissime anche le più modeste cioè le *vimate* che, come quando si usano in senso trasversale, ricevono secondo i diversi paesi puri i nomi di *palizzate*, o *graticci*, o *steconate*.

Queste ultime opere congiungono al beneficio della poca spesa, anche quello di poter utilizzare, con la vegetazione arborea, gli spazi che possono essere tolti alle acque e ai greti.

b) *Fossetti orizzontali o arginelli orizzontali.* — Quantunque, come abbiamo già detto, questi provvedimenti siano stati giudicati inapplicabili, almeno nella maggior parte dei casi, torna il conto di parlarne, poichè possono qualche volta servire in casi eccezionali.

In seguito alle inondazioni del 1846 l'ing. Polonceau propose di praticare tanti fossetti orizzontali, sui pendii delle montagne allo scopo di ritardare lo scolo delle acque. Lo sterro proveniente dall'apertura dei fossetti gettato a valle funziona come argine di contenimento.

Si vengono così a costituire come tanti canali a mezza costa.

Il Polonceau osservava come con questi canaletti o rigagnoli (moltiplicati in numero grandissimo e ben disposti gli uni sopra gli altri ad intervalli di 50 a 60

metri, con la sezione, per es. di circa m. 0.70×0.70 ossia della capacità di circa mezzo metro cubo per metro lineare e chiusi provvisoriamente alle due estremità salvo a lasciarli poi più tardi, eventualmente defluire) si poteva ritenere una gran parte dell'acqua di piena.

Ma questo sistema che a primo aspetto ha apparenze così lusinghiere non si potè allora eseguire per molte ragioni.

Innanzitutto, secondo Polonceau i fossetti dovevano eseguirsi dai proprietari sul cui suolo si trovavano, perchè secondo lui migliorando essi anzitutto le condizioni della proprietà, lo Stato vi doveva concorrere solo in misura assai tenue. Ma era assurdo il costringere i proprietari a sacrificare tanto terreno necessariamente perduto per l'agricoltura in vista di un risultato che essi non sapevano nè potevano vedere, poichè nel terreno dove tali canaletti si sarebbero praticati le inondazioni non si producevano, mentre invece queste si facevano sentire al piano.

Nè si può assolutamente pretendere che l'acqua immagazzinata nei fossetti possa servire per l'irrigazione; perchè l'acqua stessa sarebbe disponibile soltanto dopo le grandi piogge, cioè quando tutte le terre sono sature e non ne hanno più bisogno, mentre quando queste torneranno a sentirne necessità essa sarà già o defluita o filtrata attraverso al terreno ed evaporata.

I veri favoriti da questo sistema sarebbero i proprietari a valle, dove il fiume può straripare. Quindi è impossibile ottenere dai proprietari della parte elevata che essi provvedano alla costruzione dei fossetti senza ricorrere alla espropriazione forzata e in pari tempo indennizzarli largamente.

Dunque vi sarebbe stata da aggiungere questa spesa di espropriazione, che certo sarebbe riuscita ingentissima, all'altra spesa d'impianto che non era meno ingente,

perchè il Polonceau aveva calcolato che questa spesa d'impianto pei soli principali fiumi della Francia sarebbe ascesa alla somma enorme di 870 milioni, di cui egli assegnava 721 a carico dei proprietari, 101 allo Stato e 48 ai rispettivi Dipartimenti e che ora certamente per il forte aumento di tutti i prezzi dovrebbe esser più che duplicata.

Poi oltre a queste spese colossali di espropriazione e di impianto, ve ne sarebbe stata un'altra considerevole per organizzare un servizio di mantenimento dei fossetti, a mezzo di appositi cantonieri o custodi che provvedessero a conservare inalterata ai fossetti la loro sezione, e che li espurgassero dopo ogni piena, riparandoli in caso di guasti, altrimenti in breve sarebbero stati distrutti ed alle prime piogge il male sarebbe risultato aggravato.

Ma questa della difficoltà e della spesa per organizzare un buon servizio di mantenimento dei fossetti, era ancora l'obbiezione minore.

Gravissima è invece stata l'obbiezione che con quei fossetti si sarebbe creata una serie di innumerevoli stagni i quali avrebbero allagato una estensione immensa di terreno superiore certamente a quella che poteva venire coperta dalle acque di innondazione, quando fossero traboccati liberamente; cosicchè per evitare l'innondazione a valle la si sarebbe prodotta sui terreni a monte, creando per di più una infinità di punti nocivi all'igiene.

Poi si sarebbe anche obiettato che almeno sotto il punto di vista di provvedimento generale trattandosi di una gran quantità di piccoli canaletti, dispersi su grandissima superficie, destinati a funzionare come altrettanti piccoli serbatoi artificiali, le difficoltà inerenti alla calcolazione della loro capacità della loro esatta ubicazione, della loro giusta ripartizione sono non piccole e nella eventualità di un errore di calcolo è ovvio che

una volta pieni essi non servirebbero più alle piogge successive e più pericolose, e anzi sarebbero assai nocivi perchè darebbero luogo a una serie di rotte e di allagamenti parziali precipitando poi lo scolo di una certa quantità d'acqua che andrebbe inopinatamente ad aumentare la piena ed a provocare forse una inondazione.

Dunque il sistema dei fossetti orizzontali in via generale oltre che essere costosissimo, si è palesato non solo inefficace, ma anche tale da aggravare invece di attenuare la misura del male che si vuole riparare.

Le identiche obiezioni si possono affacciare al sistema degli arginelli orizzontali o pressochè orizzontali di ritenuta che l'ing. Dumas propose nel 1856 di costruire sui pendii delle montagne per ritardare il deflusso delle acque perchè esso si riduce in sostanza allo stesso sistema dei fossetti, che aveva proposto dieci anni prima l'ing. Polonceau.

c) *Piazze di deposito*. — Già parlando dello scopo delle briglie di trattenuta, si è avuto agio di intuire quale sia l'ufficio delle piazze di deposito o di trattenuta, le quali, come significa la loro denominazione stessa, hanno finalità identica.

La piazza di deposito quindi al pari delle dette briglie di trattenuta, non costituisce un rimedio radicale per il regime di un torrente, poichè la sua azione si manifesta solo per un tempo relativamente breve; ma in compenso produce effetti rapidi ed immediati. È per questo che le piazze di deposito sono molto usate specialmente nella prima fase delle correzioni, in tutti quei casi, nei quali la massa dei materiali, che si trovano già nel letto del torrente e possono quindi essere trasportati dalle piene, è enorme ed impedirebbe perciò qualsiasi altro lavoro di sistemazione.

Queste piazze (fig. 86 e 87) si costruiscono o nell'interno delle vallate dove si presenti una varice che

permetta di accumulare senza danni una grande quantità di materiali, oppure si fanno sul cono di deiezione e sempre poi si cerca di utilizzare i terreni più aridi ed inadatti alla coltivazione e ciò evidentemente per ragioni di economia. Se terreni buoni potessero per la loro vicinanza venire anch'essi coperti di detriti, sarà bene impedirlo, chiudendo lateralmente la piazza con arginelli, anche semplicemente di terra o ghiaia tolta dal greto, i quali però allora si presidiano con un rivestimento di pietrame per meglio difenderli dalla corrente.

In tutte le piazze di deposito si nota molto spesso il fenomeno che il torrente tende a depositare la maggior parte delle materie lungo l'asse longitudinale e ben poco lateralmente per modo che il deposito prende la forma a schiena d'asino, molto convessa in mezzo.

Per evitare questo inconveniente il Venetz (celebre ingegnere svizzero che progettò e dappriocipio diresse la sistemazione del Rodano superiore a monte del Lago di Ginevra) propose di dare alle piazze di trattenuta una disposizione speciale munendole di briglie basse, sommergibili od anche di semplici argini più corti dell'intera larghezza del letto e posti trasversalmente, in modo da obbligare le acque del torrente a portarsi lateralmente e quindi a produrre un deposito piano o quasi (vedi figura 88).

All'uscita dalla piazza si mette o una briglia di trattenuta a tutta larghezza o una semplice graticciata formata da pali piantati assai vicini fra loro e in posizione alternata, in modo da favorire l'arresto delle materie che non si sono depositate.

Le piazze di deposito, che hanno la detta disposizione hanno dal loro inventore assunto, il nome di camere di Venetz.

Il Gras suggerì anch'egli qualche cosa di analogo e le piazze da lui ideate si chiamano *Labirinti di Gras*. Invece di costruire degli argini o briglie che con la

loro lunghezza attraversano quasi tutta la piazza salvo i varchi laterali per il necessario deflusso, il Gras propose dei semplici pilastri o brevi tratti di muro più o meno robusti secondo la grossezza del materiale che può essere portato dal torrente, eretti qua e là e sempre in file alternate (vedi figura 89).

Anche l'espedito proposto da Gras è buono ed efficace in quanto che l'acqua viene molto suddivisa, deviata e rallentata facilitando molto i depositi: questi poi avvengono con ripartizione abbastanza uniforme quando si abbia l'avvertenza di costruire i detti ostacoli più frequenti in tutta la parte centrale.

Perchè poi una piazza di deposito possa esser utile per molto tempo bisogna aver cura di tenerla sempre ben pulita e quindi frequentemente sgombrarla dai materiali che via via vi accumula la corrente. A prima vista può sembrare che questa sia un'operazione assai difficile e costosa, ma per lo più invece non lo è.

Quasi sempre infatti i materiali accumulati nelle piazze di deposito siano essi ancora voluminosi, siano ghiaie, sono ottimi per diversi lavori e costruzioni e specialmente per la manutenzione delle strade; cosicchè spesso avviene che gli appaltatori delle opere pubbliche o le imprese private si impegnano esse di sgombrare periodicamente dette piazze, senza nessun compenso e alla sola condizione di appropriarsi i materiali ricavati.

Una volta poi che il torrente sia definitivamente sistemato e che la piazza di deposito si renda quindi inutile, essa viene ancora molto vantaggiosamente utilizzata in quanto che può benissimo essere ceduta alla coltivazione o alla peggio, se si tratta di terreni assai sterili, può facilmente prestarsi ad una vegetazione boschiva.

Un ultimo sistema per ottenere una piazza di deposito fu usato con vantaggio specialmente quando si è trattato di eseguire la piazza stessa sul cono di deiezione.



Tav. 41. — Frana sopra Valgrande — Prima della correzione.
(Prov. di Belluno). —

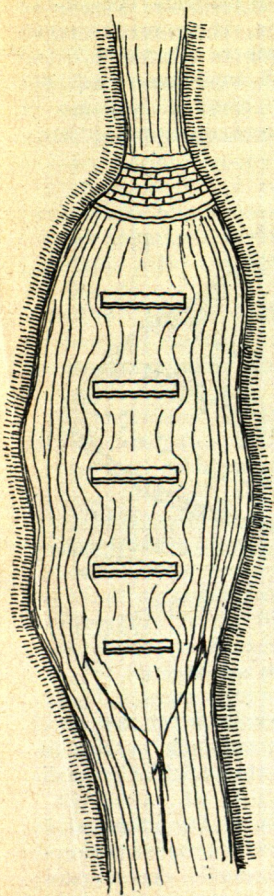


Fig. 88.

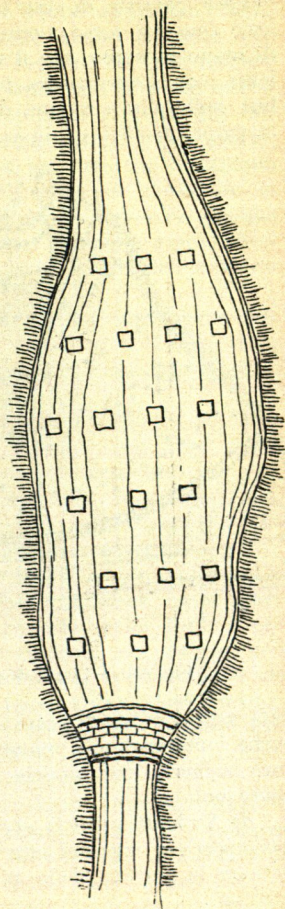


Fig. 89.

Esso consiste in una serie di palizzate disposte ad arco concavo verso monte e via via sempre più ampie di mano in mano che il torrente va allargando il suo letto, con l'avvertenza però di impiantare i pali più fitti nelle file a monte, dove i materiali arrivano in maggior quantità e più voluminosi, da ultimo all'estre-

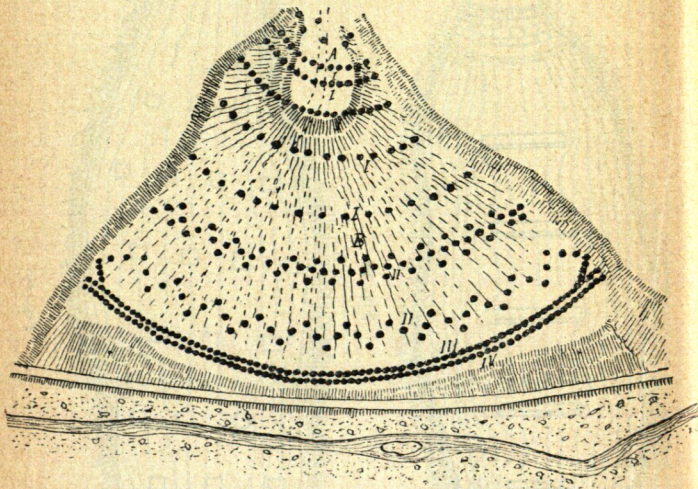


Fig. 90. — Piazza di deposito con palafitta.

mità sottocorrente di porre una viminata per trattenere anche i materiali più minuti. Un consimile sistema fu pure suggerito con qualche variante da Schindler (vedi figura 90).

d) *Serbatoi o laghi artificiali*. — Da ultimo, si è accennato che uno dei provvedimenti proposti per scemmare la portata delle piene è quello dei serbatoi artificiali.

Il grande beneficio che come è noto esercitano i laghi naturali trattenendo parte delle acque di piena per lasciarle defluire soltanto in seguito, ha fatto sorgere l'idea di creare dei serbatoi artificiali, e anche quella di aumentare la facoltà di trattenuta di laghi già esistenti, per immagazzinarvi acqua nei periodi di abbondanza e lasciarla scorrere poi nei momenti di scarsità a scopi molteplici, e cioè oltrechè per diminuire le piene anche allo scopo sia d'approvvigionare d'acqua i centri abitati, sia per utilizzare le acque a prò dell'agricoltura nelle irrigazioni, o a favore dell'industria (Tavola 36).

Inoltre i serbatoi artificiali si applicano anche per sgombrare i bacini portuari mediante il sistema delle ripulse, come pure per aumentare il tirante dei corsi d'acqua a favore della navigazione.

Propendendosi oggidì ad estendere sempre più l'impiego dei serbatoi artificiali quando essi oltre che a diversi fra i suaccennati scopi contribuiscano a migliorare il regime dei corsi d'acqua, attenuandone le piene, si reputa opportuno di entrare in qualche maggior particolare intorno a questo importante argomento.

Come è noto, molti laghi artificiali furono costruiti nei secoli passati a favore dell'irrigazione; basta citare quelli eretti dai Mori nella Spagna, nelle Indie e più recentemente in Francia, in Algeria, nel Belgio non solo per l'irrigazione ma anche per alimentare le vie navigabili procurando loro il necessario volume d'acqua. E ancora più recentemente il sistema dei serbatoi artificiali si è maggiormente diffuso procurando di destinarli a più scopi contemporaneamente.

Nel bacino del Missisipi mediante l'invaso artificiale di quattro laghi si immagazzinano quasi $2\frac{1}{2}$ miliardi di mc. d'acqua con i quali si riesce ad aumentare di 30 centimetri il tirante del detto fiume nei periodi di magra. Lo stesso sistema è stato applicato per miglio-

rare la navigazione durante la magra nel Volga superiormente a Rybinsk. Analoghi impianti furono progettati e iniziati nella valle dell'Eder, affluente della Fulda per alimentare il grande canale del centro in Germania che trovasi in corso di costruzione fra il fiume Reno e il Weser. Nel bacino dell'Oder simili serbatoi vennero eseguiti a Marklissa e altrove sopra diversi affluenti, ma al solo scopo di scemare le piene del fiume. Sette laghetti artificiali furono costruiti sul fiume Vienna presso Weidlingau immediatamente a monte della città di Vienna per diminuire il volume delle piene del fiume stesso che attraversando la città le cagionava frequentemente rilevanti danni, tanto che dovette essere sistemato.

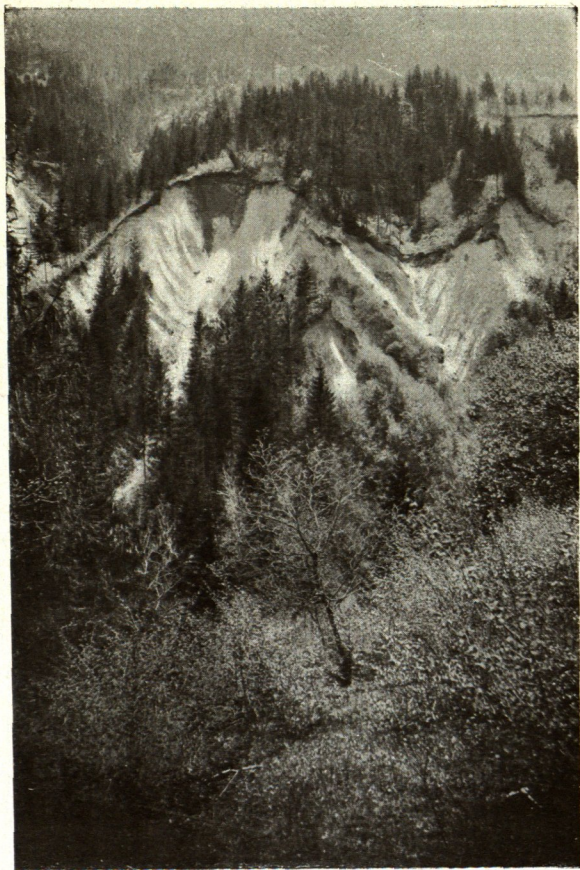
I detti serbatoi trattengono circa 200 mc. al secondo del totale volume di massima piena del fiume, che è calcolato in 600 mc. e l'esperienza ha oramai dimostrato che quando i serbatoi si sono riempiti il pericolo della inondazione della città di Vienna è del tutto scongiurato.

Per dare una idea del costo di detti serbatoi artificiali, si può citare che per es. la spesa dell'impianto dei serbatoi artificiali recentemente costruiti nella Regione Renana e nella Vesfalia oscilla fra 11 e 215 centesimi di lira per ogni metro cubo del massimo volume di acqua immagazzinabile, ossia per ogni metro cubo della capacità totale del bacino.

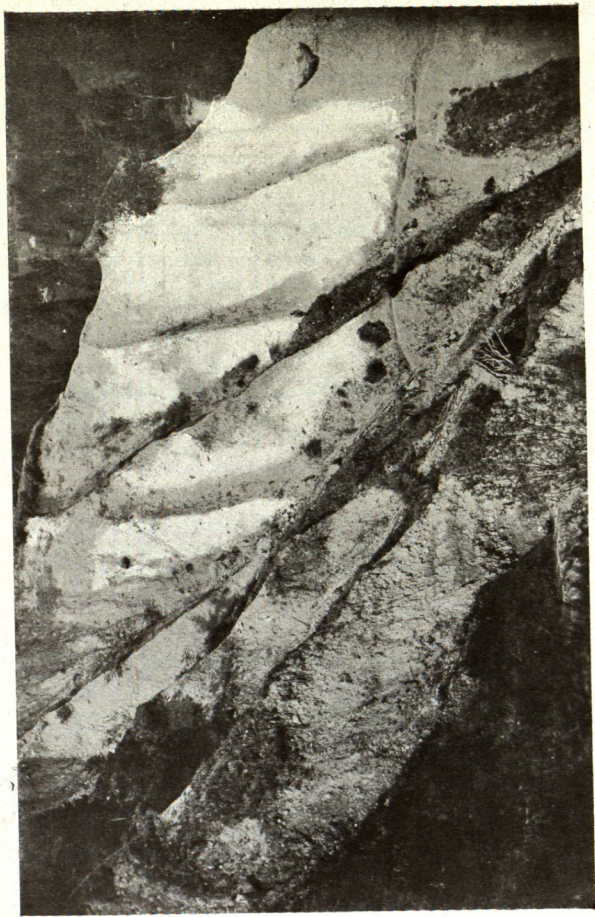
È evidente che un bacino artificiale si può creare sia mediante escavo, sia mediante sbarramento, ma il primo sistema è adottato solo in via affatto eccezionale, perchè è agli sbarramenti che si fa solitamente ricorso.

Il deflusso delle acque dai laghi è governato dal seguente principio.

Il volume d'acqua che si raccoglie in un lago sia naturale che artificiale cresce o diminuisce secondo che la somma degli afflussi è maggiore o minore della somma dei deflussi.



Tav. 42. — Parte sinistra della Val Grande framezzo Val Grande
e Pian de Facin (sistemata.)



Tav. 43. — Pian de Facin prima della correzione (Belluno).

Lombardini nel suo memorabile scritto *Della natura dei laghi* ⁽⁷⁰⁾ ha espresso il medesimo canone sotto la seguente forma: « In un dato tempo la quantità d'acqua «affluente è eguale a quella defluente più o meno «quella di cui si aumenta o si diminuisce il lago».

Questo canone si può esprimere anche con formola analitica ⁽⁷¹⁾ ⁽⁷²⁾ ⁽⁷³⁾ e ⁽⁷⁴⁾.

Infatti se denominiamo con

Δt l'intervallo finito di tempo che si considera.

Q_a l'afflusso medio per unità di tempo durante l'intervallo stesso di tempo Δt .

Q_e l'efflusso medio sempre per unità di tempo nello stesso intervallo.

S la superficie media del lago.

Δh l'oscillazione di altezza positiva o negativa, di cui varia il lago durante il tempo Δt , la relazione Lombardini si può scrivere così:

$$Q_a \Delta t = Q_e \Delta t + S \Delta h \quad (73)$$

Se poi le quantità finite Δt e Δh diventano infinitamente piccole, allora la precedente equazione si trasforma nella seguente equazione differenziale

$$Q_a dt = Q_e dt + S dh$$

la quale si può anche scrivere così:

$$Q_a = Q_e + S \cdot \frac{dh}{dt}, \quad (74)$$

⁽⁷⁰⁾ ELIA LOMBARDINI, « Della natura dei laghi e delle opere per regolarne il deflusso »; Milano, Politecnico, 1866.

⁽⁷¹⁾ OSSIAN EKDAHL, « Om-beräkningssystemet vid uppgörande af förslag till sjösänkningar och regleringar »; Lund, 1888.

⁽⁷²⁾ Ing. GAUDENZIO FANTOLI, « Sul regime idraulico dei laghi »; Milano, Hoepli, 1897.

⁽⁷³⁾ Ing. ALESSANDRO PESTALOZZA e CARLO VALENTINI, « Sulla sistemazione dei deflussi del lago di Como »; Milano, Hoepli, 1866.

⁽⁷⁴⁾ G. RAINERI « I piccoli serbatoi a corona »; Piacenza. Statuti, Tip. Piacentina, 1907.

dove Q_a e Q_e sono rispettivamente l'afflusso e il deflusso per unità di tempo corrispondenti al tempo t ; S la superficie ed h l'altezza del lago contato sopra una scala idrometrica che segue le variazioni del lago stesso.

Dalla equazione (74) dipende il metodo che può propriamente dirsi *analitico*; mentre invece sul conteggio della formola (73) è basato il metodo che può dirsi alle *differenze finite* che fin qui si può dire fu esclusivamente usato nella trattazione delle questioni sui laghi.

Nella pratica tutte le questioni sui laghi si riconducono a questi due problemi principali, cioè: date le variazioni d'altezza del lago desumere gli efflussi, oppure viceversa da queste ricavare quelle.

Sia quando si tratta di laghi naturali, nei quali mediante apposite opere di invaso si vogliono modificare i deflussi sia quando si tratta di serbatoi artificiali nei quali la trattenuta può essere regolata in modi diversi, la preaccennata formola (73) serve a raffrontare fra loro gli afflussi e le variazioni di altezza che si verificano nei diversi modi di trattenuta.

Per darne un esempio, consideriamo un lago della superficie $S = 147 \text{ Km}^2$. Allora per ogni centimetro d'incremento o decremento giornaliero nello specchio lacuale, essendo la giornata costituita di ore $24 \times 60' \times 60'' = 86400$ minuti secondi, il volume che per ogni minuto secondo corrisponde al detto centimetro di incremento o decremento giornaliero è

$$Q = \frac{147000000 \text{ mq} \times 0,01}{86400} = \text{mc. } 17,01$$

Epperò se si suppone mediante le opportune opere di poter regolare quel lago in guisa da praticarne la erogazione costante di 166 mc. al minuto secondo, e se si suppone altresì che la detta regolazione abbia prin-

cipio per es. col 1^o aprile dell'anno 1912; qualora si supponga pure che per es. nei giorni 1, 2, 3 ecc. di detto mese si sarebbero avute a deflusso naturale rispettivamente le altezze idrometriche quotidiane -0.13 , -0.07 , -0.03 a cui corrispondono per es. le portate di mc. 98.7, 110.5, 118.5, ecc. ecc. la regolazione avrebbe avuti i risultati che sono consegnati nella seguente tabella, la cui compilazione è basata sull'uso costante della suaccennata formola (73):



Tav. 44. — Parte sinistra di Pian de Facin
od alla sinistra del torrente Val Porcilla (sistemata).

La costruzione dei serbatoi artificiali richiede le maggiori cautele possibili dovendo la diga di trattenuta essere di solidità ineccepibile; come pure si dovrà porre tutta la cura nella scelta della località dove si deve costruire la diga stessa, perchè il terreno di fondazione deve presentare una stabilità ed una impermeabilità assoluta potendo evidentemente da una rottura della diga stessa derivare danni incalcolabili.

Per questa ragione sebbene siasi da alcuni proposta per queste dighe anche la struttura in terra (argilla mista a sabbia, oppure argilla pura per il nucleo) e di dighe in terra ne siano state costruite pure di m. 30 e 36 di altezza, specialmente nell'India, nel Perù, in Inghilterra, in Iscozia, sarà bene non ricorrere a questa struttura. In ogni caso gli specialisti la sconsigliano assolutamente, quando si tratta di altezze maggiori di 30 metri e il terreno di fondazione non sia argilloso e impermeabile perchè la struttura in terra non si collega bene nè colla ghiaia, nè colla sabbia, e nemmeno con la roccia.

Ogni serbatoio artificiale deve essere munito delle opportune opere che provvedano non solo al deflusso della quantità di acqua che si vuole derivare, ma anche dei volumi esuberanti nonchè a vuotare completamente il serbatoio, quando si voglia procedere alla sua pulitura oppure a lavori di riparazione.

Gli scaricatori poi devono essere calcolati in modo che anche a serbatoio pieno possano smaltire il massimo volume che può affluire al bacino, e sarà ancora meglio, anzi se la loro efficienza potrà sorpassare il limite massimo degli afflussi per potere in dati casi eccezionali più presto vuotare il serbatoio o solo anche abbassarne il livello.

Tuttavia il beneficio dei serbatoi artificiali consiste in generale nel poter trattenere nelle piene una parte degli afflussi in guisa che il deflusso massimo venga a

trovarsi diminuito e che perciò il pericolo di inondazione per i territori sottostanti sia scemato e in pari tempo le acque di trattenuta possano essere utilizzate nei periodi di scarsità.

In quale misura però si possa raggiungere questo effetto, bisogna previamente studiarlo in ogni caso. I calcoli che a ciò si richiedono non sono per sè stessi molto difficili e fanno sempre capo al sistema delle differenze finite di cui si è più sopra dato un esempio; ma occorre sempre la maggior cura per esattamente apprezzare e calcolare tutte le circostanze e le condizioni locali che possono influire sul problema.

Nella pratica bisogna però osservare che l'applicazione dei serbatoi artificiali per attenuare i danni della piena è assai limitata, perchè nel corso inferiore dei grandi fiumi le masse d'acqua che si dovrebbero immagazzinare sarebbero assai forti e anche a prescindere dalla enorme spesa per l'impianto dei serbatoi riescirebbe ancora maggiormente difficile di averli pronti e cioè vuoti per utilizzarli al momento veramente opportuno. Talora è possibile riempire il bacino solo una volta nell'anno, mentre in altri casi l'invaso si rinnova anche quattro volte e può quindi per altrettante volte essere utilizzato il volume d'acqua che può stare contenuto nel serbatoio.

Invece evidentemente il sistema dei laghi artificiali è meglio applicabile specialmente nella parte superiore dei bacini fluviali, ossia nelle regioni montane, dove anche i terreni sono meno fertili e produttivi; mentre al piano in generale il loro impianto produrrebbe un danno assai maggiore dell'utile che può recare.

In ogni caso poi bisognerà sempre circondare l'esercizio dei serbatoi artificiali con tutte le necessarie cautele e ciò specialmente quando si ricorresse a un sistema multiplo di serbatoi sui diversi affluenti; dovendosi assolutamente evitare l'inconveniente che al reci-

piante già in piena abbiano ad arrivare contemporaneamente dai vari bacini deflussi maggiori di quelli ordinari, poichè allora è evidente che la piena diventerebbe ancora più grande di quello che sarebbe stata senza la costruzione dei serbatoi.

Da ciò è nata in molti una vera prevenzione contro i serbatoi artificiali i quali da taluni sono ammessi solo quando abbiano più scopi, cioè oltre a diminuire le piene possano servire anche ad utilizzazioni agricole e industriali.

Non si può tuttavia negare che molti serbatoi artificiali ebbero un risultato assai favorevole, e basti citare per tutti il serbatoio costruito nel bacino del torrente Furens presso la città di S. Etienne (in Francia) col quale essendosi notevolmente diminuite le piene del torrente stesso, si riuscì a creare per la città stessa una efficace difesa contro le innondazioni.

Per meglio farsi un'idea dell'efficacia di un serbatoio artificiale, consideriamo un esempio.

Si tratti di un serbatoio artificiale in condizioni pressochè consimili a quelle succitate del Furens, il cui bacino d'afflusso abbia la superficie di 25 Km². il livello iniziale del serbatoio sia a m. 5 sotto il livello massimo di riempimento e la capacità del serbatoio fra questi due livelli sia di 400.000 mc.

Si supponga inoltre che si verifichi una fortissima pioggia della durata di 5 ore, durante la quale l'altezza dell'acqua caduta sia di 120 mm.; come pure si faccia l'ipotesi che il 75 % di questa pioggia arrivi al serbatoio impiegando quella proveniente dai punti più lontani del bacino d'afflusso 4 ore per giungere al serbatoio artificiale.

L'altezza di pioggia che alimenterà il serbatoio per m² sarà $120 \times 0.75 = 90$ mm. quindi l'afflusso totale sarà

$$25 \times 1000 \times 1000 \times 0.090 = 2.250.000 \text{ mc.}$$

che ripartita su tutta la durata della pioggia e della massima corrivazione cioè di $5 + 4 = 9$ ore, fornirà in media

$$\frac{2.250.000}{9 \times 60 \times 60} = 69.5 \text{ metri cubi d'acqua al 1"}$$

Ma l'afflusso non sarà effettivamente uniforme, perchè crescerà nelle prime 4 ore, poi raggiungerà il suo massimo valore nell'ora successiva, valore massimo che sarà

$$\frac{2.250.000}{5 \times 60 \times 60} = 125 \text{ mc. al minuto secondo}$$

per decrescere poi nelle 4 ore seguenti.

Si può infatti immaginare il bacino imbrifero che alimenta il serbatoio (vedi fig. 91) diviso mediante quattro curve *isoreocrone* in altrettante parti per ciascuna delle quali si verificherà un uguale tempo per defluire il corrispondente volume di pioggia fino al lago artificiale. Cioè si può immaginare la divisione fatta in modo che la pioggia che cade nella prima zona Z_1 impieghi un'ora ad arrivare al lago quella sulla zona Z_2 due ore e così via.

Allora l'andamento degli afflussi per tutta la durata della pioggia e del tempo successivo occorrente per smaltire tutta la piena conseguente dalla pioggia stessa, può evidentemente essere rappresentato dal diagramma (vedi fig. 92).

Ora siccome si è fatta l'ipotesi che il serbatoio artificiale sia in condizioni tali da potersi riempire e da poter immagazzinare 400.000 mc. è evidente che il volume

$$2250000 - 400000 = 1850000 \text{ mc.}$$

che resta sottraendo il detto immagazzinamento dalla

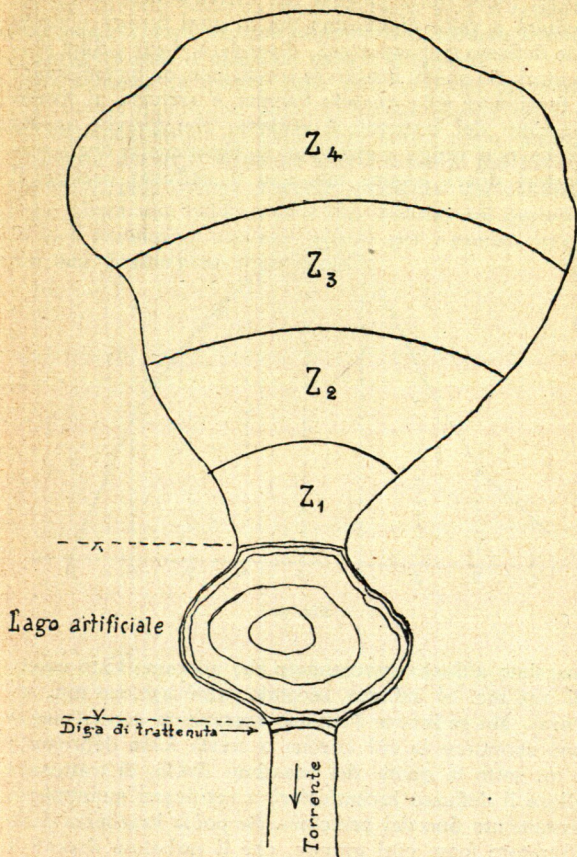


Fig. 91.

massa totale della pioggia che arriva al lago artificiale defluirà a valle di questo; ma in qual misura e modo tale deflusso si comporterà, dipenderà dagli edifici scaricatori. Se questi fossero in condizione da incominciare a funzionare solo quando l'acqua è arrivata al livello massimo del serbatoio è evidente che (perchè questo livello non venga sorpassato) la potenzialità degli scaricatori dovrà essere tale che il deflusso pareggi il

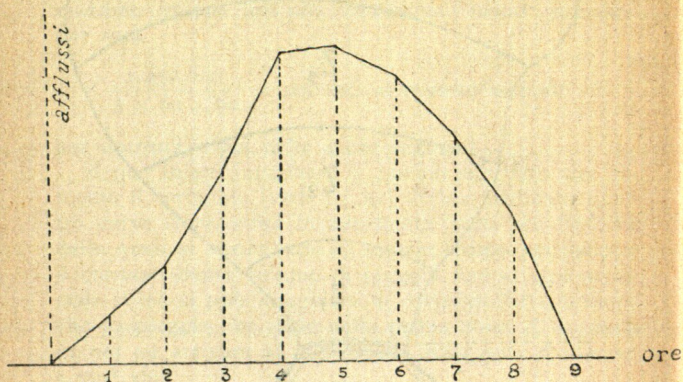


Fig. 92.

massimo afflusso suaccennato che abbiamo visto essere di 125 mc. al minuto secondo (cioè 450.000 mc. all'ora). Ma se invece l'edificio scaricatore consistesse in uno sfioratore la cui corona o cresta fosse depressa a 5 m. sotto la quota del massimo livello di trattenuta allora il deflusso incomincerà a verificarsi quantunque lentamente fino dal principio. Se poi la lunghezza dello sfioratore fosse così grande, che il serbatoio dopo le 5 ore della durata della pioggia non fosse ancora interamente riempito, ma il livello del serbatoio continuasse

a salire, allora è evidente che il deflusso fino al cessare della pioggia sarà sempre minore dell'afflusso e non raggiungerà mai il massimo valore di questo.

Ora sebbene in questo caso non avvenga un completo invaso dell'acqua piovuta, perchè questa viene a defluire lentamente e gradatamente anche dopo cessata la pioggia finchè il serbatoio non è sceso al suo livello originario, pur tuttavia è altresì evidente che avviene anche allora una moderazione dei deflussi nel periodo del loro massimo e avviene quindi per i terreni inferiori una diminuzione della piena.