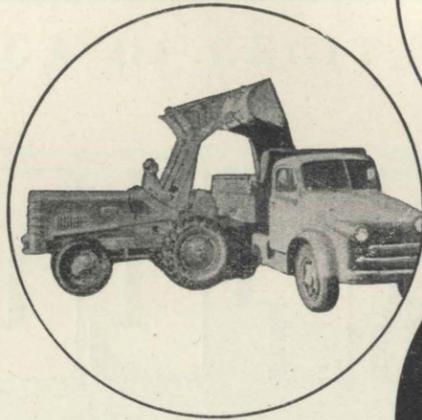


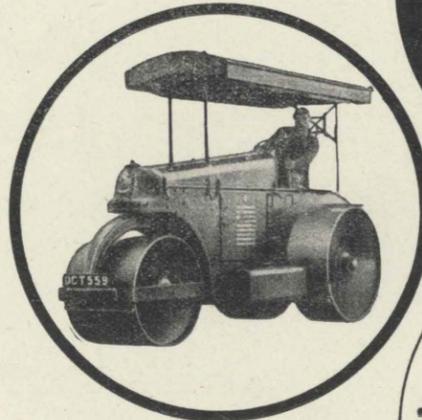
# Tutte le macchine edili e stradali.



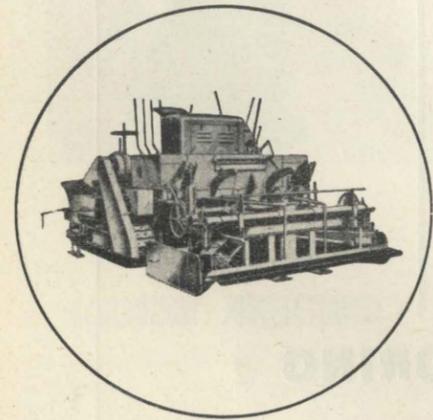
2



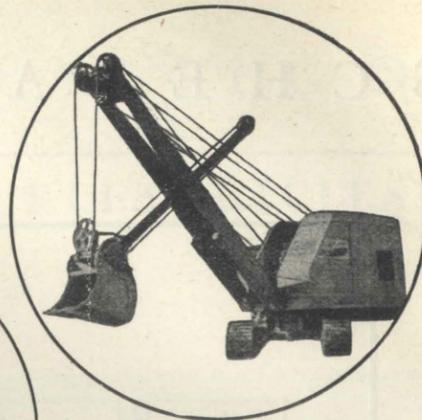
3



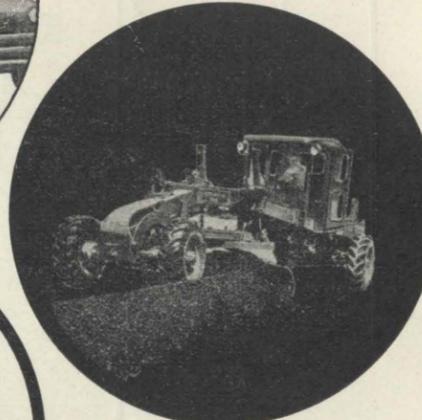
5



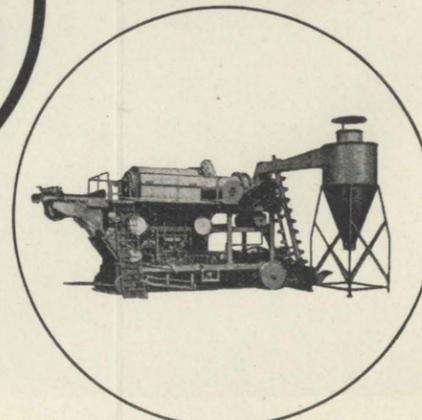
7



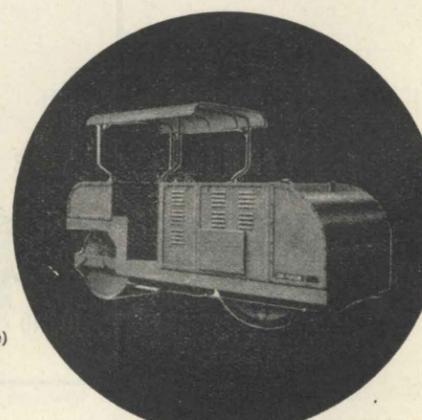
1



4



6



8

- 1 Escavatore Ansaldo Magutt
- 2 Pala caricatrice Jaeger
- 3 Dumper Aveling Barford
- 4 Grader Aveling - Austin
- 5 Rullo Aveling a tre ruote
- 6 Impianto mobile per  
pietriscchetto bitumato
- 7 Finitrice stradale Pioneer
- 8 Rullo compressore tandem

Milano Via Savona 129  
telefoni 470.101 - 470.134 (15 linee)

## Loro e Parisini

Roma Via Lega Lombarda 34 - 36

s.p.a. Napoli Via S. Maria del Pianto

Agenzia di Torino:

Sig. GIOVANNI SCEVOLA - Corso Galileo Ferraris 77 - Telefono 58.00.90

# ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

(Aderente all'Associazione italiana della Stampa tecnica, scientifica e periodica)

NUOVA SERIE . ANNO XI . N. 6 . GIUGNO 1957

## SOMMARIO

### RASSEGNA TECNICA

Da pag. 217 a pag. 312 del presente fascicolo sono raccolte memorie di partecipanti al V Congresso di Idraulica attinenti ai MODELLI IDRAULICI. Altri argomenti trattati nel Congresso sono stati pubblicati nel fascicolo di maggio ed altri ancora lo saranno prossimamente.

M. GALASSINI - Pozzi di immissione in galleria sotto carico con dispositivi di disaerazione . . . . .	pag. 217
G. GENTILE - L. BREZZI - G. LOMAZZI - Sifone di Antey: rilevamenti sperimentali relativi alle perdite di carico dovute al sifone . . . . .	» 225
G. GENTILE - L. BREZZI - Impianto di Cimena: rilevamenti sperimentali relativi alle opere di scarico del bacino di carico . . . . .	» 231
A. GHETTI - Indagini su modello del funzionamento dei pozzi piezometrici per derivazioni idroelettriche . . . . .	» 240
A. GHETTI - Fenomeni delle correnti rapide a pelo libero studiati su modelli per un'importante derivazione . . . . .	» 250
A. GHETTI - E. INDRI - Modello idraulico per lo studio del funzionamento dei serbatoi dell'impianto Piave-Boite-Maè-Vajont . . . . .	» 261
E. INDRI - Risultati di esperienze su modelli di strozzature per pozzi piezometrici . . . . .	» 261
C. MARCELLO - Esperienze su modelli idraulici eseguite per conto della Direzione Costruzioni Impianti Idroelettrici della Società Edison . . . . .	» 273
C. SEMENZA - Una breve sintesi delle esperienze su modello recentemente eseguite per conto della S.A.D.E. . . . .	» 287
L. NOÈ - Le prove su modello ed il comportamento delle opere di scarico della diga del Poggia . . . . .	» 290
C. SEMENZA - Ricerche su modelli idraulici promosse dall'A.N.I.D.E.L. . . . .	» 294
G. SUPINO - Sopra l'effetto di scala nei modelli idraulici . . . . .	» 300
D. TONINI - I modelli operativi . . . . .	» 302
A. ZANOVELLO - Ricerche sulle filtrazioni attraverso gli argini del canale scaricatore in Padova . . . . .	» 304

FIAT  
TORINO

SOCIETÀ  
PER AZIONI  
UNIONE  
CEMENTI

MARCHINO  
& C.

≡

CASALE  
MONFERRATO

COMITATO DI REDAZIONE - Direttore: Cavallari-Murat Augusto - Membri: Bono Gaudenzio; Brunetti Mario; Codegone Cesare; Cravero Roberto; Dardanelli Giorgio; Pozzo Ugo; Laguidara Rocco; Oglietti Giovanni; Riccio Giorgio; Zignoli Vittorio - Segretario di Redazione: Carmagnola Piero.

COMITATO AMMINISTRATIVO - Direttore: Lapidari Giacomo - Membri: Barbero Francesco; Dezzutti Mario; Goffi Achille; Mosso Nicola; Russo-Frattasi Alberto.

Redazione, Amministrazione, Abbonamenti, Pubblicità  
PALAZZO CARIGNANO - TORINO - PIAZZA CARIGNANO 5 - TEL. 46.975  
Pubblicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. — Per i non Soci: abbonamento annuo L. 3.500. — Prezzo del presente fascicolo L. 500.

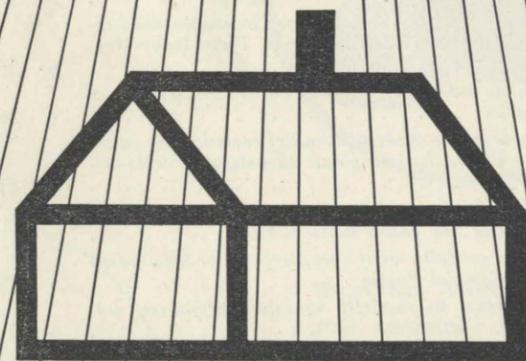
SPEDIZIONE IN ABBONAMENTO POSTALE — GRUPPO III

NELLO SCRIVERE AGLI INSERZIONISTI CITARE QUESTA RIVISTA XV

**STRAMAX**

Radiazione diffusa a minima inerzia  
Riscaldamento - Raffrescamento  
Protezione acustica  
(sistema brevettato)

Organizzazione Internazionale,  
con propri Laboratori Scientifici  
per studi e ricerche a Zurigo  
e con Sedi in Austria,  
Francia, Germania,  
Italia, Inghilterra, Olanda,  
Spagna e Svizzera



LICENZIATARIO:  
PIEMONTE E LAZIO

Studio ed esecuzioni impianti:

**g. SARTORIO ef.**  
IMPIANTI TERMICI - RADIAZIONE - CONDIZIONAMENTO  
VENTILAZIONE - IDRAULICI SANITARI

**TORINO**  
SEDE: C. RACCONIGI, 26  
TELEF. 70.149 - 73.649  
O. C. I. A. TORINO N. 61921

**ROMA**  
FILIALE: VIA ARDEA, 18  
TELEFONO N. 754.787  
C. C. I. A. ROMA N. 28401

**"SHUNT"**

SISTEMA BREVETTATO  
CANNE - COMIGNOLI  
PER LA VENTILAZIONE  
DEGLI AMBIENTI

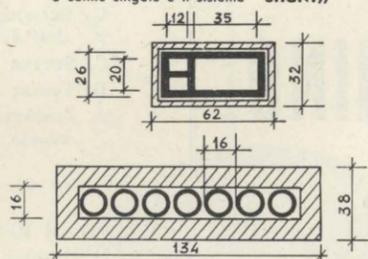
La canna "SHUNT" sostituisce le canne singole di ogni appartamento che occupano troppo spazio nelle moderne case di abitazione.

Con le canne "SHUNT", ogni appartamento di ogni piano ha la propria canna di ventilazione che si estende solo per l'altezza del piano stesso, e sbocca in un condotto generale per tutta l'altezza del fabbricato. Tali canne sono formate da elementi prefabbricati.

Le dimensioni delle canne "SHUNT" sono tali da assicurare il tiraggio per case di qualunque altezza. Alla sommità delle canne "SHUNT" viene posto un comignolo ad alto potere di aspirazione.

Ogni caso costituisce un problema speciale, e una soluzione soddisfacente è possibile solo se bene considerata dai competenti.

Confronto tra le dimensioni del sistema a canne singole e il sistema "SHUNT".

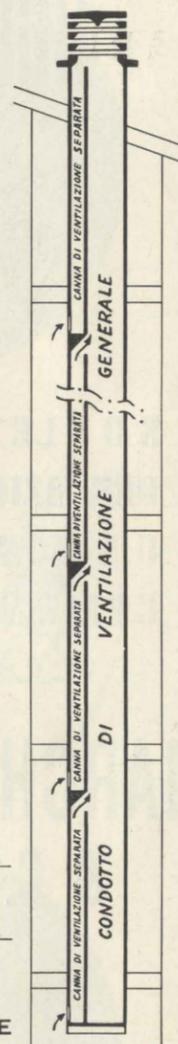


CONCESSIONARIO  
ESCLUSIVO PER IL PIEMONTE  
(PROVINCIA DI NOVARA ESCLUSA)

**g. SARTORIO ef.**  
IMPIANTI TERMICI - RADIAZIONE - CONDIZIONAMENTO  
VENTILAZIONE - IDRAULICI SANITARI

**TORINO**  
SEDE: C. RACCONIGI, 26  
TELEF. 70.149 - 73.649  
O. C. I. A. TORINO N. 61921

**ROMA**  
FILIALE: VIA ARDEA, 18  
TELEFONO N. 754.787  
C. C. I. A. ROMA N. 28401



La "Rassegna tecnica", vuole essere una libera tribuna di idee e, se del caso, saranno graditi chiarimenti in contraddittorio; pertanto le opinioni ed i giudizi espressi negli articoli e nelle rubriche fisse non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino

DA PAG. 217 A PAG. 312 DEL FASCICOLO DI GIUGNO 1957, SONO RACCOLTE MEMORIE DI PARTECIPANTI AL V° CONGRESSO DI IDRAULICA ATTINENTI AI MODELLI IDRAULICI [Altri argomenti trattati nel Congresso sono stati pubblicati nel fascicolo di Maggio ed altri ancora prossimamente]

POZZI DI IMMISSIONE IN GALLERIA SOTTO CARICO CON DISPOSITIVI DI DISAERAZIONE

MARIO GALASSINI descrive alcune soluzioni di immissioni a pozzo studiate ed attuate in recenti impianti del Gruppo Montecatini, con particolari accorgimenti per impedire il trascinarsi d'aria. Per queste applicazioni si è fatto ricorso ampiamente alla sperimentazione su modelli.

Esperienze su modelli e realizzazioni pratiche  
Premesse.

In molti impianti formati da una galleria di derivazione in pressione alimentata da un serbatoio stagionale a livelli variabili con ciclo annuale, si presenta la opportunità di immettere nella galleria principale le portate derivate da una o più vallette laterali disposte lungo il percorso.

Le prese delle vallette sussidiarie sono ovviamente stabilite a quota superiore al massimo invaso, anzi al di sopra della massima quota piezometrica della galleria nel punto di inserzione, che può venire raggiunta in regime transitorio per sovrappressione di pressione conseguente a variazioni brusche di carico in centrale (fig. 1).

I condotti o i pozzi di discesa delle prese sussidiarie possono essere disposti con asse verticale o con asse inclinato.

Nei casi pratici si possono avere variazioni molto ampie sia dei valori delle portate sia dei valori dei dislivelli in gioco.

Normalmente la portata sussidiaria rappresenta una frazione della portata massima della derivazione principale. Si hanno dei casi frequenti, specialmente negli impianti di alta montagna, nei quali la portata sussidiaria varia da poche decine di litri in inverno, a qualche mc/sec durante l'estate.

I dislivelli possono variare da pochi metri, a lago completamente invaso, fino ad un centinaio di metri a lago vuoto, con le più recenti dighe di grande altezza.

In ogni caso una delle preoccupazioni assillanti dei progettisti consiste nell'evitare l'immissione di aria nella galleria principale, essendo troppo noti gli inconvenienti e i pericoli rappresentati da una bolla d'aria, che può assumere anche notevoli dimensioni, e che venga improvvisamente liberata verso l'esterno alla base del pozzo piezometrico, o che, peggio ancora, venga trascinata in condotta e scaricata attraverso le macchine.

Questo problema è stato studiato e risolto più o meno efficacemente da molti costruttori, e in forme diverse.

Nel caso di pozzi verticali di piccola altezza e per modeste portate, è stato adottato con qualche risultato il sistema di caduta frazionata a pioggia, che suddivide inizialmente la corrente discendente in tanti filetti di piccola sezione, che tendono a frazionarsi in gocce singole con velocità di caduta frenata dalla resistenza dell'aria. La sezione del pozzo deve essere sempre molto ampia, e tale che la velocità media della corrente liquida nel tratto inferiore del pozzo dove la sezione è piena, risulti molto bassa.

Una velocità discendente dell'ordine di 20-25 cm/sec trascina le bollicine d'aria più minute, e quindi l'effetto di disaeramento spontaneo è insufficiente.

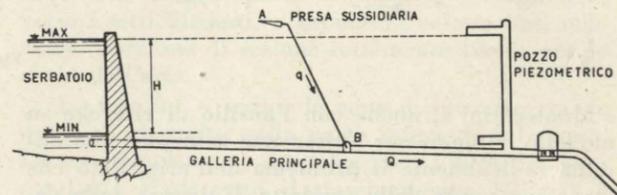


Fig. 1.

Per altezze notevoli, dell'ordine di decine di metri, che sono quelle più frequenti e di interesse pratico, la caduta frazionata è controproducente, perchè i singoli filetti tendono a raggrupparsi in fasci o colonne liquide animate da forte velocità di caduta, e trascinati grandi volumi di aria data la maggiore superficie di contatto con l'aria ambiente.

Per ridurre il trascinarsi dell'aria all'imbocco dei pozzi verticali risulta molto efficace il noto dispositivo a vortice proposto dall'ing. Drioli, che produce una corrente con andamento spiraleggiato, aderente alla parete del pozzo, e che si mantiene per notevole altezza al di sotto della quota di

imbocco. È però inevitabile che nella zona di incontro con la superficie di equilibrio si formi una energica turbolenza locale dovuta alla velocità d'urto della corrente veloce con quella lenta del pozzo rigurgitato, e alla dissipazione dell'energia cinetica corrispondente.

Lo stesso fenomeno, in misura più grave, si ha nelle discese ad asse inclinato, con funzionamento a canaletta.

Diversi progettisti si sono orientati nello studio di dispositivi atti a disareare la corrente al piede del pozzo, prima della immissione nella galleria principale.

Vi sono dispositivi ad effetto centrifugo, o a sifone, o mediante camere allargate con basse velocità medie di deflusso, munite di pareti filtranti per la raccolta delle bolle di aria, e di camini o condotti di sfogo per lo scarico dell'aria all'esterno.

Diamo qui in seguito qualche notizia di alcune soluzioni attuate sugli impianti recenti del Gruppo

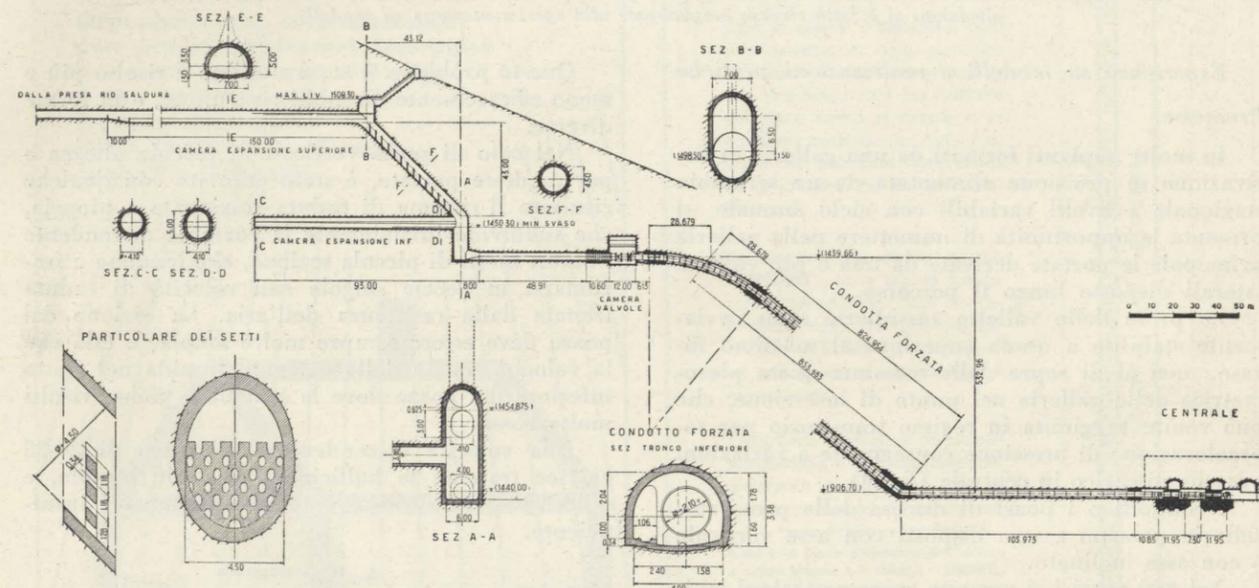


Fig. 2.

« Montecatini », anche con l'ausilio di ricerche su modello, citando per ultima una soluzione che elimina radicalmente il problema dell'aria, dato che in nessun punto della condotta di discesa della derivazione sussidiaria si ha trascinarsi di aria, nè all'imbocco, nè lungo il percorso, nè all'ingresso in galleria.

NOTA. Le soluzioni predette sono state studiate dalla Direzione del Servizio Costruzioni Idroelettriche della Società « Montecatini » e da questa realizzate anche nei particolari costruttivi ricorrendo ampiamente alle sperimentazioni su modelli.

#### Pozzi inclinati nell'impianto di Glorenza (Alto Adige).

La galleria principale, atta a derivare 20 mc/sec dal lago artificiale di San Valentino, riceve due immissioni sussidiarie, una dal Rio Puni per 5 mc/sec, e una dal Rio Saldura per 10 mc/sec.

Queste derivazioni sono state previste con larghezza per permettere di captare anche le portate di piena normale, che vengono convogliate attraverso la galleria principale verso il serbatoio di San Valentino, che ha una capacità di 120 milioni di mc.

Il pozzo inclinato del Rio Saldura è stato studiato effettivamente per 14 mc/sec e in base a questo valore sono state condotte le ricerche su modello.

Il pozzo ha una inclinazione del 1/1, su un dislivello di m 45. Sezione circolare con diametro 4,50. Il dispositivo di smorzamento consiste in una serie di diaframmi o setti verticali, opportunamente distanziati e alti poco più della metà del diametro del pozzo. Nei setti sono praticati dei fori con asse parallelo all'asse del pozzo, in numero sufficiente a smaltire quasi l'intera portata, mentre una minima parte di questa sorpassa l'orlo superiore del setto (fig. 2).

Partendo, come idea iniziale, dalla vecchia disposizione della discesa a gradinata, frazionata in salti successivi con vaschette disposte in cascata, si sono sottoposti a prova su modello una dozzina di tipi diversi di risalti o setti, a distanze diverse, e con diverse altezze, senza fori o con aperture variamente disposte.

I setti sono stati disposti in piani normali all'asse del pozzo, ossia inclinati rispetto alla verticale, oppure in posizione verticale, ossia inclinati rispetto all'asse del pozzo. Inoltre sono stati sperimentati setti piani, oppure arcuati, con generatrici verticali o inclinate.

Un dispositivo di questo tipo, per essere ritenuto soddisfacente, deve rispondere ai seguenti requisiti:

— ogni vaschetta, o coppia di setti, deve dissipare l'energia corrispondente al proprio dislivello.

— il deflusso deve avvenire in modo di lasciare libero il terzo superiore della sezione del pozzo per assicurare lo sfogo dell'aria verso l'alto, in senso inverso al senso della corrente.

— il deflusso deve risultare stabile con qualunque quota di rigurgito da valle, ossia qualunque sia il numero dei setti funzionanti fuori rigurgito.

— la zona dell'emulsione all'incontro della quota di equilibrio deve risultare di modesta estensione e deve esaurirsi in breve tratto al di sotto della quota di rigurgito.

— non devono risultare tracce appariscenti di trascinarsi di aria nella parte più bassa del pozzo, e ciò specialmente alle quote minime.

L'analisi critica delle prove successivamente eseguite ha portato subito ad escludere i setti pieni, sia verticali che inclinati, perchè questi vengono sorpassati dalla corrente, che invade la parte libera della sezione fino a lambire il volto del pozzo.

La disposizione più efficace consiste in setti piani disposti verticalmente, con fori filtranti disposti con asse inclinato, ossia parallelo all'asse del pozzo.

Se i fori avessero l'asse orizzontale, i getti veloci uscenti dalla parete filtrante tenderebbero a scavalcare il setto successivo, riducendo grandemente l'effetto di smorzamento della corrente ad ogni singolo passaggio, che è la base fondamentale di tutto il fenomeno.

In sostanza la vecchia idea della discesa a gradinata, con vaschette disposte in cascata, nelle quali lo smorzamento avviene per caduta quasi verticale da un setto all'altro, si è trasformata in un dispositivo di effettivo rallentamento della velocità media della corrente, conservando a questa un andamento pressochè parallelo all'asse del pozzo.

Parlare di velocità media e direzione media è invero una dizione impropria, dato che ogni setto filtrante produce localmente nelle sezioni dei fori un aumento di velocità, a cui segue, nella vaschetta successiva, un fenomeno turbolento di smorzamento.

Come sempre avviene, una alternanza ripetuta ciclicamente tra una corrente veloce concentrata, e una corrente turbolenta meno veloce, provoca un accentuato emulsione di acqua e aria, il quale effetto appare a priori contrario alla finalità da raggiungere.

In realtà la cosa non ha grande importanza quando si raggiunga una condizione stabile di deflusso senza che si produca una accumulazione di effetti, ossia un progressivo aumento dell'emulsione, ciò che porterebbe all'ingolfamento della colonna discendente presso le quote inferiori. Comunque, e per qualunque grado di emulsione, l'aria deve trovare sfogo verso l'alto attraverso una sezione libera presso la calotta del pozzo.

Queste diverse ed anche contrastanti condizioni sono state pienamente raggiunte nel modello definitivo che ha servito a dare veste costruttiva al dispositivo.

La fotografia fig. 3 mostra le condizioni di deflusso per 14 mc/sec, a quota intermedia, ossia al



Fig. 3.



Fig. 4.

di sotto della zona superiore di imbocco, e al di sopra della zona di incontro con la quota di rigurgito del pozzo. Il deflusso è perfettamente stabilizzato; la maggior parte del deflusso avviene attraverso i setti filtranti, e rimane in calotta una sufficiente porzione di sezione totalmente libera per lo sfogo dell'aria.

La foto fig. 4 indica la zona di incontro con la quota di rigurgito nella parte inferiore del pozzo. La zona emulsionata interessa poco più di due setti contigui; al di sotto il trascinarsi dell'aria è nullo.

Il disegno fig. 2 indica come è stato realizzato il setto.

Il pozzo ha un diametro di m 4,50; i setti sono distanziati di m 4,10 nel senso dell'asse del pozzo. La zona filtrante comprende 27 fori di diametro 34 cm, con una area complessiva di passaggio di 2,50 mq. Il setto ha lo spessore di 50 cm ed è realizzato in cemento armato, tenendo conto con larghezza del carico idrostatico e dinamico gravante sulla struttura.

Nell'impianto di Glorenza è stato adottato questo dispositivo, come già è stato esposto, per la immissione delle acque del Torrente Saldura, e per quelle del Rio Puni.

Quest'ultimo è stato proporzionato per una portata di 5 mc/sec deducendo le dimensioni caratteristiche del complesso dagli elementi ricavati nelle prove sul modello per la portata maggiore.

La installazione pratica non ha dato inconvenienti di sorta in sede di esercizio.

Anche in questo caso, ed in seguito ai risultati pienamente soddisfacenti ottenuti con i pozzi di Glorenza, è stato adottato il dispositivo a setti filtranti, però è stata aggiunta, in via prudenziale, una camera di disaeramento al piede della discesa, prima della immissione in galleria.

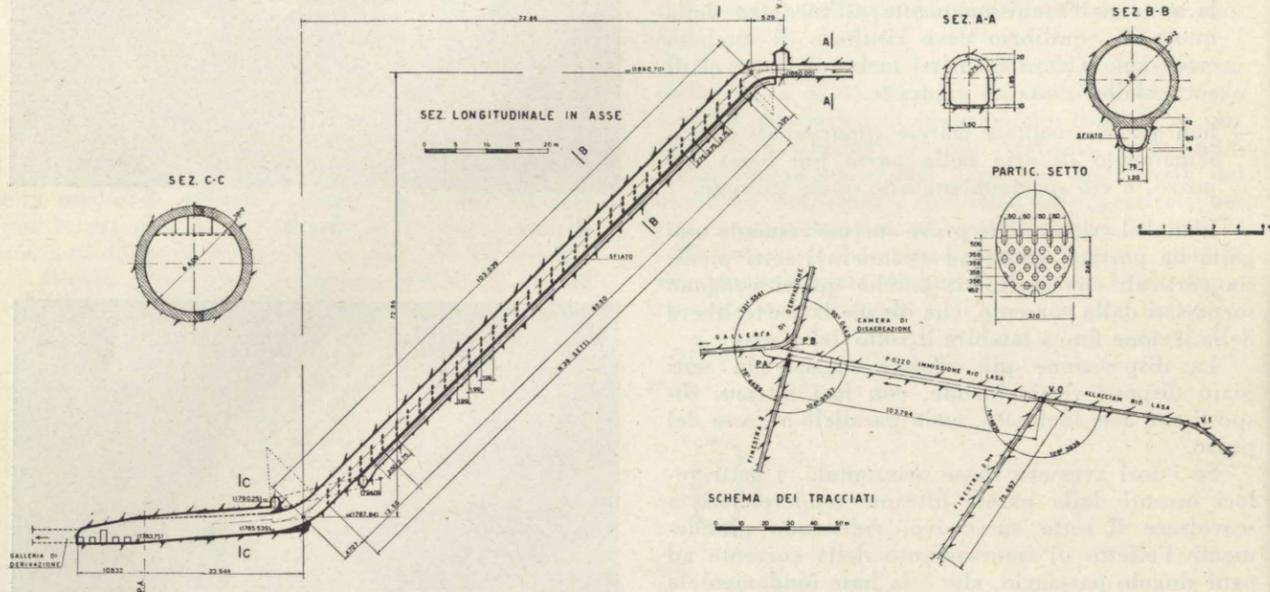


Fig. 5.

#### Impianto del Plima-Lasa (Adige).

La galleria di derivazione in pressione è calcolata per la portata di 7 mc/sec. Deriva le acque del serbatoio di Gioveretto in Val Martello, che ha una capacità di 20 milioni di mc, e una escursione di livello di m 55.

Nella galleria principale vengono immesse le acque derivate dal Torrente Lasa, con un massimo di 4 mc/sec. Il pozzo di discesa, inclinato di 1/1 copre un dislivello di 70 m (fig. 5).

La camera è lunga oltre 30 m, con diametro di 4 m, ed andamento sub-orizzontale. Il pozzo di discesa ha il diametro di m 3,10, ma essendo la sezione fortemente parzializzata dai setti, la sezione utile per il deflusso si riduce a circa la metà.

Nella camera di disaeramento si ottiene quindi un notevole rallentamento della velocità media della corrente, che si riduce a soli 30 cm/sec, ciò che favorisce il richiamo verso l'alto delle bolle d'aria residue, che possono essere sfuggite dalla discesa a setti. Nella parte superiore della camera è dispo-

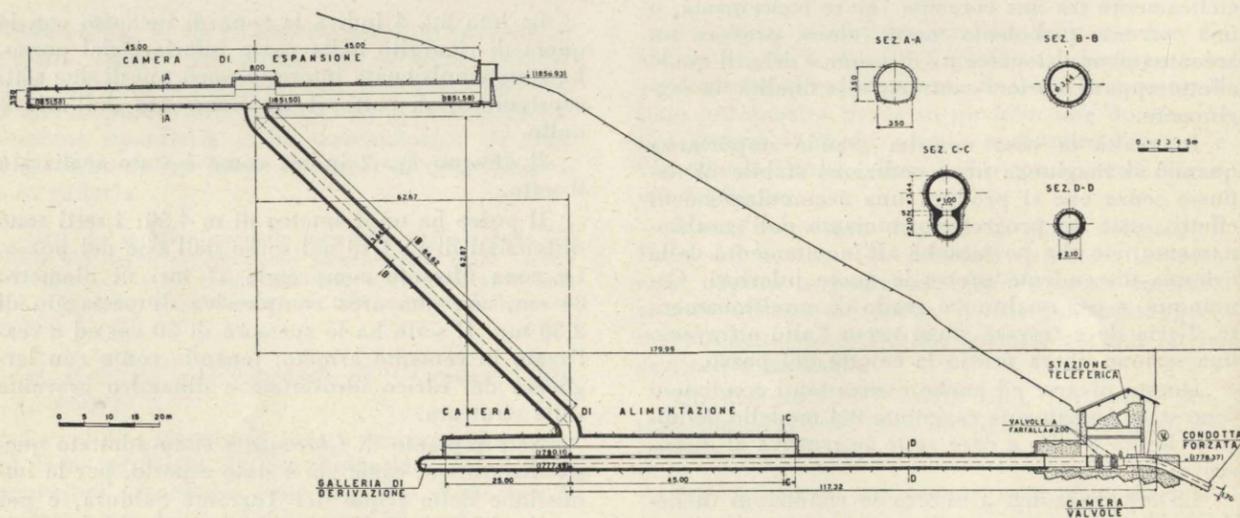


Fig. 6.

sto un diaframma piano di lamiera forata che delimita una lunetta superiore con acqua ferma perchè fuori corrente. L'aria raccolta nel collettore a filtro viene riportata all'esterno mediante un camino che corre sotto la platea del pozzo di discesa.

Per quanto possa sembrare persino eccessiva questa ricerca di provvedimenti atti ad impedire l'ingresso d'aria in galleria, è stata adottata nell'impianto del Plima-Lasa una ulteriore salvaguardia contro questo pericolo, in corrispondenza del pozzo piezometrico terminale (fig. 6).

La camera di alimentazione inferiore del pozzo è disposta al di sopra della galleria di derivazione e tangente a questa, per una lunghezza di 70 m.

Tra la galleria e la camera sono praticati 14 passaggi circolari di 1 m di diametro, con una sezione complessiva di 11 mq. Questa sezione è sicuramente sufficiente a scaricare verso l'alto una eventuale sacca d'aria che venisse accidentalmente trascinata in galleria.

Sempre rimanendo nel campo delle ricerche su modello inerenti all'argomento della immissione a pozzo, diamo notizia di una serie di prove condotte al fine di raccogliere indicazioni qualitative, se non quantitative, per la soluzione del disaeramento in forma diversa dalle precedenti.

Lo schema fig. 7/a indica la disposizione a doppio pozzo, che consiste in un primo pozzo che riceve l'afflusso della presa sussidiaria, e contiene la violenta turbolenza che ne consegue, e un secondo pozzo parallelo e prossimo al primo, che riceve la portata mediante un certo numero di aperture distanziate in altezza, attraverso le quali la velocità di efflusso è minore di quella che compete all'altezza di caduta di q. Il secondo pozzo deve avere

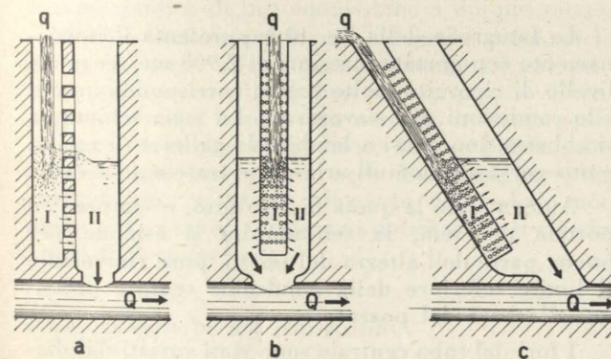


Fig. 7.

naturalmente ampia sezione e quindi bassa velocità per permettere il disaeramento spontaneo.

Va notato in via generale che i problemi di questa natura si possono quasi sempre risolvere in modo abbastanza soddisfacente quando il deflusso avviene per bassi dislivelli ossia quando la quota di rigurgito nel pozzo II è alta.

Ma in presenza di salti elevati, quando la piezometrica si abbassa presso la base del pozzo e si trova elevata solamente a pochi metri sopra il cielo della galleria di derivazione, il problema diventa arduo.

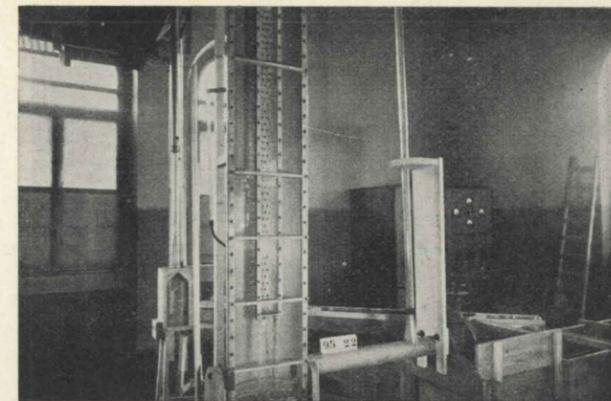


Fig. 8.

Lo schema a doppio pozzo può assumere disposizioni costruttive diverse, con diversi rapporti tra le dimensioni o i parametri caratteristici dei singoli elementi.

Abbiamo promossa una serie di ricerche su modello secondo la schema della fig. 7/b con dispositivo coassiale dei due pozzi.

Si può anche, per pozzi inclinati, disporre il pozzo I tangente internamente al pozzo II lungo una generatrice, come nello schema 7/c.

La fotografia fig. 8 riproduce il modello realizzato che consente di eseguire prove con asse verticale, o anche con asse inclinato, facendo ruotare il modello su una cerniera disposta alla base.

Il tubo interno è di lamiera bucherellata su tutta l'altezza, però con possibilità di parzializzare, mediante degli schermi una porzione più o meno ampia della zona filtrante.

La scala del modello corrispondente ad una installazione al naturale delle seguenti caratteristiche: diametro del pozzo I m 0,80, diametro del pozzo II m 3,20, altezza m 40, portata massima sperimentata 2,900 mc/sec, velocità media alla base del pozzo II, 23 cm/sec.

Sono state effettuate prove comparative con diverse portate, con diverse quote di rigurgito, con differenti diametri dei fori, e anche con diametri crescenti dal basso verso l'alto del filtro, con fori disposti in linee parallele secondo le generatrici del cilindro, e con disposizione ad elica, con diversi gradi di parzializzazione del filtro nella zona inferiore, con pozzo ad asse verticale o con inclinazione variamente regolata.

Prima di esporre succintamente i rilievi più interessanti che si sono potuti trarre dalle prove, conviene fare una premessa di carattere generale. Le esperienze su modello in casi di questo genere, nei quali la presenza dell'aria assume una importanza preponderante, esulano decisamente dal campo della legge di similitudine. Entrano in gioco fattori diversi non riducibili in scala, come la pressione atmosferica, la tensione superficiale, e la forma assunta dalle bolle d'aria, che si conserva sferica solamente per dimensioni minutissime.

Si può però ritenere che i fenomeni di emulsione e di schiumosità notati nel modello ap-



Fig. 9.

paiono di entità molto più appariscente di quanto risulterebbe nell'opera eseguita al vero.

Sarebbe necessario eseguire prove comparative su modelli in scala diversa, per trarne qualche elemento su cui basare un tentativo di estrapolazione dei risultati.

I dati più interessanti rilevati nelle prove sono in sostanza i seguenti:

Nel pozzo II (tubo esterno) si forma e si stabilizza per un determinato regime di portata e di salto, un forte emulsione che assume l'apparenza di una schiuma galleggiante sul livello della quota di rigurgito. Data la bassa densità dell'emulsione, il limite superiore di questa si dispone naturalmente a quota più elevata della piezometrica della galleria, misurata in colonna d'acqua come appare nella fotografia fig. 9. Questo fatto era previsto, ed in realtà avviene che la portata immessa per caduta nel pozzo centrale trascina un notevole volume d'aria ambiente, che produce un violento emulsione nella zona di urto del getto verticale alla quota di incontro con la sezione piena. L'acqua emulsionata passa nel pozzo II frazionata in numerosi getti con direzione quasi orizzontale, investendo la miscela fluida circostante; si produce una specie di reazione a catena che esalta in definitiva l'effetto di emulsione generale.

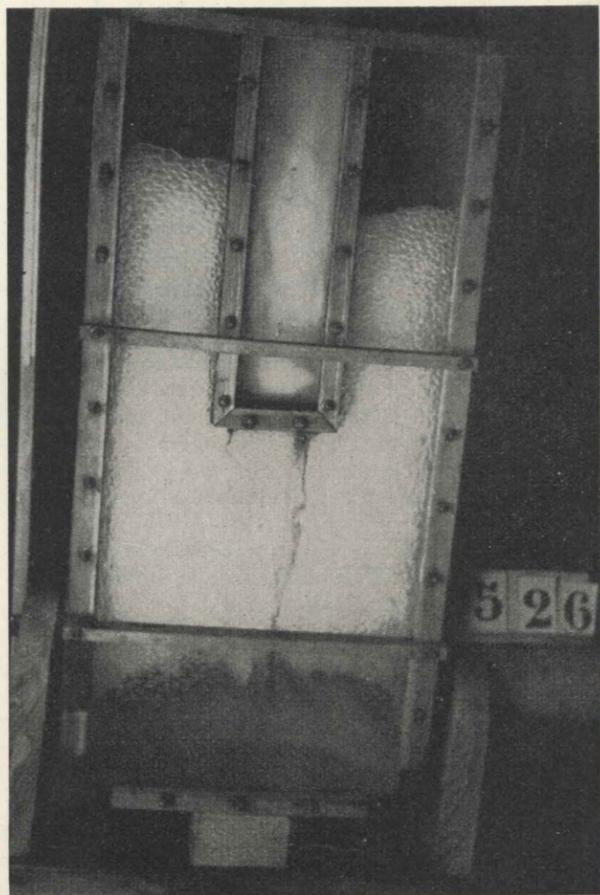


Fig. 10.

La fotografia della fig. 10 rappresenta il funzionamento con portata massima di 2,900 mc/sec e con livello di rigurgito molto basso; corrisponde quindi alle condizioni più sfavorevoli. La zona schiumosa si abbassa fino quasi a lambire la galleria di uscita, e una certa aliquota di aria viene trascinata a valle.

Aumentando la quota di rigurgito, e sempre con portata massima, la schiumosità si estende per buona parte dell'altezza del pozzo, pure rimanendo il limite inferiore della emulsione sempre prossimo alla base del pozzo.

I fori del tubo centrale sono stati variati dal diametro di cm 2,5 fino a 15 (al vero); si è notato un lieve miglioramento adottando i minori diametri, oppure diminuendo progressivamente i diametri dall'alto verso il basso. Anche la inclinazione dell'asse del pozzo migliora alquanto il risultato complessivo.

La riduzione della portata immessa, ha un effetto benefico immediato, come è ovvio. Con portata inferiore a 2 mc/sec la schiumosità si riduce, e il limite inferiore si stabilizza ad una quota che conserva un franco accettabile rispetto al cielo del condotto di uscita.

Dal complesso delle prove, che sono state succintamente riassunte nei punti essenziali, si possono

trarre almeno in via di orientamento alcune conclusioni:

— la portata derivata non deve essere spinta a valori troppo elevati in relazione alle sezioni dei pozzi. Nel modello in esame la portata massima di 2,900 mc/sec risulta evidentemente eccessiva, specialmente in relazione al diametro del primo pozzo, che è di metri 0,80.

— il secondo pozzo deve avere sezione tale da ridurre al minimo la velocità di discesa. Alla base del pozzo e prima della immissione in galleria, è bene prevedere un allargamento di sezione o ampia camera di rallentamento, per tagliare decisamente il limite inferiore della schiumosità.

La riduzione della velocità è l'unico metodo efficace per separare le bolle d'aria dalla massa fluida, data la debole spinta idrostatica che agisce sulle bollicine di piccole dimensioni. Il contrario di quanto avviene nei separatori centrifughi basati su elevati valori delle accelerazioni radiali.

— la disposizione dei pozzi con asse inclinato, è più favorevole di quella ad asse verticale. In applicazioni pratiche è consigliabile quindi la disposizione indicata nello schema C fig. 7.

— non è possibile dai risultati delle esperienze su modello trarre conclusioni esatte sul fenomeno al vero. In via di massima l'effetto dell'emulsione al vero sarà certamente inferiore a quanto appare nel modello in piccola scala.

Non sono state approfondite ulteriori ricerche in questo senso, dato che al momento non si prospetta l'opportunità di studiare a fondo la realizzazione pratica di una immissione a doppio pozzo.

Però le indicazioni fornite da questo primo ciclo di prove hanno offerto utili orientamenti per possibili miglioramenti del dispositivo, quando si tenga presente che le prove su modello in senso generale rappresentano un prezioso fattore per la soluzione di problemi concreti nella forma migliore, ma costituiscono anche un elemento di giudizio non meno utile quando forniscono indicazioni su ciò che « non si deve fare ».

#### Preso sussidiaria dal Rio Rosim.

La galleria di derivazione dell'impianto del Plima-Lasa riceve oltre alla portata sussidiaria dell'alto Lasa anche una modesta portata di 800 l/sec dal Rio Rosim, affluente di sinistra del Plima.

Il piccolo valore della portata e la presenza di una finestra di accesso alla galleria in prossimità del rio Rosim, hanno indotto a scartare il tipo di immissione a pozzo, sempre molto costoso, attuando invece una derivazione con percorso esterno comprendente un tratto di tubazione discendente A-B dalla quota di presa all'imbocco della finestra (figura 11), e un tratto orizzontale B-C lungo la finestra fino all'innesto con la galleria principale.

Il problema del trascinarsi dell'aria nel tratto discendente con deflusso a canaletta si presen-

tava analogo a qualunque altra immissione per portate maggiori.

Il problema è stato superato... eliminandolo, ossia mantenendo sempre piena e in carico per tutta la sua altezza la condotta discendente.

L'idea appare persino ovvia e non presenta in realtà difficoltà di realizzazione neppure per portate o salti sensibilmente superiori al caso concreto del rio Rosim.

Si tratta in sostanza di installare al piede della discesa un organo di regolazione adatto.

Va subito scartata l'idea di ricorrere ad una normale saracinesca che male si presterebbe per la rapida usura delle tenute, e perchè l'organo di regolazione oltre alla variazione della luce deve assicurare anche una completa dissipazione dell'energia cinetica a valle della luce strozzata.

Esistono già delle valvole riduttrici di pressione variamente realizzate, ad esempio abbinando una valvola assiale a fuso con un cilindro bucherellato

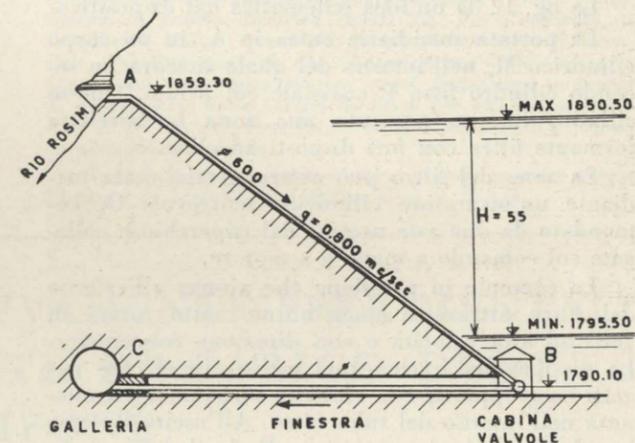


Fig. 11.

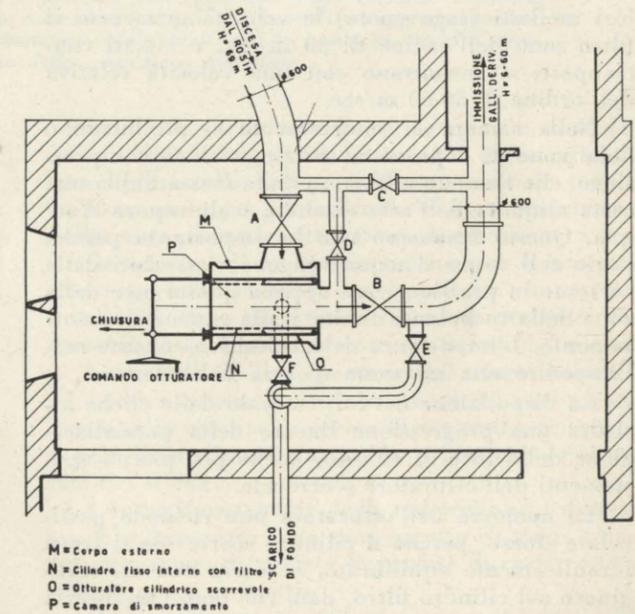


Fig. 12.

funzionante da filtro, collegato all'otturatore, e che viene più o meno parzializzato con lo spostamento dell'otturatore stesso.

Queste valvole speciali, si può dire composite, risultano sempre molto costose e spesso delicate.

Nel caso del rio Rosim è stato studiato dallo scrivente un dispositivo di regolazione e smorzamento di grande semplicità e poco costoso, dato che richiede una lavorazione di normale carpenteria, senza particolari esigenze di finezza meccanica.

Il dispositivo di smorzamento collocato nella cabina B, è soggetto a un carico a monte di 69 metri costante, e un controbattente a valle variabile da 6 a 60 metri.

La portata derivata varia da 100 l/sec d'inverno a 800 l/sec d'estate.

Lo smorzatore deve quindi mantenere in carico la condotta discendente, per qualunque valore della portata e qualunque livello del controbattente a valle che dipende dalla quota di invaso del lago e dalla portata derivata in galleria.

La fig. 12 dà un'idea schematica del dispositivo.

La portata sussidiaria entra in A, in un corpo cilindrico M, nell'interno del quale si trova un secondo cilindro fisso P coassiale col primo. Questo cilindro interno presenta una zona bucherellata formante filtro con fori disposti ad elica.

La zona del filtro può essere parzializzata mediante un'otturatore cilindrico scorrevole O, comandato da due aste uscenti dal coperchio e collegate col comando a mano o a motore.

La corrente in pressione che giunge all'esterno del filtro attraversa quest'ultimo sotto forma di getti ad alta velocità e con direzione concentrica. La dissipazione avviene nel modo più efficace per getti contrapposti, e la violenta turbolenza è contenuta nell'interno del tubo filtro. All'uscita B verso la tubazione che immette in galleria il deflusso avviene in modo tranquillo e senza pulsazioni.

Quando il controbattente a valle si riduce a valori modesti (lago vuoto) le velocità attraverso il filtro sono dell'ordine di 30 m/sec, e i getti contrapposti si incontrano con una velocità relativa dell'ordine di 50-60 m/sec.

Nella camera di smorzamento si produrranno delle zone di depressione locale, o di minor pressione, che tendono a liberare dalla massa fluida una certa aliquota dell'aria disciolta o di vapore d'acqua. Questo fenomeno non ha importanza perchè l'aria e il vapor d'acqua vengono riassorbiti dalla corrente in pressione non appena questa esce dalla zona della turbolenza limitata alla camera di smorzamento. L'importanza del dispositivo consiste nell'impedire una iniezione di aria dall'esterno.

La disposizione dei fori secondo delle eliche assicura una progressione lineare nella parzializzazione della luce di efflusso, anche per piccoli spostamenti dell'otturatore scorrevole.

La manovra dell'otturatore non richiede particolare sforzo, perchè il cilindro scorrevole si trova idraulicamente equilibrato, e scorre con un certo giuoco sul cilindro filtro, dato che non è necessaria la perfetta tenuta in posizione di chiusura.

In posizione di tutta apertura, che corrisponde alla condizione di portata massima con livello di rigurgito a valle massimo (lago pieno), la perdita di carico attraverso il filtro è, nel caso presente, inferiore a 2 m.

La caduta interna del filtro può essere contenuta entro valori modesti proporzionando opportunamente la sezione totale dei fori. In generale non vi saranno difficoltà a stabilire la quota della presa sussidiaria al livello occorrente a coprire anche la caduta interna dello smorzatore.

Un aspetto molto importante per l'esercizio pratico dei dispositivi filtranti analoghi a questo, consiste nella necessità di pulire il filtro, asportando i materiali di occlusione che inevitabilmente si accumulano sul manto bucherellato.

La presa superiore e la imboccatura della tubazione di discesa dovranno essere protette almeno con due griglie a spaziatura ridotta. Dato però che molto frequentemente le prese sussidiarie in alta montagna devono funzionare senza sorveglianza continua, ma solamente con qualche ispezione saltuaria, occorre premunirsi contro il pericolo dell'intasamento del filtro interno.

L'otturatore scorrevole è munito di un anello raschiante verso la zona del filtro, che consente di staccare le eventuali occlusioni facendo compiere una corsa completa all'otturatore stesso.

I materiali di occlusione vengono scaricati all'esterno con la saracinesca F.

Inoltre un giuoco di by-pass permette, dopo avere chiuso l'ingresso A, di inviare una forte corrente di lavaggio attraverso il filtro in senso contrario al flusso normale, ossia dall'interno del tubo-filtro verso la camicia esterna. I materiali vengono energicamente staccati dal manto del filtro e scaricati all'esterno.

Lo smorzatore è munito di un comando automatico che mantiene il grado di apertura regolato sul valore necessario al deflusso della portata del momento, col carico a monte costante.

L'automatismo è basato su un sistema manometrico situato nella stessa cabina, che deriva la pressione dalla condotta di ingresso a monte dello smorzatore. La pressione al piede della condotta dipende oltre che dal dislivello geodetico anche dalla portata derivata. Il campo di regolazione consente di contenere le escursioni di quota nella condotta entro valori di qualche metro, e regolabili facilmente mediante contatti registrabili. È soppresso ogni effetto di sovraregolazione o pendolazione.

La installazione del complesso ha risposto pienamente allo scopo e può risolvere il problema anche per portate di parecchi metri cubi al secondo, sempre che le condizioni locali dell'impianto si prestino ad una derivazione esterna, come nel caso del rio Rosim, che si riduce in sostanza ad una semplice condotta forzata. Sono evidenti i vantaggi di una soluzione con tubazione metallica, che consente velocità molto spinte e quindi piccole sezioni, in confronto ad una soluzione a pozzo di ampia sezione.

Quando le condizioni locali dell'impianto portino ad escludere il percorso esterno è possibile ri-

correre ad una discesa verticale o subverticale interna, sempre di piccola sezione.

Però occorre ricavare al piede della discesa, nella zona dell'innesto con la galleria principale, una camera valvole accessibile dall'esterno mediante una finestra.

Accenniamo infine ad un ulteriore sviluppo di questa idea.

Lo smorzatore ha in sostanza il compito di dissipare in pura perdita l'energia corrispondente alla portata disponibile sul salto del momento. Questa energia potrebbe essere utilizzata, anziché dissipata, mediante un gruppo autoregolatore costituito da una turbina con generatore asincrono.

Il problema si presenta evidentemente di non facile soluzione dato che entrambi i fattori determinati, salto e portata, subiscono generalmente delle variazioni molto estese.

Non si può chiedere l'impossibile ai costruttori delle turbine e dei generatori elettrici, i quali non possono fornire un gruppo omnibus che offra rendimenti accettabili in qualunque condizione di esercizio.

Però, nello studio di impianti nuovi sarà spesso possibile stabilire la derivazione sussidiaria a quota più elevata, in modo da contenere la variazione del salto, ad esempio nel rapporto da 1 a 2, o 2 a 3.

Nella centralina potrebbero essere installati due gruppi, ciascuno dei quali copra un certo campo

di utilizzazione con rendimento normale o almeno accettabile. Nelle zone marginali del campo il rendimento potrebbe risultare anche scadente, ciò che non ha grande importanza dato che si tratta di energia che verrebbe comunque dispersa.

Uno studio di questo genere presuppone che si possano prevedere, in base a elementi statistici attendibili, i valori medi mensili delle portate e dei dislivelli disponibili, i quali ultimi dipendono da un diagramma annuale tipo, assunto per la utilizzazione del serbatoio.

Abbiamo esaminato qualche caso concreto di realizzazione di questo genere, e ne abbiamo fatto cenno a titolo puramente informativo.

Dott. Ing. Mario Galassini

Milano, 15 gennaio 1957.

NOTA. Oltre alle ricerche su modelli citate in questa memoria, sono state eseguite numerose altre esperienze di laboratorio. Ne ricordiamo alcune. Per la diga di San Valentino (Impianto di Gorenza) prove sugli sfioratori a pozzo imbuciforme di grande diametro (metri 22). Per l'impianto di Castelbello (Adige) prove sul pozzo piezometrico differenziale. Per l'impianto di Ala (Adige) prove sullo sfioratore doppio del pozzo piezometrico e sul dispositivo terminale di smorzamento delle portate di sfioro per una portata massima di 200 mc/sec; ricerche su un tipo particolare di sifone ad adescamento rapido.

Tutte le esperienze su modello sono state eseguite presso l'Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano.

## SIFONE DI ANTEY: RILEVAMENTI SPERIMENTALI RELATIVI ALLE PERDITE DI CARICO DOVUTE AL SIFONE

G. GENTILE, L. BREZZI, G. LOMAZZI riferiscono sui rilevamenti sperimentali effettuati sul sifone di Antey (2° Salto Marmore SIP), che hanno rivelato il notevole invecchiamento della condotta metallica (coefficiente di scabrezza di Strickler  $K=55$ ) ed hanno consentito, per quanto riguarda il comportamento dell'imbocco e dello sbocco, di stabilire un confronto abbastanza soddisfacente con le prove su modello effettuate 30 anni or sono, prima della costruzione dell'opera.

Alla progressiva 6000 circa il canale derivatore del II Salto Marmore supera il vallone di Antey per mezzo di un sifone metallico.

Quest'opera in un primo tempo non era stata prevista in quanto si riteneva di oltrepassare la valle con un canale a pelo libero in galleria scavato nella roccia sottostante alle placche moreniche che tappezzano il vallone alquanto più a monte di dove oggi sorge il sifone senonchè la roccia in posto fu trovata assai più lontana di quanto si ritenesse ed in condizioni cattive.

Non restava perciò che attraversare il vallone più a valle e per la linea più breve, dove le morene cessavano ed appariva la roccia, ottima nel fianco destro, meno buona a sinistra, coperta di detriti alluvionali al centro.

Entrando in quest'ordine di idee le soluzioni erano due: il ponte canale ed il sifone, e furono studiate accuratamente entrambe.

La scelta cadde sul sifone, sempre in considerazione del terreno di fondazione che non si presentava, specie sulla sinistra, abbastanza sicuro per la cospicua mole del ponte canale che avrebbe avuto, nella parte centrale, oltre 80 m di altezza.

Devesi considerare però che, mentre veniva deciso e sperimentato tutto ciò, le gallerie a monte ed a valle venivano perforate e restavano pertanto immutabili le quote di imbocco e di sbocco del sifone.

Le perdite di carico pertanto del sifone venivano ad essere fissate in precedenza in cm 26 pari presso a poco alle perdite di carico di un tratto di canale a pelo libero lungo quanto la proiezione orizzontale del sifone.

I dettagli costruttivi degli imbocchi ed i diametri delle tubazioni sono stati oggetto di studi accurati allo scopo di ridurre le perdite di carico entro i limiti sopra descritti.

Detti studi furono condotti con prove su modelli

(le prime forse eseguite in Italia) presso il laboratorio tecnico della R. Scuola d'Iraulica della scuola per gli Ingegneri di Pisa.

Di tutte le prove ed esperienze fatte venne redatta dal Prof. Giulio De Marchi e dall'Ing. Mario Marchetti una relazione pubblicata negli annali dei Lavori Pubblici — Anno 1927 — fascicolo II a cui rimandiamo per maggiori dettagli.

Le installazioni sperimentali furono due:

La prima, costruita con minor cura non ebbe altro scopo che di predisporre una seconda facendo rilevare in quali parti l'installazione doveva essere perfezionata per assicurare l'attendibilità dei risultati (dare maggior sviluppo ai tronchi di canale prima e dopo il sifone, effettuare un maggior numero di osservazioni piezometriche e di livello in diverse sezioni del modello, sostituire allo stramazzo Bazin per le misure di portata un mezzo più sensibile).

Si addivenne così all'installazione definitiva che permise di giungere a risultati pratici di grande interesse.

Il modello fu costruito secondo la regola di Froude nella scala 1 : 17,3 per le lunghezze il che permise di far corrispondere alla portata di 10 mc/s massima verificabile nel sifone effettivo, la portata di 8 l/s per il modello (la massima portata che si poteva ottenere colle installazioni sperimentali della Scuola di Pisa era di 9 l/s).

L'approssimazione con cui venne costruito il modello nella scala stabilita fu di 0,5 mm salvo per i tronchi di imbocco e sbocco per i quali fu di 1 mm.

Il modello era costituito da un primo tronco di canale lungo m 2,00 circa riprodotto esattamente la sezione del canale effettivo.

Seguiva il sifone fatto con due tubi di lamiera di zinco di mm 162 di diametro interno lunghi m 1,77 inclinati di 30° circa e raccordati inferiormente coll'interposizione di un giunto elastico da un breve tratto di tubo orizzontale. Lo sviluppo totale del sifone lungo l'asse risultò quindi di m 3,77. Particolare cura si dovette porre nella costruzione dei due tronchi di imbocco e di sbocco del sifone. Essi furono fatti in lamiera di ferro sostenuta da una serie di sagome di ferro in modo da riprodurre esattamente la forma studiata inizialmente dalla S.I.P.

L'alimentazione del modello veniva fatta con le installazioni della Scuola. Un'elettropompa manteneva in circolazione l'acqua ed una saracinesca comunicante con un serbatoio a livello rigorosamente costante ne modulava la portata, mentre l'applicazione di reti di ottone all'inizio del canale ne smorzava la turbolenza. La misura della portata veniva fatta al termine del modello con uno stramazzo costituito da una bocca triangolare in piastra di ottone a spigolo vivo disposta col vertice in alto per ottenere maggior sensibilità per le portate più elevate.

In vari punti del canale e del sifone si erano lasciate delle bocche per innestarvi i tubi di gomma dei piezometri.

Questi piezometri erano tre, costituiti da tre vasi cilindrici di vetro ( $d=m\ 0,15$ ) con imbocco laterale per i tubi di gomma. Uno di essi era costantemente

collegato colla vasca dello stramazzo per la misura delle portate, gli altri potevano essere successivamente collegati alle altre dieci bocche piezometriche.

La lettura dei livelli si effettuava coi consueti idrometri a gancio e vite micrometrica.

Oltre al giunto elastico in fondo al sifone il modello aveva un altro giunto elastico al fondo del canale di sbocco sicchè la seconda metà del modello poteva subire spostamenti verticali rispetto alla prima. Questo fu fatto allo scopo di ovviare all'inconveniente della non rispondenza tra realtà e modello (fatto come abbiamo detto secondo la regola di Froude) per quanto riguarda le perdite per attrito.

Per mettere il modello nelle condizioni dell'opera reale si regolava la quota fondo del canale di sbocco rispetto al canale di imbocco in maniera tale da compensare con un determinato dislivello le diverse perdite di carico del sifone nel modello e nella realtà (ridotte alla scala del modello). Questa regolazione doveva evidentemente essere fatta per ogni portata con cui si sperimentava coll'aiuto di un diagramma che desse per le varie portate la differenza delle perdite del modello rispetto a quelle dell'opera reale ridotte alla scala del modello.

Fatta questa operazione preliminare si procedeva ad eseguire le esperienze le quali consistevano nel rilevare il rigurgito prodotto nel canale a monte dalle perdite di imbocco e sbocco del sifone.

Si osservò così dopo una lunga serie di accurate esperienze che era necessario modificare un poco la sagoma degli imbocchi proposta dalla S.I.P. introducendo una voltina inclinata che coprendo l'imbocco ne rendesse ancor più graduale la variazione di sezione liquida così da escludere l'esistenza di zone occupate da liquido che non partecipino al movimento generale. Si studiò anche quale fosse la più opportuna inclinazione di queste voltine e si notò come assai più sentita fosse l'influenza della gradualità di variazione di sezione nello sbocco che non nell'imbocco (angolo del cono più piccolo possibile). Si adottò tuttavia per entrambe le voltine (generatrici di colmo) l'inclinazione di 27° circa rispetto all'orizzontale.

Fissato così il tipo più opportuno di imbocco e sbocco si determinarono le perdite di carico complessive per le diverse portate fino a poco oltre gli 8 l/s (pari a 10 mc/s nella realtà).

Queste ultime ricerche non possono tuttavia portare a precisi risultati quantitativi per la difficoltà di valutare a priori le perdite continue di attrito della condotta metallica e delle pareti degli imbocchi. Nei limiti delle approssimazioni ammesse si potè però concludere che sarebbe stato possibile costruire il sifone, colle modifiche agli imbocchi di cui sopra, senza che questo provocasse sensibili rigurgiti nel canale a monte anche colle maggiori portate.

Eseguito il lavoro, fu proceduto a un collaudo delle perdite con una prima serie di misure: purtroppo non possediamo dati precisi di queste osservazioni. Ci accontentiamo di riferire quanto si trova

scritto sul numero di aprile del 1927 della rivista « Sincronizzando », a firma dell'Ing. A. Steiner:

1) per le portate minori di 5 m<sup>3</sup>/sec il pelo d'acqua all'imbocco è assai agitato in conseguenza del gradino esistente sul fondo.

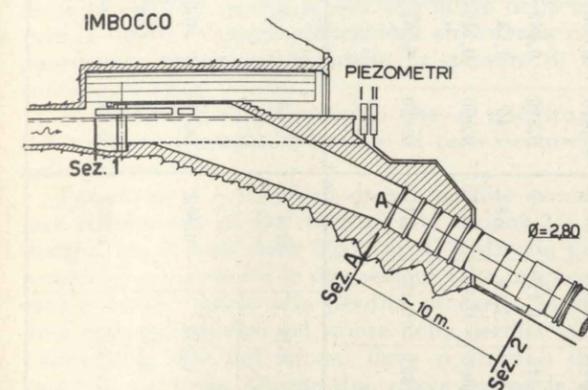


Fig. 1 - Sviluppo complessivo del sifone tra i punti A e B: m. 289.92

2) per le portate fino oltre 7 m<sup>3</sup>/sec il pelo d'acqua è tranquillo e le perdite di carico globali sono di poco superiori alle previste.

3) per le portate fino a 10 m<sup>3</sup>/sec il regime d'acqua è assai tranquillo e le perdite di carico globali sono inferiori alle calcolate di qualche centimetro.

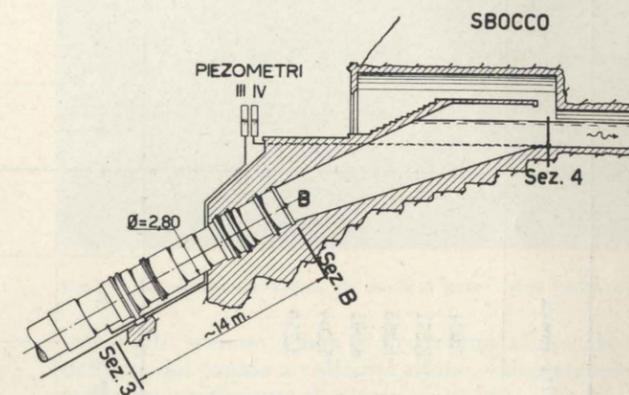
Dopo circa trenta anni di esercizio, essendosi rivelata l'opportunità di eseguire una riverniciatura della superficie interna della condotta metallica, si è ritenuto interessante eseguire una serie di misure relative alle perdite di carico nel sifone: una seconda serie di osservazioni verrà fatta dopo eseguiti i lavori di ripulitura e confrontando fra loro i risultati si potranno valutare gli effetti vantaggiosi della riverniciatura.

#### ESECUZIONE DELLE MISURE

Scopo delle misure era determinare le perdite di carico provocate dall'imbocco, dalla tubazione metallica e dallo sbocco. Per far questo occorreva determinare le quote piezometriche in alcune sezioni dell'opera. Come si vede dalla figura 1 le sezioni in parola sono quattro, numerate progressivamente dall'1 al 4 nel senso del moto dell'acqua: mediante un collegamento realizzato con tubi (metallici o di gomma) le sezioni venivano messe in comunicazione con dei piezometri (2 all'imbocco e 2 allo sbocco) che, debitamente quotati, potevano fornire i valori delle quote piezometriche nelle sezioni considerate (fig. 2). Poichè, però, il quarto piezometro ha dato luogo ad alcune incertezze, si è dovuto ricorrere alla lettura diretta del pelo acqua del canale per cui pur avendo operato con molta cura, deve sussistere qualche inesattezza, dovuta alle increspature del pelo liquido. Contemporaneamente alle letture nei piezometri, alla sezione 1 veniva eseguita la misura della portata mediante mulinelli.

Questa sezione non è la più adatta, ma d'altra parte è anche l'unica utilizzabile per la misura della portata e dei livelli piezometrici.

I risultati delle misure con alcune prime deduzioni quantitative sono raccolti nella tabella I.



#### ELABORAZIONE DEI RISULTATI

Dalle quattro misure eseguite sono state tratte delle deduzioni che si possono raggruppare in tre paragrafi separati.

Fig. 2 - I piezometri installati all'imbocco del sifone durante una misura.

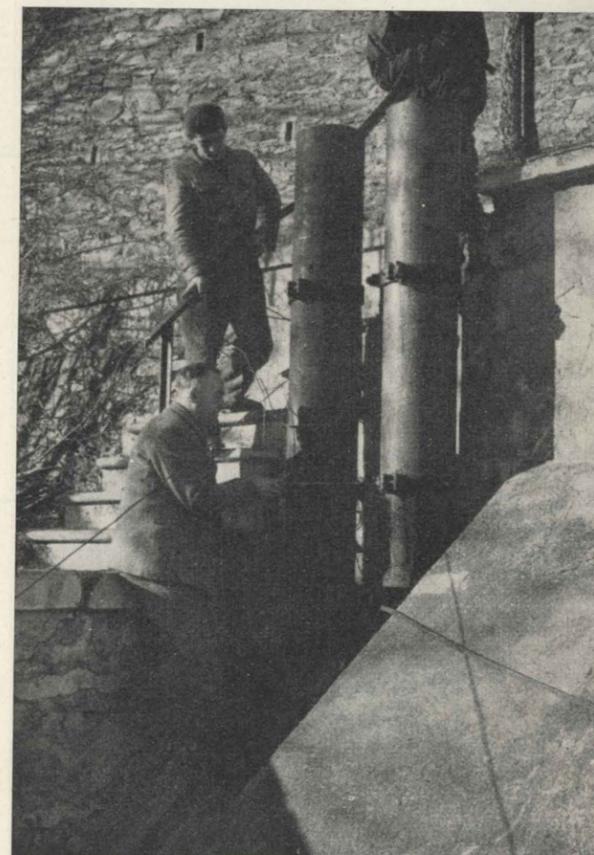


TABELLA I. Risultati delle misure.

	I Prova				II Prova				III Prova				IV Prova			
	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>
Portata (m <sup>3</sup> /sec) . . . . .	1,703				4,730				7,031				9,416			
Altezza acqua a monte del sifone (m) . . . . .	0,365				0,844				1,251				1,776			
Altezza acqua a valle. Sez. 4 (m) . . . . .	0,430				0,940				1,250				1,570			
Rigurgito (m) . . . . .	- 0,065				- 0,096				+ 0,001				+ 0,206			
Area liquida nella sez. 1 (m <sup>2</sup> ) . . . . .	2,580				3,778				5,209				6,270			
Area liquida nella sez. 4 (m <sup>2</sup> ) . . . . .	1,290				2,820				3,750				4,710			
<b>SEZIONE</b>																
Quote piezom. rif. piano orizzontale livellato (m) . . . . .	- 1,341	- 1,482	- 1,506	- 1,590	- 0,862	- 0,880	- 0,964	- 1,090	- 0,445	- 0,455	- 0,650	- 0,770	+ 0,070	- 0,008	- 0,353	- 0,450
Quote piezom. rif. al livello liquido Sez. 4 (m) . . . . .	0,249	0,108	0,084	0, —	0,228	0,210	0,126	0, —	0,315	0,315	0,120	0, —	0,520	0,442	0,097	0, —
Velocità (m/sec) . . . . .	0,661	0,277	0,277	1,320	1,250	0,770	0,770	1,670	1,35	1,14	1,14	1,87	1,40	1,53	1,53	2,00
Carichi cinetici . . . . .	0,022	0,004	0,004	0,089	0,080	0,030	0,030	0,140	0,093	0,066	0,066	0,178	0,100	0,119	0,119	0,200
Carichi totali (m) rif. liv. liquido sez. 4 . . . . .	0,271	0,112	0,088	0,089	0,308	0,240	0,156	0,140	0,408	0,381	0,186	0,178	0,620	0,561	0,216	0,200
<b>TRA LE SEZIONI</b>																
PERDITA TOTALE (m) . . . . .	0,158	0,026	—	0,002	0,065	0,091	0,012	0,012	0,020	0,212	—	0,002	0,046	0,376	—	0,002
PERDITA CONTINUA (m) . . . . .	—	0,026	—	—	—	0,088	—	—	—	0,205	—	—	—	0,364	—	—
PERDITA LOCALIZZ. (m) . . . . .	0,158	—	—	0,002	0,065	0,003	0,012	0,012	0,020	0,007	—	0,002	0,046	0,012	—	0,002

a) Tubazione metallica: è lunga complessivamente tra la sezione A e la sezione B, 289,92 m. (fig. 3). La compongono elementi chiodati di diametro interno  $D=2,80$  m e lunghi 2 m ciascuno. La superficie interna della tubazione è notevolmente tubercolizzata, come si può osservare dalle fotografie fatte qualche giorno prima dell'inizio delle misure. I tubercoli hanno dimensioni abbastanza ragguardevoli, raggiungendo anche lo spessore di un centimetro (figg. 4 e 5).

Il risultato più interessante che si può trarre dalle misure riguarda le perdite di carico continue nella tubazione.

Per ottenere i valori di queste perdite occorre fare riferimento ai dati relativi alle sezioni 2 e 3, distanti tra di loro circa 265,5 m. Il dislivello piezometrico esistente tra le due sezioni (che in questo caso è anche uguale alla perdita di carico totale) deve essere diminuito del valore delle perdite localizzate alla base del sifone, dove si trovano due curve di raccordo. Queste due curve hanno le seguenti caratteristiche: deviazione  $\alpha = 40^\circ$  rapporto tra raggio di curvatura dell'asse del tubo e diametro del tubo 2.

Globalmente le perdite localizzate sono state valutate pari a  $0,1 \frac{V^2}{2g}$  intendendo con  $V$  la velocità esistente nel tubo in ciascuna delle quattro prove. Osservando ora la fig. 6 si può vedere come i risultati ottenuti ben si accostano alla curva tracciata usando la formula di Strickler, con coefficiente  $K=55$ . Il valore che maggiormente si scosta dalla curva è quello che corrisponde alla portata minima: è però opportuno ricordare che un eventuale errore di rilevamento influisce maggiormente sui piccoli valori delle perdite di carico.

L'esame della superficie interna del tubo faceva già prevedere un coefficiente di Strickler basso: l'insieme dei risultati conferma inoltre la bontà della struttura della formula.

b) Sbocco: le sezioni 3 e 4 sono utili per lo studio del raccordo di sbocco. Con la parola raccordo intendiamo il tratto compreso tra la sezione B e la sezione 4. Le perdite di carico provocate dal tratto di tubazione compreso tra le sezioni 3 e B sono facilmente calcolabili, visto che si può applicare con sufficiente approssimazione la formula di Strickler col coefficiente  $K=55$  precedentemente dedotto.

I risultati dicono abbastanza chiaramente che le perdite localizzate allo sbocco sono di entità minima, trascurabile: risultano anche dei valori negativi. A questo proposito bisogna ricordare che le misure riferentesi alla sezione 4 sono state fatte leggendo il pelo acqua nel canale mediante una stadia, poichè il piezometro collegato alla sopraddetta sezione era risultato difettoso. Le perdite, dallo studio su modello erano previste molto limitate (qualche centimetro): si può capire come la lettura di un pelo acqua percorso da perturbazioni ondose anche di piccola entità, non possa essere precisa fino al centimetro.

A conferma, però, della attendibilità di queste misure, si può osservare che le altezze d'acqua rile-



Fig. 3 - La tubazione metallica del sifone di Antey. Vista dall'esterno.

vate nella sezione 4 ben si accordano alla scala di deflusso del canale a valle del sifone, calcolata adottando un coefficiente di Bazin  $\gamma=0,14$ .

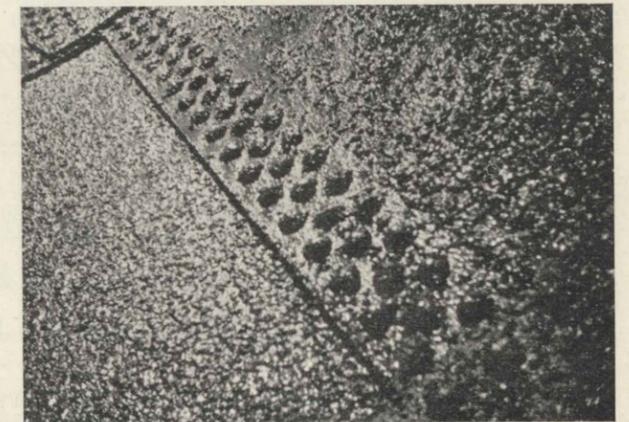


Fig. 4 - La tubazione metallica del sifone di Antey. Vista dall'interno.

c) Imbocco: si intende come raccordo di imbocco la zona compresa tra le sezioni 1 e A. Sezioni di misura sono la 1 e la 2: si dovranno togliere le perdite provocate dal tratto A-2, analogamente a quanto fatto per lo sbocco.

Fig. 5 - La tubazione metallica del sifone di Antey. Vista dall'interno.



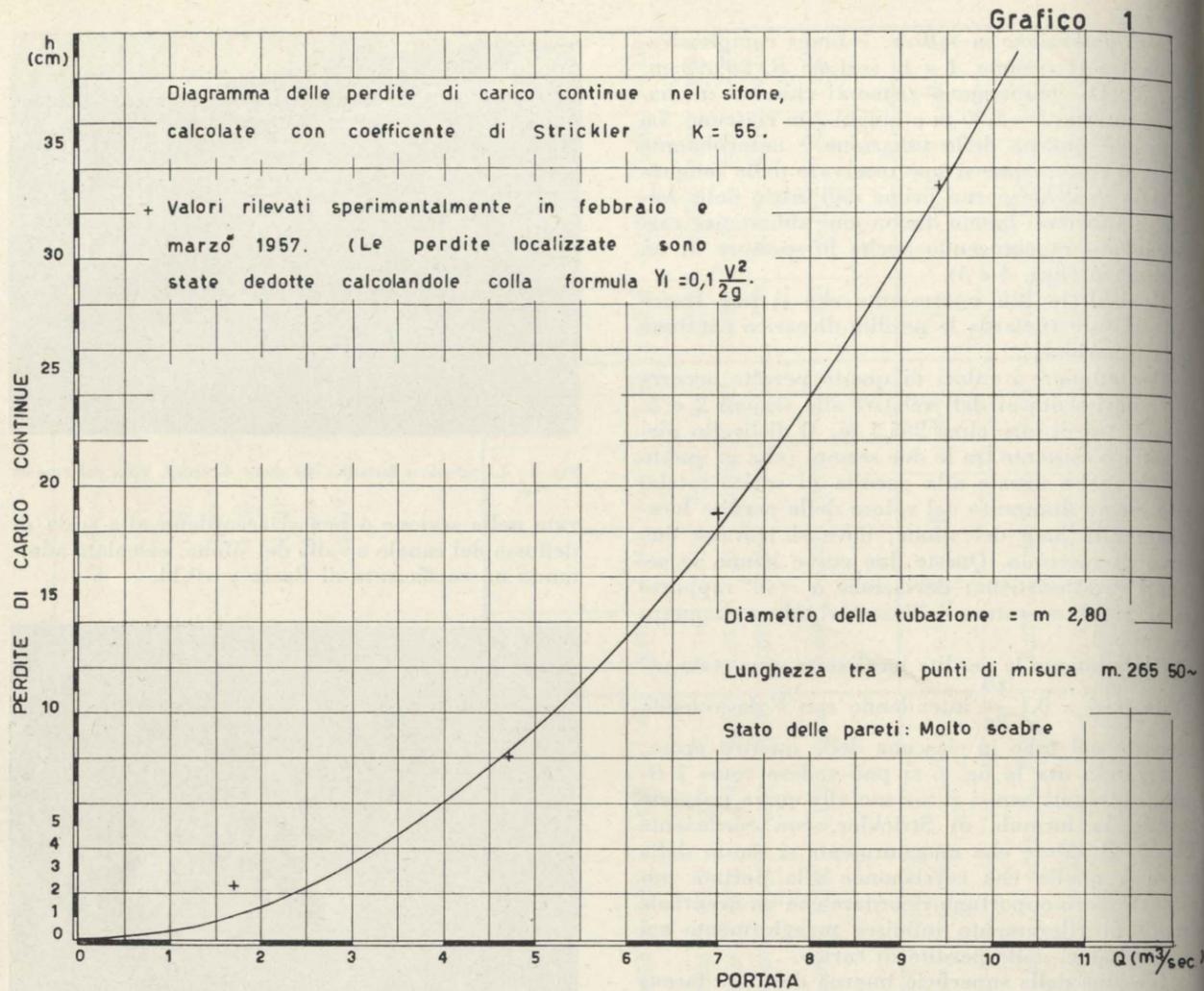


Fig. 6 - Sifone di Antey. Perdite di carico continue nella tubazione metallica.

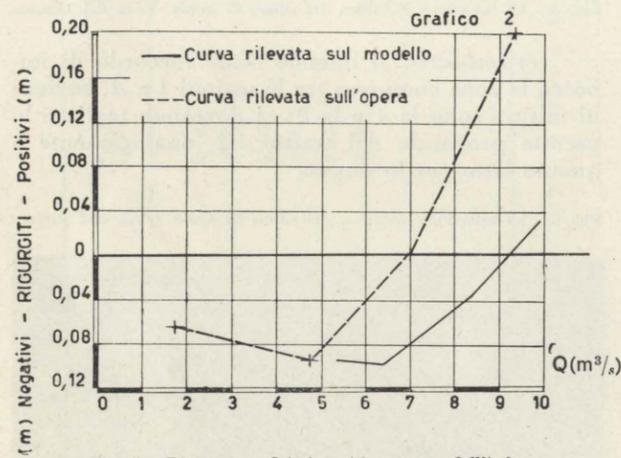


Fig. 7 - Diagramma dei rigurgiti a monte dell'imbocco.

La coordinazione dei risultati relativi all'imbocco è quella che presenta le maggiori difficoltà per le particolari caratteristiche della sezione 1: questa sezione, come si vede dal disegno 1 cade a metà di un piccolo scivolo destinato a deviare l'acqua ad uno scarico in caso di svuotamento del sifone. In questa

sezione, l'unica accessibile, sono state fatte anche le misure di portata con i mulinelli.

Interessano in modo particolare i rigurgiti che si determinano a monte del sifone per confrontarli con quelli previsti dallo studio su modello. Come si vede dalla fig. 7 i rigurgiti rilevati sono maggiori di quelli previsti: questo però si spiega pensando alle ben maggiori perdite dovute alla condotta metallica. Negli studi su modello infatti si adottava un coefficiente di Kutter  $n = 0,014$ , prevedendo una perdita globale a pieno carico di circa 20 cm: dai risultati ottenuti sull'opera si vede che a pieno carico la perdita complessiva è di circa 38 cm. Si può quindi prevedere che, una volta effettuata la ripulitura del sifone, le due curve si accosteranno notevolmente tra di loro, confermando così gli studi eseguiti sul modello.

Interessava pure rilevare le perdite di carico dovute all'imbocco: la difficoltà maggiore era quella di determinare il carico cinetico da attribuire alla sezione 1, data l'irregolare distribuzione della velocità e la conseguente incertezza nella scelta di un adeguato coefficiente di Coriolis.

In prima analisi, trascurando questo coefficiente e attribuendo alla sezione 1 il carico cinetico corri-

spondente alla velocità media ricavata dalle misure coi mulinelli si sono calcolati i valori riportati nella fig. 8. Da esso si rilevano pertanto le perdite di carico di imbocco che confrontate con quelle del

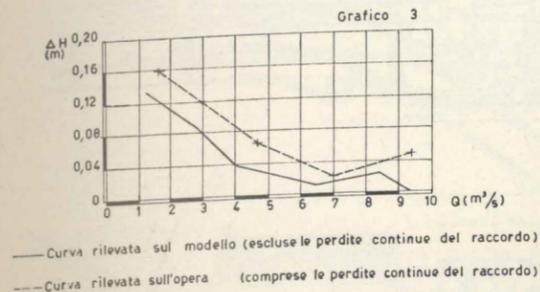


Fig. 8 - Perdite di carico all'imbocco.

modello ne confermano l'andamento qualitativo: le perdite aumentano col diminuire della portata e tendono al valore del dislivello disponibile tra monte e valle quando la portata scende a zero. (Queste perdite si possono intendere come somma di due termini: il primo, probabilmente crescente col crescere della portata, rappresenta le effettive perdite d'imbocco dovute alle variazioni di sezione; il se-

condo, crescente con il diminuire della portata, dovuto all'influenza del dislivello esistente tra le quote fondo canale all'imbocco ed allo sbocco del sifone, dislivello che corrisponde alle perdite nel sifone per la portata di  $7 \text{ m}^3/\text{s}$ , ma che per portate inferiori diventa esuberante rispetto alle corrispondenti perdite nel sifone).

Riguardo al valore quantitativo delle perdite bisogna osservare che gli scostamenti tra studi e realtà, anche se sono percentualmente notevoli, sono tuttavia esigui in valore assoluto; bisogna infatti tener conto che sono in gioco valori di qualche centimetro dedotti da misure nelle quali il centimetro si poteva apprezzare sì, ma con qualche incertezza. E si deve anche ricordare che si stabilisce un confronto tra valori che corrispondono a situazioni simili per valori di portata, non per condizioni di moto. Dal grafico 2 si rileva infatti che nello studio su modello si prevedeva moto rigurgitato negativamente per portate inferiori alla portata di  $9,20 \text{ m}^3/\text{sec}$  circa. Dalle misure invece risulta che, a causa delle maggiori perdite nella tubazione metallica, il rigurgito negativo termina quando la portata raggiunge il valore di  $7 \text{ m}^3/\text{sec}$  circa.

Dr. Ingg. Giulio Gentile - Lorenzo Brezzi - Giuseppe Lomazzi

## IMPIANTO DI CIMENA - RILEVAMENTI SPERIMENTALI RELATIVI ALLE OPERE DI SCARICO DEL BACINO DI CARICO

G. GENTILE e L. BREZZI riferiscono sui rilevamenti sperimentali effettuati sulle opere di scarico del bacino di carico dell'impianto di Cimena (SIP), che hanno confermato il buon funzionamento dell'opera e la rispondenza con i risultati delle prove su modello.

### Premesse.

I rilevamenti sperimentali effettuati sullo scaricatore del bacino di carico dell'impianto di Cimena hanno lo scopo di controllare il buon funzionamento e la rispondenza coi risultati di prove su modello effettuate al Politecnico di Milano nel 1942 e nel 1946 di un particolare tipo di dissipatore ideato dall'Ing. Giulio Gentile.

L'impianto di Cimena della SIP è un impianto senza regolazione, con salto di m. 23 circa e portata massima di  $110 \text{ m}^3/\text{sec}$ .; esso è situato tra Torino e Chivasso ed utilizza le acque del Po con una derivazione parte all'aperto e parte in galleria lunga circa 13 km.

Il bacino di carico è posto allo sbocco della galleria, ha pianta trapezia con base maggiore di m. 33,0 - base minore di m. 13,0 ed altezza di m. 80,00; sulla base maggiore vi sono gli imbocchi delle due condotte forzate, sull'opposta base minore lo sbocco della galleria, i rimanenti due lati del trapezio costituiscono le soglie sfioranti dello scarico. La lunghezza complessiva delle due soglie

è di m. 154,90. L'acqua sfiorata sulle soglie cade in una serie di pozzi verticali (36 per ogni lato sfiorante del bacino) di ampie dimensioni (circa metri  $1,60 \times 3,00$ ) profondi una decina di metri, collegati al fondo da un canale collettore. I due collettori imbroccano quindi due tubazioni inclinate in calcestruzzo che sottopassando la centrale, una da una parte, l'altra dall'altra dei gruppi, si riuniscono in un unico tubo posto sotto il fondo del canale di scarico, normalmente a questo, appena a valle dello sbocco dei diffusori. Attraverso ad opportune feritoie aperte sul lato di valle del tubo dissipatore (che ha un diametro di m. 2,50) l'acqua esce mescolandosi a quella del canale di scarico. (Ci limitiamo a questa sommaria descrizione poichè le opere di scarico sono chiaramente illustrate dai disegni e dalle fotografie allegate a cui rinviamo per i particolari di costruzione: vedi figg. 1, 2, 3, 4).

### Prove su modello.

L'esecuzione dell'opera è stata preceduta da due serie di prove su modello; le prime aventi lo scopo

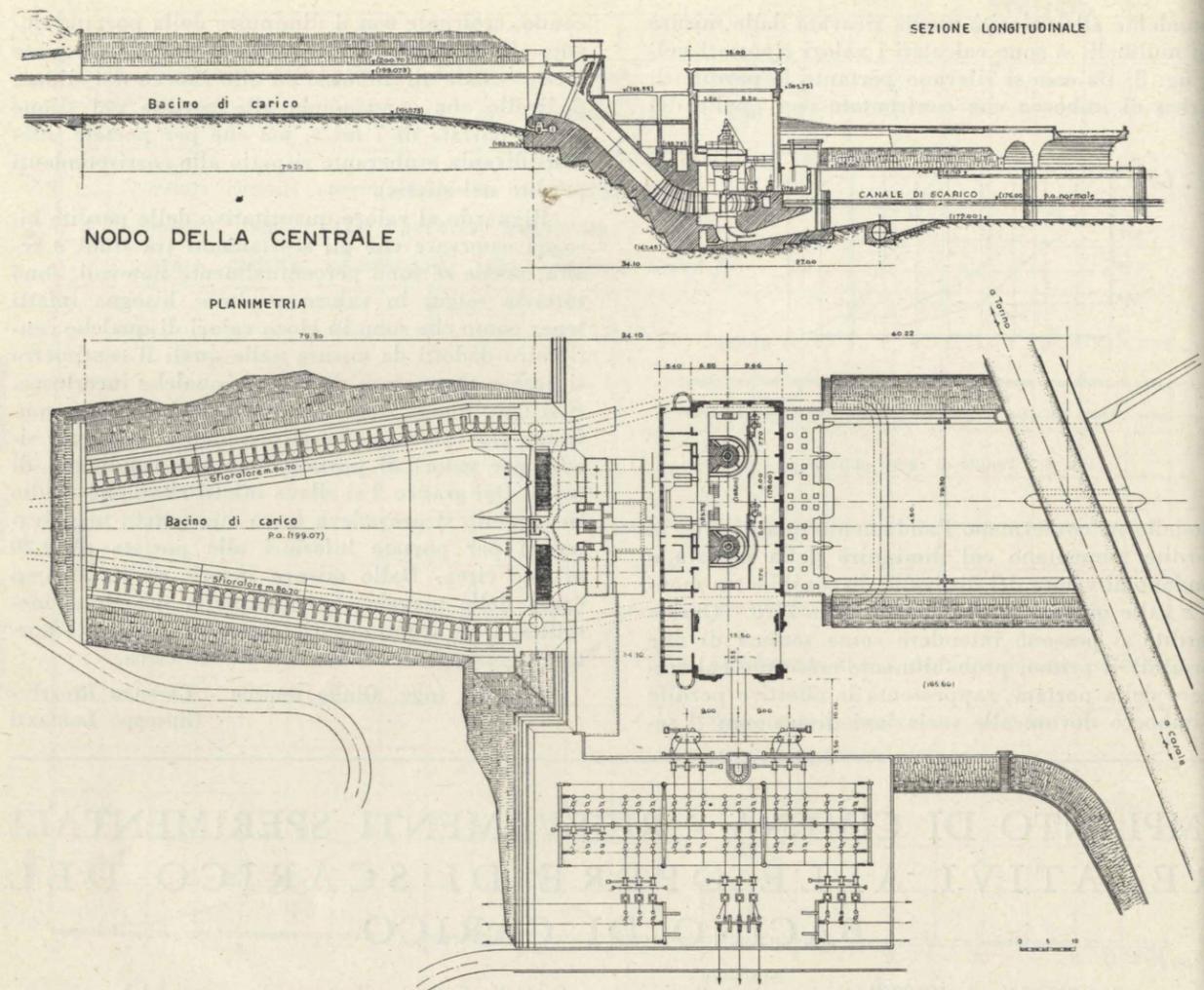


Fig. 1 - Centrale di Cimena. Planimetria e sezione longitudinale.

di studiare il funzionamento degli sfioratori, dei pozzi, dei canali di gronda e delle successive opere di scarico secondo un primo progetto; le seconde per lo studio dei condotti di scarico del progetto definitivo e del dissipatore posto sul fondo del canale di scarico.

Riassumiamo brevemente qui di seguito le due relazioni del Prof. Giulio De Marchi relative alle prove su modello:

— Poichè il bacino di carico è simmetrico rispetto ad un piano verticale passante per il suo asse, sul modello, costruito nella scala 1:20, è stata riprodotta solo la metà sinistra del bacino con tutte le opere di scarico relative: sfioratore, pozzi, canale di gronda e successivi condotti di scarico che nel progetto originario erano diversi da come sono stati poi costruiti; i canali collettori infatti immettevano in due pozzi circolari dai quali ripartivano a circa 90°, due condotti che si riunivano in un unico grande pozzo centrale ricavato nella testata del bacino di carico. Nel modello, il distributore della turbina è stato sostituito da una paratoia piana; la mi-

sura della portata derivata o scaricata veniva effettuata con un misuratore a risalto, il rilievo dei peli liquidi nel bacino e nell'ultimo tratto di galleria (pure riprodotto sul modello) veniva fatto con aste ed idrometri, il rilievo della piezometrica nei pozzi con 17 piezometri ad essi collegati.

Nel modello venne studiato solo il caso più gravoso e cioè la chiusura della portata massima nell'opera di 110 m<sup>3</sup>/sec. corrispondente nel mezzo modello ad una portata di 30,75 l/sec. I risultati delle prove sono stati i seguenti:

Durante la perturbazione dovuta alla chiusura rapida della portata massima si forma un'onda nel bacino il cui inviluppo dei colmi raggiunge livelli crescenti da monte verso valle e precisamente cm. 42 all'inizio del bacino e cm. 50 al suo termine (presso le griglie di presa); nella galleria, che si va restringendo, il livello massimo dell'onda va gradualmente salendo fino ad un massimo di cm. 58. Si è fatto un confronto con l'onda che si verifichebbe se non esistessero gli sfioratori; i corrispondenti livelli massimi sarebbero di cm. 50 (come nel

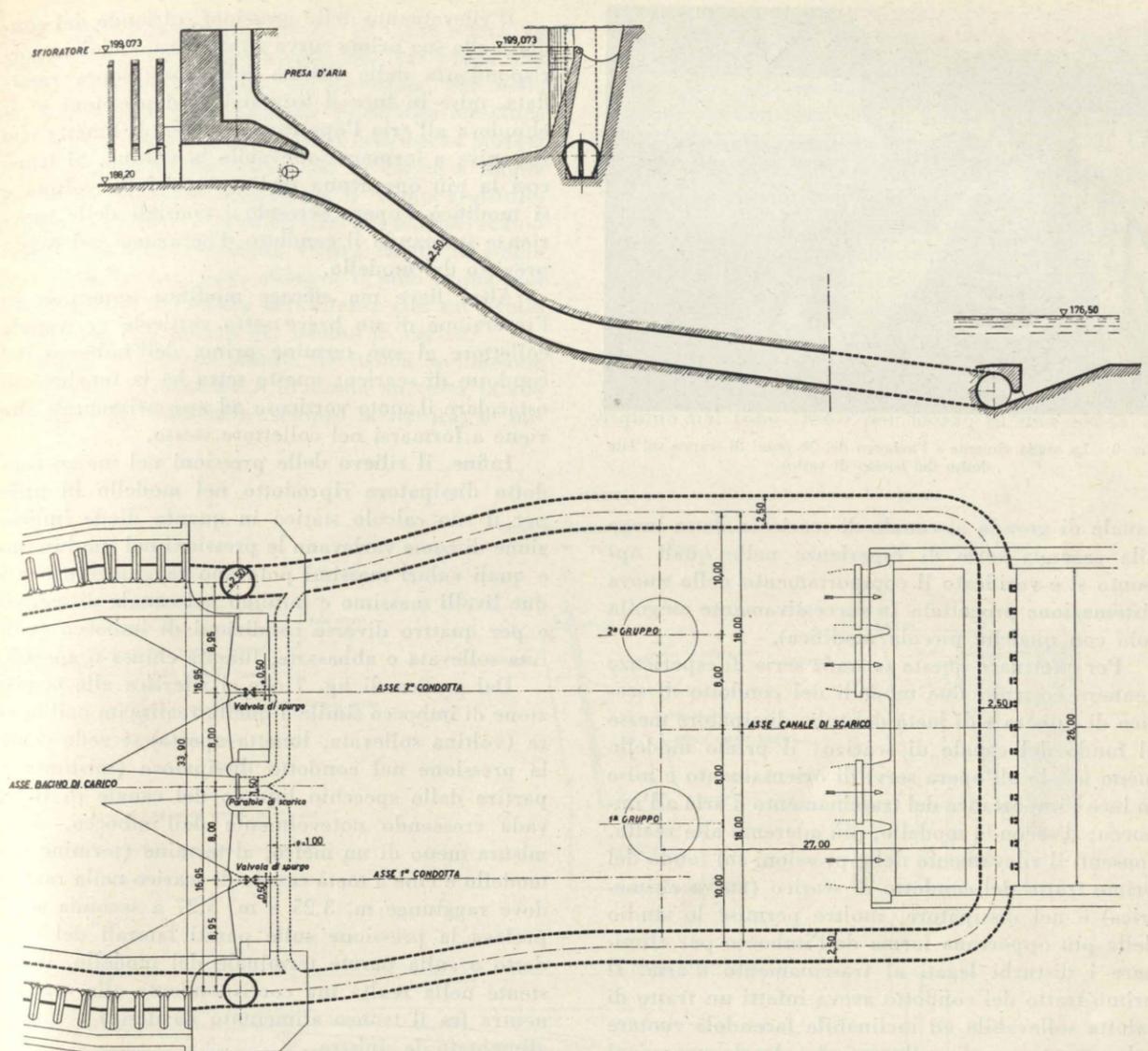


Fig. 2 - Le opere di scarico del bacino di carico.

caso precedente) alla testata del bacino, cm. 82 al suo inizio e cm. 120 nella galleria.

Passata la perturbazione, nel funzionamento a regime (che nell'opera si raggiunge solo dopo il ritorno dell'onda) si aveva ancora profilo ascendente del pelo liquido nel bacino da monte verso valle; l'efflusso sugli sfioratori risultò però rigurgitato a causa di fenomeni di turbolenza che si verificavano nel pozzo angolare e nel successivo condotto di adduzione al pozzo centrale previsti nel primitivo progetto; eliminati in un primo tempo i vortici nel pozzo angolare con l'inserzione di un piccolo setto ed in seguito con la sostituzione del pozzo circolare con un pozzo quadrato, le cose andarono via via meglio ed il deflusso sulla soglia non fu più rigurgitato.

In un successivo tempo si completò lo studio dei profili liquidi nei pozzi (sempre a portata mas-

sima) togliendo le opere a valle del canale collettore e regolando lo sbocco di questo con una paratoia. Su quest'ultima esperienza si sono rilevati 4 profili liquidi per le condizioni di apertura completa della sopraddetta paratoia, chiusura parziale al massimo compatibile con la condizione di non superare con lo specchio libero il ciglio delle sponde della vasca (che nel primo progetto doveva essere di m. 1,00 sopra al ciglio sfiorante) ed altre due condizioni intermedie.

I grafici relativi alle esperienze sopra ricordate sono riportati in fig. 5 ed in fig. 6 contraddistinguendo con le lettere A B e C i profili relativi alle prime prove e con i numeri 1, 2, 3 e 4 quelli relativi alle seconde prove.

Da questa prima serie di esperienze risultò evidente l'opportunità di modificare le opere di convogliamento dell'acqua scaricata dallo sbocco del

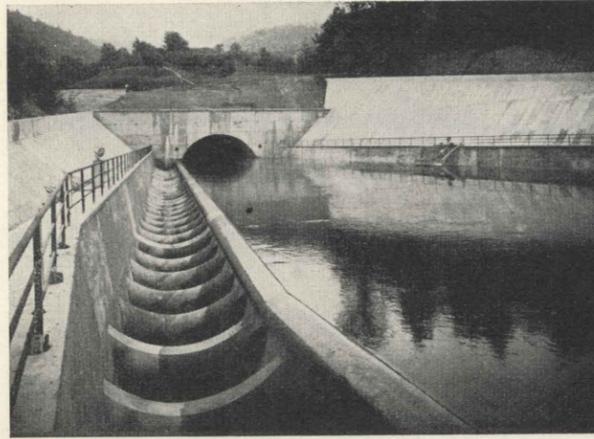


Fig. 3 - La soglia sfiorante e l'imbocco dei 36 pozzi di scarico sul lato destro del bacino di carico.

canale di gronda al canale di scarico e dette luogo alla seconda serie di esperienze nelle quali appunto si è verificato il comportamento della nuova sistemazione progettata (e successivamente eseguita solo con qualche piccola modifica).

Per effettuare questa seconda serie di esperienze vennero costruiti due modelli del condotto di scarico di sinistra e di metà del tubo dissipatore messo al fondo del canale di scarico: il primo modello meno fedele all'opera servì di orientamento e mise in luce l'importanza del trascinamento d'aria all'imbocco; il secondo modello, più aderente alla realtà, consentì il rilevamento delle pressioni sul fondo del primo tratto del condotto di scarico (curva altimetrica) e nel dissipatore, inoltre permise lo studio della più opportuna forma dell'imbocco per eliminare i disturbi legati al trascinamento d'aria. Il primo tratto del condotto aveva infatti un tratto di calotta sollevabile ed inclinabile facendola ruotare sul suo estremo di valle così da alzarla un po' al suo estremo di monte, consentendo in questo punto l'ingresso dell'aria (o l'uscita).

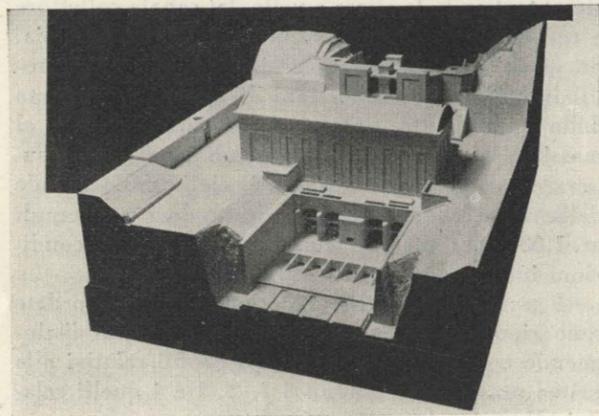


Fig. 4 - Il plastico della centrale visto da valle. Sotto allo sbocco dei diffusori sono ben visibili in primo piano le feritoie attraverso le quali l'acqua scaricata dal bacino di carico viene immessa nel canale di scarico.

Il rilevamento delle pressioni sul fondo del condotto alla sua prima curva altimetrica, e cioè in corrispondenza della voltina sollevabile sopra ricordata, mise in luce il formarsi di depressioni se si chiudeva all'aria l'apertura a forma di lunetta che si veniva a formare sollevando la voltina. Si trovò così la più opportuna inclinazione della voltina e si modificò l'opera secondo i consigli delle esperienze spostando il condotto d'aerazione nel punto previsto dal modello.

Altra lieve ma efficace modifica apportata fu l'inserzione di un breve setto verticale nel canale collettore al suo termine prima dell'imbocco del condotto di scarico; questo setto ha la funzione di ostacolare il moto vorticoso ad asse orizzontale che viene a formarsi nel collettore stesso.

Infine, il rilievo delle pressioni nel mezzo condotto dissipatore riprodotto nel modello fu utile per il suo calcolo statico in quanto diede indicazione di come variavano le pressioni nel suo interno e quali valori massimi potevano raggiungere per i due livelli massimo e minimo nel canale di scarico e per quattro diverse condizioni di imbocco (voltina sollevata o abbassata, lunetta chiusa o aperta).

Dal grafico di fig. 7 che si riferisce alla condizione di imbocco simile a quella realizzata nell'opera (voltina sollevata, lunetta aperta) si vede come la pressione nel condotto dissipatore (misurata a partire dallo specchio liquido del canale di fuga) vada crescendo notevolmente dall'imbocco, dove misura meno di un metro, al termine (termine nel modello e cioè a metà canale di scarico nella realtà) dove raggiunge m. 3,25 e m. 5,27 a seconda se si preleva la pressione sulle pareti laterali del condotto o sulla parete terminale del modello, inesistente nella realtà ma corrispondente alla sezione neutra fra il tronco alimentato da destra e quello alimentato da sinistra.

#### Funzionamento dello scaricatore nell'opera reale.

In questi primi anni di funzionamento, lo scaricatore ha sempre funzionato bene sotto tutti gli aspetti. Di modesta altezza sono risultate le onde risalenti il canale, l'efflusso sulla soglia risulta parzialmente rigurgitato solo per portate molto forti e la dissipazione dell'energia dell'acqua nel canale di scarico è regolare, e senza eccessiva agitazione. Abbiamo tuttavia in corso dei rilevamenti sperimentali dai quali potrà risultare più evidente la rispondenza dei fenomeni sul modello e sull'opera reale.

Le prove finora effettuate sono consistite nel rilevamento dei peli liquidi nel bacino di carico e nei pozzi di sfioro dei canali di gronda e nell'osservazione qualitativa del funzionamento delle altre parti dello scarico. Per il rilevamento dei peli liquidi nel bacino di carico, inaccessibile dalle sponde, è stata impiegata un'attrezzatura costituita da una leggera mensola in tubi metallici che appog-

giata alla ringhiera del bacino si protendeva in avanti di 6 m. portando appesa alla sua punta una stadia graduata (vedi fig. 5). La stadia, che nella sua parte inferiore era munita di un'asta metallica terminante con una punta poteva così essere portata sopra al pelo acqua del bacino di carico a monte del ciglio sfiorante superando il vuoto costituito in stazione alla testata del bacino di carico.

Malgrado qualche temuta lievissima oscillazione della stadia (cilindrica e graduata su tutta la sua superficie per consentire sempre la lettura) le mi-

sure così effettuate possono considerarsi sufficientemente precise e l'errore sicuramente inferiore al centimetro. Alla testata del bacino veniva inoltre rilevato per controllo il pelo acqua (qui facilmente accessibile) misurando la distanza di questo da riferimenti quotati presso le griglie e nel pozzetto del teleidrometro. Si tenne pure nel dovuto conto la registrazione del teleidrometro che però data la scala del grafico non è sufficientemente precisa.

Il rilevamento dei livelli piezometrici dei canali collettori laterali degli sfioratori veniva effettuato calando nei pozzi un lungo tubo, del diametro interno di 6 cm., con un piccolo foro al fondo per consentire l'ingresso dell'acqua e rilevando il pelo liquido nel tubo stesso per mezzo di una sonda a

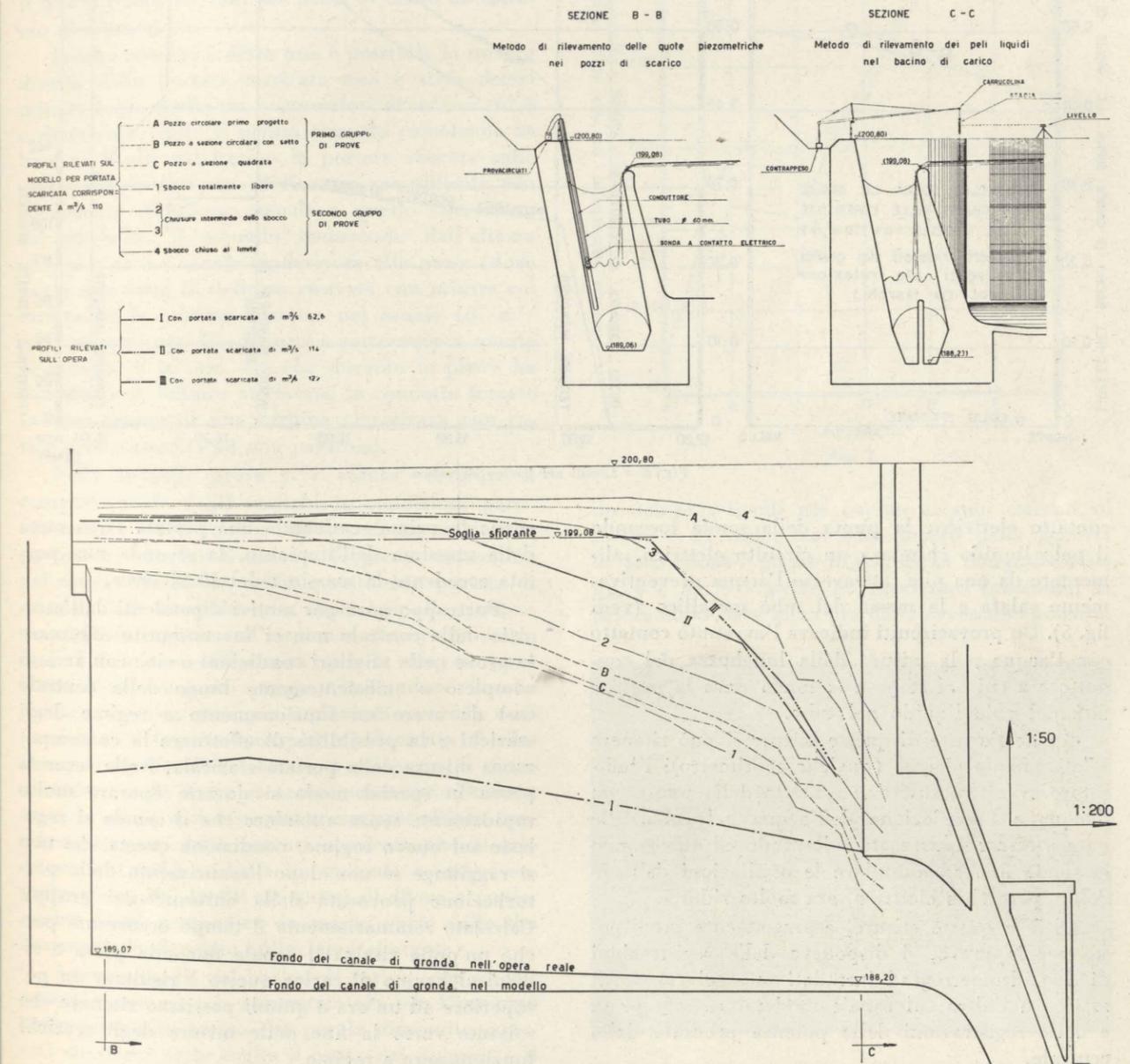


Fig. 5 - Rilevi sperimentali sullo scarico del bacino di carico. Profili liquidi nel canale di gronda

Nel modello

Nell'opera reale (2ª prova)

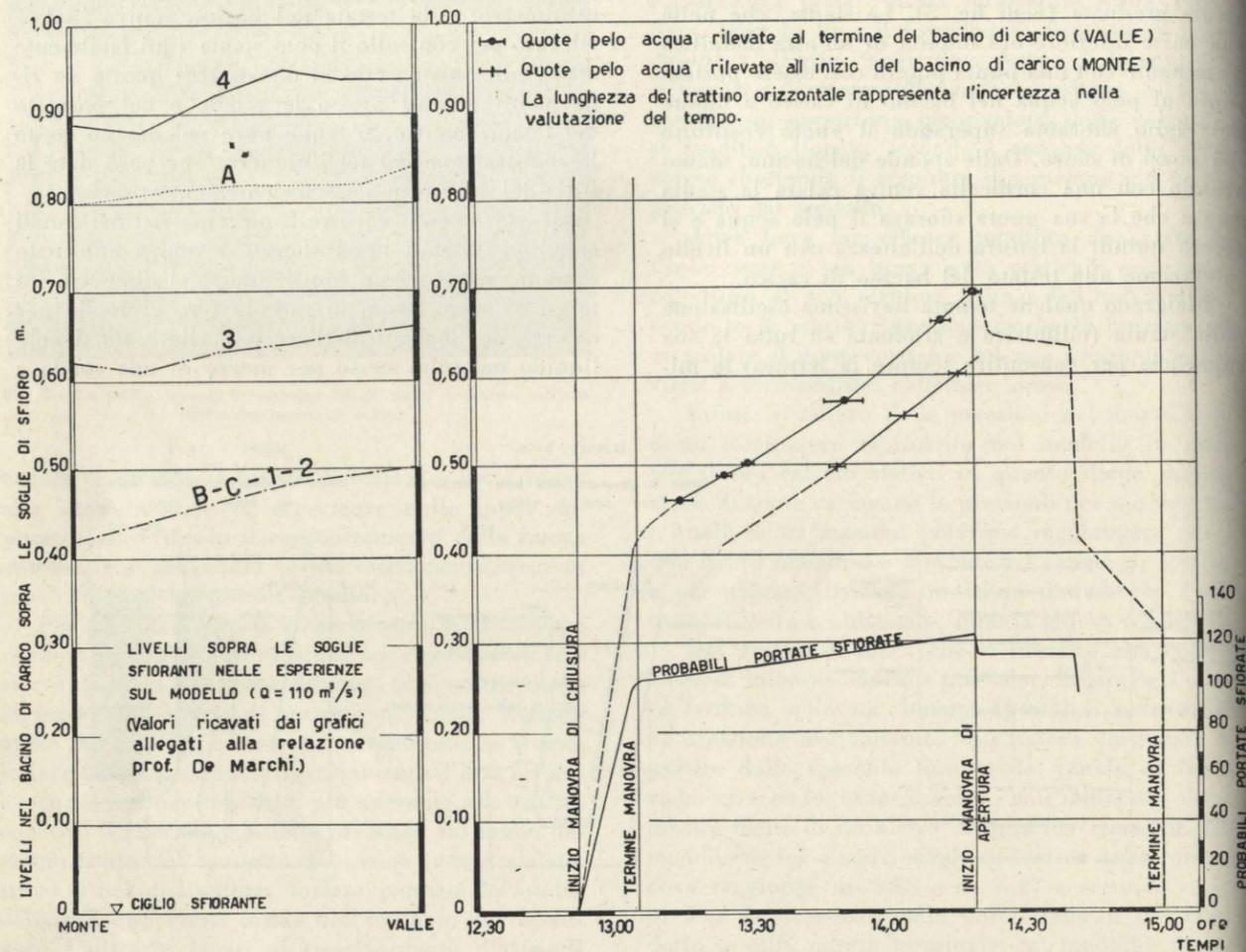


Fig. 6 - Livelli nel bacino di carico.

contatto elettrico; la punta della sonda toccando il pelo liquido chiudeva un circuito elettrico, alimentato da una pila, attraverso l'acqua preventivamente salata e la massa del tubo metallico (vedi fig. 5). Un provacircuito indicava l'avvenuto contatto con l'acqua e la misura della lunghezza del conduttore a cui era sospesa la sonda dava la profondità del pelo liquido nel tubo.

Anche l'errore di queste misure si può ritenere relativamente piccolo (qualche centimetro); l'indicatore avvertiva subito il contatto della punta con l'acqua e l'oscillazione dell'acqua nel tubo, che poteva essere apprezzata sollevando ed abbassando la sonda fino ad annullare le oscillazioni dell'ago dell'apparecchio elettrico, era molto ridotta.

Oltre a queste misure, espressamente predisposte per le prove, si disponeva delle registrazioni di due idrometrografi installati uno sul canale di scarico e l'altro sul canale moderatore alla presa e delle registrazioni della potenza prodotta dalla centrale.

Le prove eseguite furono due, in due giorni di-

versi: la prima scaricando una portata circa metà della massima dell'impianto, la seconda una portata eccedente la massima del 10 % circa.

Purtroppo però per motivi dipendenti dall'esercizio della centrale non ci fu consentito effettuare le prove nelle migliori condizioni e cioè con arresto completo e sufficientemente lungo della centrale così da avere un funzionamento a regime degli scarichi e la possibilità di effettuare la contemporanea misura della portata scaricata. Nella seconda prova in special modo si dovette operare molto rapidamente senza attendere che il canale si regolasse sul nuovo regime, condizione questa che non si raggiunge se non dopo l'esaurimento della perturbazione provocata dalla chiusura dei gruppi. Calcolato sommariamente il tempo occorrente perchè un'onda risalga il canale fino alla presa e ritorni al bacino di carico questo è risultato un po' superiore ad un'ora e quindi possiamo ritenere che soltanto verso la fine delle misure degli scarichi funzionassero a regime.

Della prima prova, che ha minor interesse sia

per la minore portata in gioco sia per il fatto che non ha riscontro sul modello, ci limitiamo a riportare sul grafico allegato (fig. 5) la piezometrica rilevata in uno dei due canali collettori laterali degli sfioratori.

Nel bacino di carico si poté rilevare solo il livello al suo estremo di valle presso le griglie dove risultò di cm. 35 (sopra le soglie di sfioro); da considerazioni teoriche del resto confermate dalle prove su modello e dalla seconda prova sull'opera si deduce che all'estremo di monte il livello dovesse essere di circa 32 cm.

La portata scaricata durante le misure può essere valutata approssimativamente di  $62,6 \text{ m}^3/\text{sec}$ . (un po' meno all'inizio delle misure come denota il livello nel bacino più basso di 2 cm. ed anche il primo punto rilevato nei pozzi di sfioro all'estremo di monte).

Poichè come si è detto non è possibile la misura diretta della portata scaricata essa è stata determinata come media tra i due valori di  $\text{m}^3/\text{sec}$ .  $62,8$  e di  $\text{m}^3/\text{sec}$ .  $62,4$ : il primo ricavato calcolando in base ai livelli nel bacino la portata sfiorata sulle soglie con la formula di Kramer semplificata con coefficiente di efflusso uguale a quello riscontrato sul modello; il secondo deducendo dall'altezza idrometrica nel canale moderatore alla presa (dove esiste una scala di deflusso ricavata con misure col mulinello) la portata immessa nel canale ( $67 \text{ m}^3/\text{sec}$ ., costanti per diverse ore) e sottraendo a questa la portata di  $\text{m}^3/\text{sec}$ .  $4,6$  che durante le prove ha continuato a defluire attraverso le condotte forzate (alimentazione di una turbina che girava con carico zero e perdite ad una paratoia).

Nella seconda prova si è voluto verificare il comportamento degli scarichi in condizioni particolarmente gravose; fu possibile infatti, grazie alle particolari condizioni del Po in piena, immettere nel canale derivatore dell'impianto una portata di  $\text{m}^3/\text{sec}$ .  $128$  sensibilmente superiore alla portata massima di regime dell'impianto che, come detto, è di  $110 \text{ m}^3/\text{sec}$ . Effettuata quindi una manovra lenta di chiusura dei gruppi (lasciandone uno in servizio a carico zero per ragioni di esercizio e di prudenza) si è proceduto poi rapidamente al rilevamento dei livelli nel bacino e nei pozzi di sfioro di sinistra e di destra in tempi successivi. Durante tutta la prova si è riscontrato un prevedibile continuo aumento della portata scaricata che si traduceva in modo evidente in un lento continuo sovrallungamento dei livelli nei pozzi di sfioro e conseguente lento progredire da monte verso valle dei fenomeni di rigurgito sulla lama sfiorante.

Anche i livelli nel bacino di carico sono andati naturalmente via via aumentato sia per l'aumento della portata in arrivo che per la diminuita capacità di sfioro delle soglie a causa dei rigurgiti; il grafico di fig. 6 rappresenta appunto in funzione

ALTEZZE PIEZOMETRICHE RILEVATE SUL MODELLO DEL CONDOTTO DISSIPATORE

NELLE CONDIZIONI DI IMBOCCO SIMILI A QUELLE REALIZZATE NELL'OPERA: VOLTINA SOLLEVATA - LUNETTA APERTA  
 --- CON LIVELLO D'ACQUA MINIMO NEL CANALE DI SCARICO  
 ——— CON LIVELLO D'ACQUA MASSIMO NEL CANALE DI SCARICO

PRESSIONE MASSIMA RILEVATA SULLA PARETE TERMINALE DEL CONDOTTO (esistente solo nel modello) m. 5,27

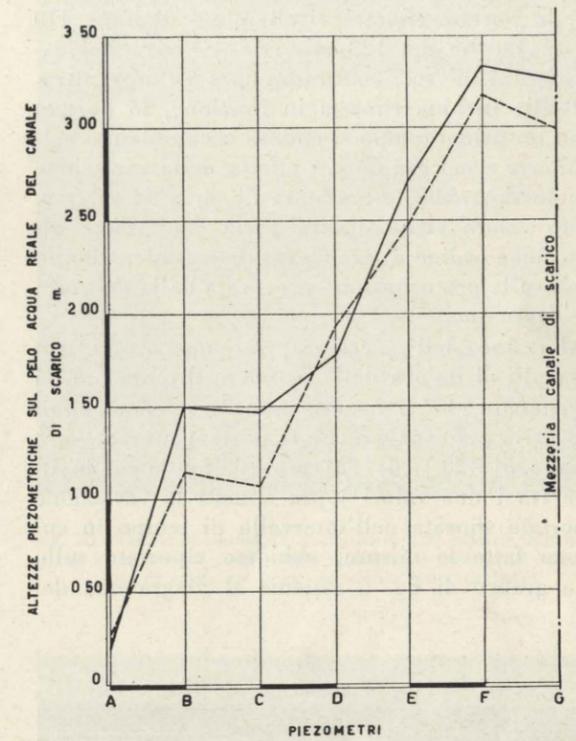


Fig. 7.

dei tempi i livelli nel bacino ai suoi estremi di monte e di valle, cioè allo sbocco della galleria di derivazione e presso le griglie. Le fotografie delle fig. 8 e fig. 9 scattate in due tempi successivi, la prima dopo circa mezz'ora dalla avvenuta chiusura,

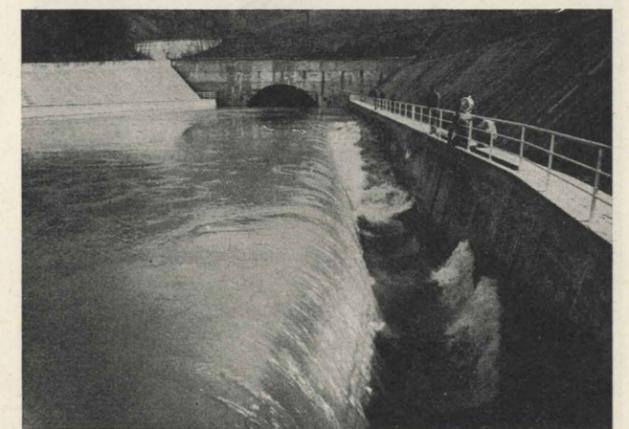


Fig. 8 - Bacino di carico. IIª Prova (circa  $120 \text{ m}^3/\text{sec}$ .). Rilevamento dei profili liquidi sullo sfioratore e nel canale di gronda durante lo sfioro.

la seconda verso la fine della prova, illustrano chiaramente quanto sopra esposto.

In un primo tempo, appena effettuata la manovra di chiusura la lama sfiorante non era praticamente rigurgitata dai livelli d'acqua nei pozzi ed è pertanto possibile un calcolo approssimativo della portata sfiorata con la citata formula di Kramer; con i livelli nel bacino riportati sul grafico in corrispondenza delle ore 13,30 circa (inizio delle misure) la portata sfiorata risulterebbe di circa 110 m<sup>3</sup>/sec. Poichè dei 128 m<sup>3</sup>/sec. in arrivo dal canale circa 4 m<sup>3</sup>/sec. continuavano a defluire attraverso alla turbina rimasta in funzione, lo portata che in un primo tempo si andava accumulando nella galleria e nel canale per effetto della variazione di moto dovrebbe essere stata di circa 14 m<sup>3</sup>/sec. Questo valore viene d'altra parte confermato almeno come ordine di grandezza da considerazioni e calcoli sulla perturbazione provocata dalla chiusura delle macchine.

Alla fine dell'esperienza, essendo ormai trascorsa più di un'ora dalla manovra di chiusura, si può ritenere che si fossero esauriti i fenomeni di moto vario nel canale e che la portata sfiorata fosse pertanto di  $128 - 4 = 124$  m<sup>3</sup>/sec. Supponendo lineare tra i due valori sopra stimati la variazione di portata sfiorata nell'intervallo di tempo in cui si sono fatte le misure, abbiamo riportato sullo stesso grafico di fig. 6 assieme al diagramma dei

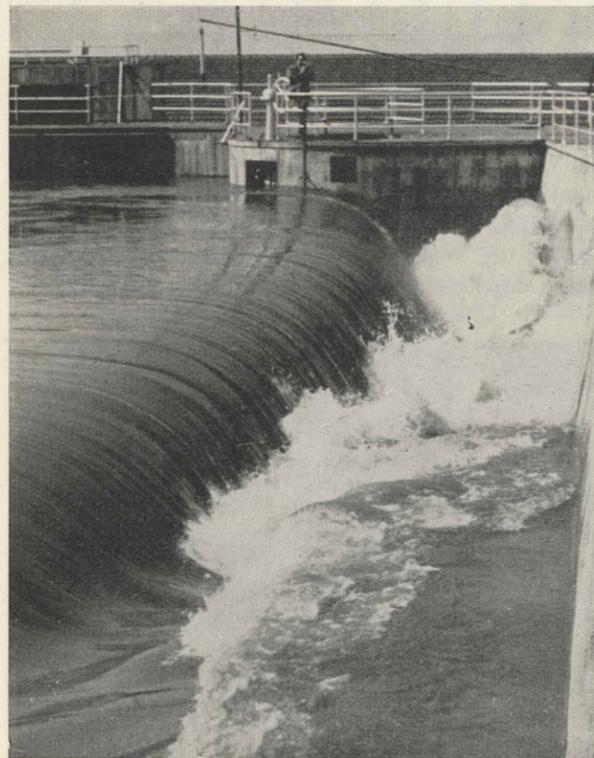


Fig. 9 - Bacino di carico. Sfiore e raccolta dell'acqua mediante i pozzi siti in lato destro al termine della IIª Prova.

livelli nel bacino quello delle probabili portate sfiorate.

Sul grafico di fig. 5 abbiamo invece riportato i livelli rilevati nei pozzi durante questa seconda prova raffrontati con le analoghe linee piezometriche rilevate sul modello per diverse condizioni di efflusso ma per la portata unica di 110 m<sup>3</sup>/sec.

I livelli rilevati sull'opera nel canale di gronda di sinistra ed in quello di destra in tempi successivi individuano due profili ai quali, in base al grafico di fig. 6 possono essere attribuiti due diversi valori medi delle portate scaricate, rispettivamente 114 m<sup>3</sup>/sec. per il profilo più basso e m<sup>3</sup>/sec. 122 per quello più alto.

Come si vede dal grafico questi due profili sono compresi tra profili 2 e 3 rilevati sul modello; un preciso raffronto non è però possibile in quanto le portate scaricate nell'opera e nel modello non si corrispondono, ma si può tuttavia ritenere, estrapolando i risultati della prova, che il profilo reale per la portata di 110 m<sup>3</sup>/sec. non sia troppo diverso dal profilo 2 del modello e che pertanto in tali condizioni il deflusso sulle soglie sfioranti non sia praticamente influenzato dai livelli nei pozzi o lo sia minimamente.

Questa situazione trova conferma anche dall'esame dei livelli nel bacino di carico a monte delle soglie di sfioro. Nella parte a sinistra del grafico di fig. 6 sono stati riportati i profili rilevati sul modello per le diverse situazioni sperimentate: le situazioni denominate B - C - 1 - 2 danno luogo ad un unico profilo del pelo acqua nella vasca di carico in quanto i corrispondenti profili nei canali di gronda non influenzano il deflusso sulle soglie di sfioro; le altre situazioni denominate 3 - 4 - A danno luogo a profili diversi sempre più alti in relazione ai corrispondenti profili nei collettori laterali. Tutti questi profili sono ascendenti nel senso del moto in accordo con le teorie dell'idraulica. Questo fatto è confermato anche dai rilevamenti sull'opera reale come è ben visibile sullo stesso grafico di fig. 6 (parte destra) in cui la curva dei livelli nel bacino all'inizio è sempre al di sotto di quella dei livelli al suo termine di 7 cm. circa.

Dall'esame di questo grafico risulterebbe infine confermato che per la portata di 110 m<sup>3</sup>/sec. l'opera reale si comporta come il modello nella situazione 2 (efflusso non rigurgitato). Se infatti si leggono nella parte destra del grafico i livelli che si avevano nei due punti estremi del bacino alle ore 13,30 (e cioè nel momento in cui la portata scaricata era presumibilmente di 110 m<sup>3</sup>/sec.) si vede che sono all'incirca uguali a quelli corrispondenti del profilo 2 del modello.

Per quanto riguarda il comportamento dei condotti di scarico e del dissipatore al fondo del canale di fuga della centrale le prove fatte ne hanno confermato il buon funzionamento anche alle forti

portate. Non si sono verificati i temuti trascinalenti d'aria sotto forma di grosse bolle che sul modello avevano consigliato le modifiche alla volina del primo tratto dei condotti di scarico e la creazione di una presa d'aria al termine della volina stessa. Soltanto in uno dei due pozzi di aerazione (quello di destra) si notava un soffio d'aria persistente accompagnato a tratti da modesti spruzzi d'acqua che bagnavano appena il fondo del pozzo.

Nel canale di scarico sopra alle feritoie del tubo dissipatore l'acqua ribolliva in modo abbastanza spettacolare ma non eccessivo, formando delle intumescenze che si rivoltavano su se stesse senza dare spruzzi disperdendosi rapidamente verso valle sempre rinnovate dalla nuova acqua uscente con forza dalle feritoie (vedi figg. 10 e 11). L'altezza d'acqua nel canale di scarico durante le prove era di 5 m.; l'agitazione coinvolgeva quindi una notevole massa d'acqua (larghezza del canale in quel punto m. 29) ma non si propagava nel canale di scarico rimanendo delimitata tra la centrale ed il ponte della strada provinciale (vedi planimetria fig. 1).

#### Conclusioni.

Le prove effettuate, soprattutto la seconda con portate intorno ai 120 m<sup>3</sup>/sec., hanno dimostrato il buon funzionamento dell'opera e la rispondenza con le prove su modello; in particolare:

a) i livelli nel bacino di carico sono effettivamente ascendenti nel senso del moto ed il dislivello tra l'estremo di monte e quello di valle alla portata massima è di 7 cm. circa, più o meno come nel modello;

b) si può ritenere che il deflusso sulle soglie sfioranti per la portata massima dell'impianto (m<sup>3</sup>/sec. 110) non sia praticamente influenzato dai livelli nei canali collettori e pertanto in tale situazione il profilo liquido del bacino di carico corrisponde al profilo rilevato sul modello;

c) i profili liquidi rilevati nei canali collettori laterali degli sfioratori sono compresi tra i profili 2 e 3 del modello ed è prevedibile che alla portata di 110 m<sup>3</sup>/sec. corrisponda nell'opera proprio il profilo 2 del modello (profilo limite che non rigurgita le soglie sfioranti);

d) i fenomeni di trascinalento d'aria non sono vistosi e ci sembra quindi di poter affermare che le ricerche fatte sul modello per trovare la più opportuna sistemazione delle prese d'aria siano state particolarmente utili;

e) la dissipazione dell'energia ancora posseduta dalla corrente d'acqua che fuoriesce dalle

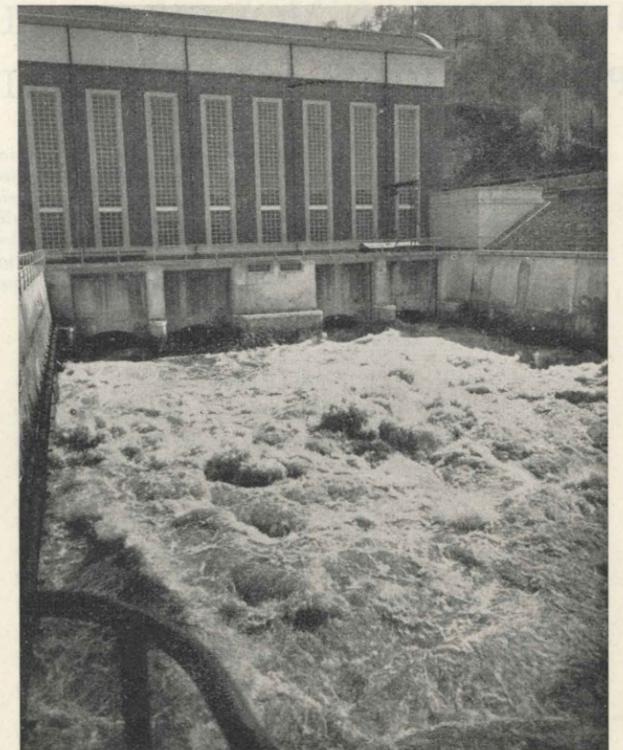


Fig. 10 - Canale di scarico. IIª Prova (circa 120 m<sup>3</sup>/sec.). Ribollimenti dovuti all'immissione della portata attraverso le feritoie del tubo dissipatore posto sul fondo del canale (vista da valle).

feritoie del tubo dissipatore produce ribollimenti e intumescenze in un tratto limitato del canale di scarico con moti vorticosi regolari e senza eccessiva agitazione.

Giulio Gentile e Lorenzo Brezzi

Ringraziamo il dott. ing. Giuseppe Lomazzi per la sua intelligente collaborazione ai rilevamenti sperimentali ed elaborazione dei dati raccolti.

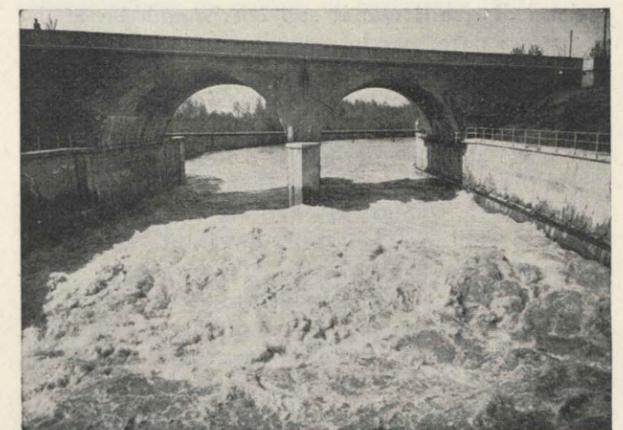


Fig. 11 - Canale di scarico. IIª Prova (circa 120 m<sup>3</sup>/sec.). Ribollimenti dovuti all'immissione della portata attraverso le feritoie del tubo dissipatore posto sul fondo del canale (vista da monte).

# INDAGINI SU MODELLO DEL FUNZIONAMENTO DEI POZZI PIEZOMETRICI PER DERIVAZIONI IDROELETTRICHE

AUGUSTO GHETTI deduce teoricamente le relazioni di similitudine a scale geometriche deformate, atte a riprodurre i fenomeni di oscillazione nelle derivazioni a pressione provviste di pozzi piezometrici, anche per disposizioni complesse di questi ultimi. Sono considerati in particolare i fenomeni di sfioro, attraversamento di luci strozzate, riempimento e vuotamento delle camere di espansione, funzionamento alterno (a pressione e pelo libero) della galleria. La nota termina con l'illustrazione dei risultati e ricerche eseguite su modelli per due impianti che presentavano situazioni particolarmente complesse, e del soddisfacente confronto con le misure negli originali.

## A. CONSIDERAZIONI GENERALI

1. L'impiego di modelli per lo studio dei fenomeni di moto vario nelle derivazioni idrauliche a pressione provviste di pozzi piezometrici (o vasche di oscillazione) deriva le sue ragioni da un duplice ordine di considerazioni.

In base alle prime, il modello è attuato per surrogare in casi complessi lunghe calcolazioni analitiche, peraltro eseguibili senza difficoltà in base alle equazioni fondamentali che traducono in forma schematica il fenomeno.

Si tenga presente che anche il modello fisico, come quello analitico, riproduce il processo reale in maniera semplificativa, e trascura necessariamente taluni elementi ritenuti d'importanza non rilevante. Si tratta di due strumenti di indagine egualmente validi, la scelta dell'uno o dell'altro dei quali può dipendere da motivi contingenti, anche di carattere economico. Quali casi complessi, che suggeriscono l'opportunità di avvalersi di un modello fisico, possono citarsi: la presenza di un pozzo piezometrico di tipo complesso, o di più di un pozzo nella derivazione; la molteplicità delle manovre previste da parte del macchinario idraulico che l'utilizza; il funzionamento di organi speciali inseriti nelle condotte, quali valvole automatiche di sicurezza e simili.

Il secondo aspetto che suggerisce l'opportunità di un modello è la possibilità di esaminare per suo mezzo fenomeni idraulici che mal si presterebbero ad una schematizzazione di calcolo. In questo caso il modello fisico fornisce maggiori elementi di valutazione di quelli che il suo corrispondente analitico possa dare, per lo meno con ragionevole semplicità. Si tengano presenti, ad esempio, le incertezze che può presentare la valutazione per via analitica delle perdite di carico attraverso luci strozzate poste alla base dei pozzi; o le difficoltà di una schematizzazione teorica dei fenomeni di propagazione ondosa, qualora la condotta adduttrice o restitutrice dell'impianto abbia possibilità di alterno funzionamento, a pelo libero ed a pressione.

Si può dire che solo in questo secondo caso un modello idraulico trae la sua effettiva giustificazione, non solo di fronte ad un modello analitico che riuscirebbe di disagiata risoluzione, ma anche rispetto ad un modello analogico basato sull'impiego di circuiti elettrici, che pure richiederebbe una conveniente schematizzazione analitica del problema.

In ogni caso è buona regola che il modello idraulico risulti il più semplificato possibile, e non disdgni di riprodurre pur esso in forma schematica quei fenomeni idraulici che lo consentono. Così ad esempio, non appare di maggiore opportunità riprodurre singolarmente nel modello le perdite localizzate nella derivazione a pressione, anziché conglobarle in un unico elemento con le perdite di carico continue per attrito; a meno che il modello non debba anche servire a riconoscere espressamente l'entità di tali fenomeni localizzati.

Per quanto riguarda la natura dei fenomeni da riprodurre, si tratta in sostanza di tutti quelli connessi al moto vario, entro condotte supposte rigide e indeformabili, di acqua pure ritenuta rigida e incompressibile.

Sono queste le ipotesi consuete ed accettate per lo studio delle oscillazioni nei pozzi piezometrici; ma si osservi che le stesse consentono anche lo studio delle variazioni di pressione (colpo d'ariete) nelle condotte secondo la teoria anelastica. Di conseguenza le indagini su modelli per le derivazioni provviste di pozzi piezometrici comprendono anche i fenomeni di colpo d'ariete nelle condotte in presenza, o meno, di concomitanti oscillazioni di massa; purchè l'intervento dell'elasticità possa ritenersi trascurabile, ciò che viene caratterizzato da modesti valori della caratteristica di Allievi<sup>1</sup>.

Avendo in mente questi concetti, e sulla base di una ormai lunga esperienza condotta in questo genere di ricerche presso il Laboratorio di idraulica dell'Università di Padova, ritengo utile presentare in veste rielaborata i principali risultati conseguiti in un precedente studio<sup>2</sup> sulla determinazione delle scale e dei rapporti di riduzione per i modelli dei pozzi piezometrici, completandoli di alcuni importanti sviluppi che l'esperienza stessa ha suggerito. Esporrò poi, per illustrare le specifiche possibilità della pratica dei modelli, i risultati di indagini eseguite in scala ridotta per due impianti che rappresentano situazioni di particolare complessità, confrontandoli con quelli direttamente ottenuti nelle condizioni reali.

<sup>1</sup> GHETTI A., *Sui fondamenti della similitudine nei fenomeni di colpo d'ariete*, « Atti Ist. Veneto Sc. Lett. Arti », To. CXIV (1955-56), Cl. sc. matem. e natur., p. 75-85.

<sup>2</sup> GHETTI A., *Saggio sulla teoria della similitudine nei modelli dei pozzi piezometrici*, « Memorie R. Accademia di Sc. Lett. e Arti in Padova », vol. LVI (1939-40), Cl. di sc. fisico-matem., p. 135-179.

## B. DETERMINAZIONE DEI RAPPORTI DI SIMILITUDINE

2. *Perdite di carico e necessità della deformazione geometrica.*

I fenomeni oscillatori nei sistemi a pressione provvisti di pozzi piezometrici sono in generale influenzati notevolmente dalle perdite di carico. È necessario perciò che la riproduzione di tali perdite avvenga con similitudine da originale a modello.

Scritta l'espressione delle perdite di carico nella consueta forma generale:

$$h_a = f \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

( $l$  = lunghezza,  $D$  = diametro,  $V$  = velocità media nella condotta), è evidente che, variando da originale a modello le dimensioni geometriche in uno stesso rapporto, la similitudine potrebbe sussistere solo se il coefficiente  $f$  risultasse il medesimo; circostanza materialmente impossibile, per un modello funzionante con acqua, tenuto conto degli argomenti (numero di Reynolds della corrente, e scabrezza relativa delle pareti), dai quali  $f$  dipende.

Una semplificazione praticamente molto importante può aversi ammettendo che esso dipenda bensì dal diametro e dalla scabrezza, ma non dalla velocità. È questa la posizione assunta dalla nota formula di Manning-Gauckler-Strickler, di impiego assai generalizzato, secondo la quale:

$$f = \frac{125}{K^2 D^{1/3}} \quad (2)$$

dove  $K$ , in  $m^{1/3} \text{ sec}^{-1}$ , è un indice caratteristico della scabrezza delle pareti, e  $D$  va espresso in m.

La condizione che  $f$  risulti il medesimo da originale a modello implica la seguente relazione fra il rapporto  $r_K$  dei coefficienti di scabrezza, e la scala di riduzione  $\lambda$  delle dimensioni geometriche:

$$r_K = \lambda^{-1/6} \quad (3)$$

Per alcuni valori di questa scala, si avrebbe la corrispondenza seguente:

$$\lambda = 1:20 \quad 1:30 \quad 1:40 \quad 1:50$$

$$r_K = 1:0,607 \quad 1:0,567 \quad 1:0,541 \quad 1:0,521$$

e ne conseguirebbe un indice  $K_{\text{mod}} = r_K K_{\text{or}}$  così elevato, che non potrebbe essere offerto neppure dalle più lisce tubazioni. Pertanto, nemmeno con la semplificazione ammessa per il coefficiente  $f$ , è possibile tener conto esatto della scabrezza in una similitudine a scale geometriche non deformate.

La deformazione delle scale geometriche, invece, consente ampie possibilità di similitudine. Supposta sempre la validità della formula (2), si trae infatti da questa e dalla (1):

$$r_K = \frac{\lambda_l^{1/2} r_v}{\lambda_h^{1/2} \lambda_A^{1/3}} \quad (4)$$

dove con  $\lambda_l$ ,  $\lambda_h$ ,  $\lambda_A^{1/2}$  si sono denotate scale di riduzione rispettivamente per lunghezze, altezze e

diametri, e con  $r_v$  l'analogo rapporto di riduzione per le velocità. I rapporti  $r_K$  possono pertanto assumere valori realizzabili; ad esempio, supponendo  $\lambda_l = \lambda_h$ ,  $\lambda_A^{1/2} = 1:27$ ,  $r_v = 1:9$ , si ottiene  $r_K = 1$  onde  $K_{\text{mod}} = K_{\text{or}}$ .

Naturalmente, la corrispondenza data dalla (4), o dalla (3) che ne è un caso particolare, sussiste a rigore solo per quel valore di  $f$  per cui è valida la (2), e cioè, una volta stabilite le dimensioni geometriche, per un dato valore della velocità nell'originale e per il suo corrispondente nel modello. A valori diversi della velocità competerebbero valori diversi del coefficiente  $f$ , e quindi, di riflesso, un rapporto  $r_K$  diverso da quello presupposto.

Per veder meglio quanto sopra, viene presentato nella fig. 1 un diagramma, tratto da quello ben noto del Moody, nel quale però le ordinate sono graduate in valori dell'espressione  $KD^{1/6}$ , in  $m^{1/2} \text{ sec}^{-1}$ , che è proporzionale al coefficiente della formula di Chézy-Tadini. Il reale comportamento di una condotta, al variare del numero di Reynolds, è dato dalle curve aventi per parametro la scabrezza relativa; pertanto, per ogni diametro, possono facilmente osservarsi gli scostamenti dalla formula di Strickler, rappresentata nel diagramma dalle rette di ordinata costante.

Nella similitudine da originale a modello, quello che possiamo chiamare campo di operazione e che comprende i valori corrispondenti delle velocità, è rappresentato da due intervalli dei numeri di Reynolds, che pure si corrispondono; avendoli individuati nel diagramma, si riconosce anzitutto l'impossibilità già accennata di una similitudine senza deformazione geometrica, che impone un valore costante di  $KD^{1/6}$  da originale a modello. La deformazione geometrica consente che questo valore sia più piccolo nel modello, e di rientrare così nel diagramma; ma i rapporti  $r_K$  non si mantengono inalterati al variare della velocità.

Riferendoci all'esempio prima riportato, supponiamo che la condotta originale abbia una scabrezza relativa  $\frac{e}{D} = 0,0001$ , il diametro sia  $D = 2,70$

m, e la massima velocità  $V = 3,00$  m/sec, per cui possa calcolarsi  $Re_{\text{max}} = 8,1 \cdot 10^6$ ; e prendiamo in considerazione un campo di variazione delle velocità fino a 1/5 del massimo ( $Re_{\text{min}} = 1,62 \cdot 10^6$ ). I corrispondenti dati nel modello siano un tubo di

scabrezza relativa  $\frac{e}{D} = 0,01$ , diametro  $D = 0,10$  m, velocità massima  $V = 0,333$  m/sec, per cui  $Re_{\text{max}} = 3,33 \cdot 10^4$  ed  $Re_{\text{min}} = 6,67 \cdot 10^3$ . Come risulta dal diagramma, i rapporti  $r_K$  variano effettivamente dal valore 1:1,021 per  $Re_{\text{min}}$  al valore 1:0,975 per  $Re_{\text{max}}$ .

Eseguendo sul diagramma alcune esplorazioni numeriche, si riconosce come sia possibile mantenere modesta la variazione dei rapporti  $r_K$ , almeno nel campo delle maggiori velocità cui corrispondono perdite di carico di qualche rilievo. Pertanto può ritenersi lecito, con sufficiente approssimazione, basare di volta in volta la ricerca delle relazioni di similitudine su un rapporto costante  $r_K$  opportunamente prefissato.

### 3. Schema fondamentale semplificato.

La possibilità di una similitudine con deformazione delle dimensioni geometriche discende dalla stessa impostazione schematica dei fenomeni, quale viene assunta a base dei calcoli analitici. Il sistema costituito dai serbatoi, dalle condotte e dalle vasche di oscillazione è riguardato dal punto di vista monodimensionale, approssimandolo ad ideali tubi di flusso indeformabili, di sezione variabile con la lunghezza e di portata istantanea costante. Per riprodurlo in un modello, le scale di riduzione geometrica delle lunghezze e delle sezioni potranno evidentemente essere diverse tra loro. Esse potranno essere tante, quanti i tronchi in cui i tubi di flusso (condotte e pozzi) vogliono suddividersi; prescindendo dai serbatoi, per cui è sufficiente ottenere che anche nel modello il loro specchio d'acqua non partecipi alle oscillazioni. Unica, ed ovvia, limitazione geometrica è che la scala delle altezze sia unica, e coincida con quella delle lunghezze misurate verticalmente.

Ridotto alla sua più semplice espressione, lo schema fondamentale da indagare consiste: di un serbatoio (supposto illimitato); di una condotta funzionante a pressione, lunga  $l$  e di sezione costante  $A$ ; di una vasca di oscillazione cilindrica pure di sezione costante  $A'$ .

Le seguenti equazioni sono da considerare come fondamentali per lo studio del fenomeno di moto vario:

a) una relazione dinamica:

$$h = \frac{l}{g} \frac{dV}{dt} \quad (5) \text{ per l'inerzia della massa fluente nella condotta}$$

b) tre relazioni cinematiche:

$$Q = VA = V'A' \quad (6) \text{ per la continuità}$$

$$dh = V' dt \quad (7) \text{ per il movimento del pelo libero}$$

( $V, V'$  = velocità medie nella condotta e nel pozzo;  $Q$  = portata;  $t$  = tempo)

oltre alle (1) (2) per tener conto delle perdite di carico per attrito.

Si trascurano (o si ritengono altrimenti compensate) tutte le variazioni e dissipazioni di energia localizzate, nonché l'inerzia e le perdite di carico continue entro la vasca di oscillazione.

In uno schema così semplificato, le 4 scale di riduzione delle grandezze geometriche risultano effettivamente indipendenti tra loro ed arbitrarie (si hanno 5 equazioni con 9 grandezze suscettibili di variazione). Se però si desidera dare carattere di variabile indipendente al rapporto  $r_K$  fra i parametri caratteristici della scabrezza, ciò che può essere in genere opportuno, tre sole scale geometriche risultano indipendenti, e la quarta rimane condizionata ai valori arbitrari prescelti.

Seguendo un indirizzo puramente formale, classificheremo in quest'ordine le scale di riduzione che possono essere indipendenti:  $r_K$  (scabrezza),  $\lambda_A$  (sezioni della condotta),  $\lambda_l$  (lunghezze della

condotta),  $\lambda_h$  (altezze),  $\lambda_{A'}$  (sezioni della vasca); intendendosi che, qualora alcune dovessero risultare dipendenti, ciò avvenga a cominciare dalle ultime dell'elenco.

Per quanto riguarda i rapporti di riduzione delle grandezze cinematiche, unico dovrà essere il rispettivo valore

$r_Q$  (per le portate) ed  $r_t$  (per i tempi).

Risultano allora le relazioni seguenti per questo caso tipico semplificato:

$$\begin{aligned} r_K, \lambda_A, \lambda_l, \lambda_h & \text{ arbitrarie} \\ \lambda_{A'} &= \lambda_A^{5/3} \lambda_h^{-1} r_K^2 \\ r_Q &= \lambda_A^{4/3} \lambda_l^{-1/2} \lambda_h^{1/2} r_K \\ r_t &= \lambda_A^{1/3} \lambda_l^{1/2} \lambda_h^{-1/2} r_K \end{aligned} \quad (8)$$

Al caso semplificato si riconduce immediatamente il caso reale in cui siano presenti anche perdite di carico localizzate (dovute a imbocco, griglie, valvole, sbocco nel pozzo piezometrico, ecc.).

Esse possono infatti venire ragguagliate ad un aumento delle perdite di carico distribuite, cioè ad una maggior scabrezza fittizia della condotta; e poichè le perdite di carico localizzate manifestano indipendenza dal numero di Reynolds a partire da limiti inferiori di quest'ultimo in confronto a quelle continue, il comportamento della condotta meglio corrisponderà con questo provvedimento a quello dell'ipotesi fatta, che il coefficiente di scabrezza sia indipendente dalla velocità sia nell'originale sia nel modello.

Questa possibilità giustifica il procedimento comunemente usato, di riprodurre con uno stesso modello situazioni estreme per quanto riguarda le perdite di carico dell'originale, ove riesca difficile prevederle esattamente. Supponendo infatti che esse siano comprese entro due limiti,  $(K_{or})_{max}$  e  $(K_{or})_{min}$ , conviene dimensionare il modello in base ad un rapporto

$$r_K = \frac{(K_{or})_{max}}{K_{mod}}; \text{ dove invece per } K_{mod}, \text{ stante pure}$$

l'incertezza della previsione, conviene assumere un valore prevedibilmente inferiore alla realtà. Nella condotta del modello si prevede a tal fine la possibilità (ad es. per mezzo di una valvola) di realizzare una perdita di carico localizzata, che consenta, riducendo convenientemente  $K_{min}$ , di mantenere il prefissato valore di  $r_K$  pur assumendo un aumento della scabrezza dell'originale fino al previsto  $(K_{or})_{min}$ .

Allo schema semplificato proposto può, con giustificazione analoga a quella più sopra esposta, ricondursi il caso frequente in cui la condotta di derivazione (funzionante a pressione) sia costituita di più tronchi.

Qualora siano *in serie* tra loro, ed abbiano lunghezze  $l_i$  e sezioni  $A_i$ , essi potranno notoriamente essere sostituiti, ai fini dell'inerzia, da altro equivalente per cui sia:

$$\frac{l}{A} = \sum \frac{l_i}{A_i} \quad (9)$$

La relativa perdita di carico sarà evidentemente diminuita se il tronco  $A_i$  viene ragguagliato ad altro di area  $A$  maggiore, aumentata nel caso opposto.

Qualora invece la derivazione preveda più tronchi  $l_i, A_i$  in parallelo tra loro, questi potranno essere sostituiti da un altro  $l, A$  equivalente, per cui si abbia:

$$\frac{A}{l} = \sum \frac{A_i}{l_i} \quad (10)$$

Per le perdite di carico, possono applicarsi considerazioni analoghe alle precedenti.

In relazione a quanto sopra, si ha la possibilità di riprodurre nel modello la condotta complessa con una di sezione costante, e di determinare quindi i rapporti di similitudine con le stesse formule (8) del caso semplice. Sarà necessario realizzare nel modello una perdita di carico suppletiva (con l'artificio precedentemente illustrato), qualora la condotta unica equivalente presenti perdite di carico inferiori a quella reale; nel caso opposto, della maggior perdita di carico cui la condotta equivalente dia luogo dovrà tenersi opportunamente conto nella valutazione del rapporto  $r_K$ .

Nel caso di impianti complessi, provveduti di più derivazioni, di più serbatoi, e di più pozzi piezometrici, evidentemente la possibilità di sostituzione con condotte equivalenti si limita all'insieme dei tronchi compresi fra singoli serbatoi, confluenze e pozzi piezometrici.

Anche qui l'intervento di perdite di carico suppletive si rivela prezioso per realizzare in ciascun tratto la richiesta similitudine.

### 4. Trasformazioni e perdite di energia localizzate.

Fin qui abbiamo considerato organi di oscillazione di tipo semplice, e in particolare costituiti da pozzi di sezione costante o variabile. Ma qualora (come è un caso sempre più frequente) questi dispositivi siano provvisti di sfioratori, o di luci strozzate, l'elementare schematizzazione proposta deve essere opportunamente integrata.

Consideriamo anzitutto la presenza di *sfioratori*. La relativa equazione è del tipo:

$$h_s = \frac{Q^{2/3}}{(2g)^{1/3} C_Q^{2/3} B^{2/3}} \quad (11)$$

dove  $h_s$  è l'altezza di sfioro,  $B$  la lunghezza dello sfioratore e  $C_Q$  il relativo coefficiente di portata.

Nel modello questo elemento dovrebbe essere correttamente riprodotto senza distorsione, avvalendosi della similitudine di Froude, ammettendo cioè  $C_Q$  indipendente dal numero di Reynolds, e funzione solo della geometria dei contorni.

Per riprodurre questa in modo corretto, se  $\lambda_B$  è la relativa scala di riduzione, essa dovrà essere necessariamente uguale a quella  $\lambda_{A'}$  delle dimensioni lineari della sezione del pozzo.

Ne conseguirà una scala di riduzione delle altezze di sfioro,  $\lambda_{h_s}$ , diversa da quella generale delle

altezze  $\lambda_h$ ; ciò può essere causa di qualche inesattezza nella riproduzione delle altezze rappresentative dell'energia di posizione.

Se le differenze non si reputano trascurabili, si può in qualche caso particolare attuare una distorsione geometrica per ottenere  $\lambda_{h_s} = \lambda_h$ , che risulta da:

$$\lambda_B = \lambda_A^{4/3} \lambda_l^{-1/2} \lambda_h^{-1} r_K \neq \lambda_{A'}^{1/2} \quad (12)$$

Ma questo artificio riesce spesso inattuabile, e per di più la distorsione modifica in genere il valore del coefficiente  $C_Q$  da originale a modello.

Si possono verificare entrambe le relazioni  $\lambda_B = \lambda_{A'}^{1/2}$  e  $\lambda_{h_s} = \lambda_h$ , a prezzo però di un grado di libertà delle scale geometriche; discende infatti dalle (8) e (12):

$$\begin{aligned} \lambda_A, \lambda_l \\ \lambda_h &= \lambda_A \lambda_l^{-1} \\ \lambda_{A'} &= \lambda_A^{2/3} \lambda_l r_K^2 \end{aligned} \quad (13)$$

(gli altri rapporti deducendosi immediatamente per sostituzione).

Si deve osservare che il fenomeno di sfioro risulta ancora riprodotto in modo non del tutto corretto, per la deformazione fra la scala delle altezze di sfioro  $\lambda_{h_s}$  e quella dei contorni geometrici  $\lambda_B$  che influisce sul valore del coefficiente di portata  $C_Q$ . Volendo ottenere una similitudine perfetta, sarebbe necessario che  $\lambda_h = \lambda_B$ , cioè il pozzo fosse riprodotto in un'unica scala. A tale fine si dovrebbe ricorrere all'ulteriore diminuzione di un grado di libertà, e la similitudine generale risulterebbe dalle seguenti scale geometriche:

$$\begin{aligned} \lambda_A \\ \lambda_l &= \lambda_A^{4/9} r_K^{-2/3} \\ \lambda_h &= \lambda_{h_s} = \lambda_B = \lambda_A^{5/9} r_K^{2/3} \\ \lambda_{A'} &= \lambda_A^{10/9} r_K^{4/3} \end{aligned} \quad (14)$$

Deduzioni pressochè analoghe possono farsi per la presenza di *luci a battente*: sia che queste siano disposte alla base del pozzo (tipo cosiddetto strozzato), o fra due vasche adiacenti (tipo cosiddetto differenziale). La relativa equazione è del tipo:

$$h = \frac{Q^2}{2g C_Q^2 L^4} \quad (15)$$

dove  $L$  è la dimensione lineare della luce, e per  $C_Q$  valgono le stesse considerazioni del caso precedente. Qui, trattandosi di un fenomeno a pressione, la scala  $\lambda_h$  potrà differire da quella:

$$\lambda_L = \lambda_A^{2/3} \lambda_l^{-1/4} r_K^{1/2} \quad (16)$$

in base alla quale deve essere riprodotta nel modello la geometria dei contorni entro cui il flusso si manifesta. Tale scala differisce da quelle in cui il pozzo (e la galleria) vengono riprodotti, rendendo così necessaria una deformazione geometrica che non sempre è praticamente realizzabile, e richiede comunque dei compromessi.

A seconda della particolare disposizione della

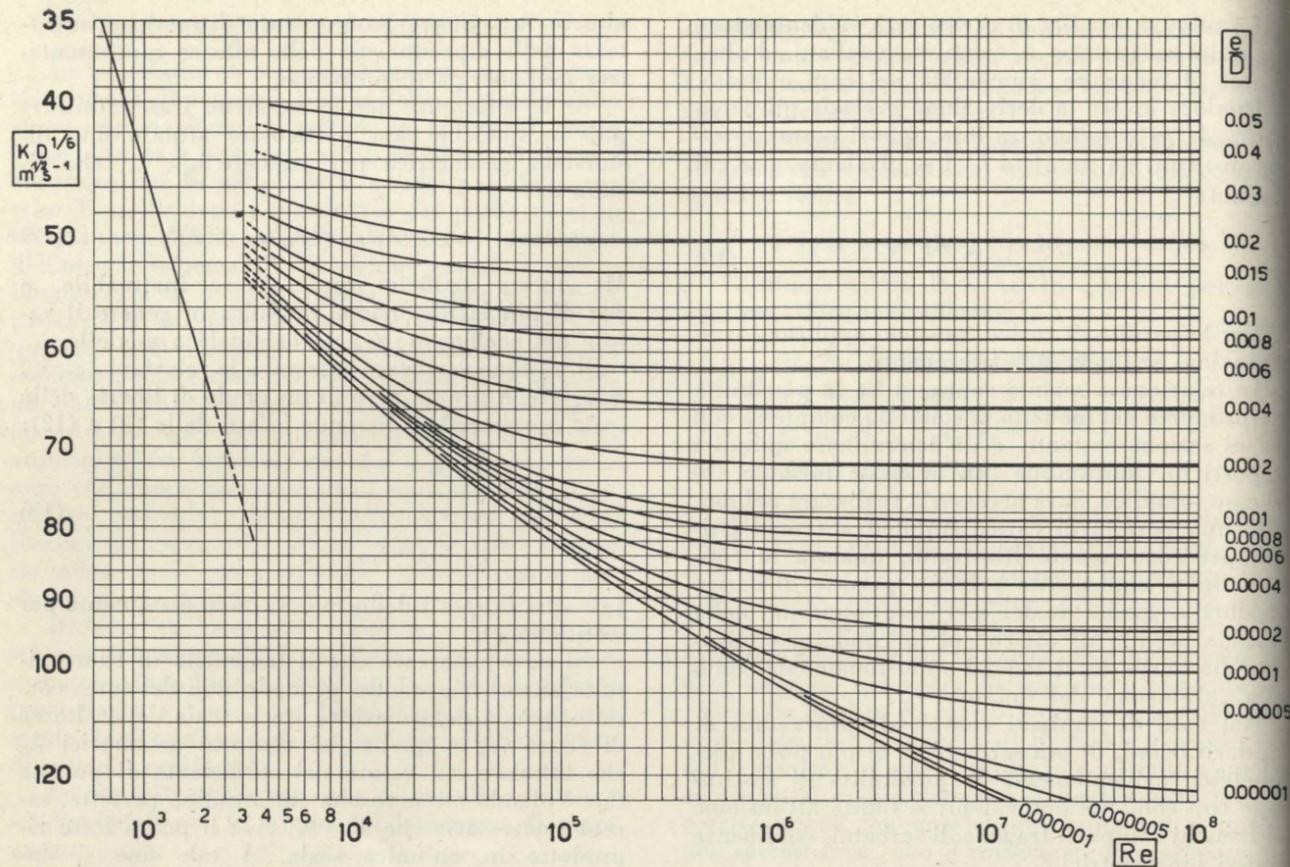


Fig. 1 - Diagrammi delle resistenze al moto nelle condotte circolari, in funzione dell'indice di scabrezza  $K$  della formula di Strickler e del diametro  $D$ , al variare della scabrezza relativa  $\frac{e}{D}$  e del numero di Reynolds  $Re$ .

luce, può essere a seguito di ciò necessario eguagliarne la scala di riduzione a quella lineare delle sezioni  $\lambda_A^{1/2}$ , o a quelle delle altezze  $\lambda_h$ , o ad entrambe; in quest'ultimo caso tutto il pozzo sarà riprodotto in un'unica scala, e si ricade nelle relazioni (14) sopra indicate.

Un artificio che può usarsi opportunamente, onde evitare il conseguente notevole vincolo delle scale geometriche, consiste nell'adottare luci, la cui introduzione non turbi la geometria deformata del modello, e che possano facilmente sostituirsi in sede di esperimento; costituite ad esempio da diaframmi in parete sottile. Dalle dimensioni di queste luci convenzionali si passerà a quelle delle luci reali eseguendo di queste a parte un modello geometricamente non deformato, in cui si realizzi la stessa perdita di carico misurata nelle luci convenzionali.

Anche la galleria di derivazione è sede di trasformazioni e perdite di energia localizzate, e in genere, come già si è mostrato, si tiene di quest'ultimo conto come di un'equivalente maggior perdita di carico continua, mentre le prime si ritengono trascurabili. È necessario però a tal fine eseguire una stima, che non sempre trova riscontro nelle condizioni reali, o valutarle ricorrendo a modelli ridotti particolari.

È perciò evidente l'interesse di poter direttamente riprodurre queste trasformazioni e perdite di energia nello stesso modello che viene costruito

per l'esame dei fenomeni di oscillazione. Basta tener presente, a tal fine, che la riproduzione delle perdite di energia localizzate è sempre legata a relazioni del tipo (15), e quindi, con le stesse riserve richiamate a proposito del pozzo, può essere effettuata in una scala geometrica  $\lambda_L$  risultante dalla (16). Sarà tuttavia opportuno che essa risulti eguale alla scala lineare delle sezioni della galleria  $\lambda_A^{1/2}$ , con che discendono facilmente le nuove relazioni (si noti che  $\lambda_h$  rimane arbitraria):

$$\begin{aligned} \lambda_A, \lambda_h \\ \lambda_A &= \lambda_A^{2/3} r_K^2 \\ \lambda_A &= \lambda_A^{2/3} \lambda_h^{-1} r_K^2 \end{aligned} \quad (17)$$

con la conseguente riduzione di un grado di libertà.

È ovvio che l'interposizione di questi singoli modelli, che permettono la riproduzione corretta delle trasformazioni e perdite di energia localizzate, introduce in tali tratti una non fedele riproduzione delle inerzie (che vengono alterate nel rapporto  $\lambda_A^{1/2} \lambda_L^{-1}$ ); ove l'errore sia significativo, può emendarsi ricorrendo ad una corrispondente correzione delle inerzie dei tronchi vicini, che è sempre possibile come si è ricordato al n. 3.

Quanto sopra può evitarsi qualora la geometria completa della transizione non sembri essenziale e questa possa riprodursi nelle scale deformate  $\lambda_A$ ,

$\lambda_L$  della condotta (ad esempio, nel caso di diaframmi in parete sottile senza raccordi).

### 5. Condizioni di funzionamento a pelo libero.

Condizioni di funzionamento a pelo libero nelle derivazioni provviste di pozzi piezometrici sono da riguardarsi di particolare importanza ai fini della riproduzione su modello.

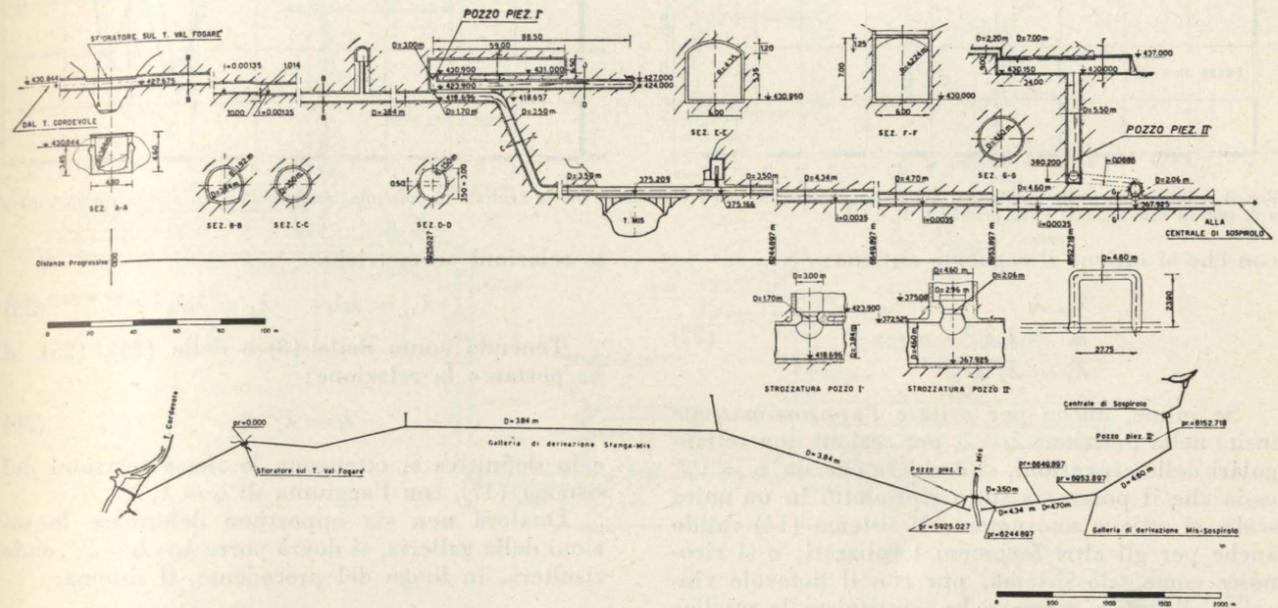


Fig. 2 - Sezione longitudinale e planimetria della derivazione dal torrente Cordevole per la centrale di Sospirolo della S.A.D.E. (nelle prove di oscillazione qui riferite mancava la strozzatura alla base del pozzo piezometrico I o indicata nella figura).

Esaminiamo anzitutto il caso in cui il pozzo piezometrico sia provvisto di camere o vasche di espansione.

Le consuete schematizzazioni del calcolo analitico considerano che in corrispondenza a queste espansioni si abbia semplicemente una variazione di sezione dell'ipotetico tubo di flusso. In realtà la variazione della sezione interviene attraverso un fenomeno di propagazione d'onda, richiedendosi un tempo finito perchè una perturbazione generata ad un'estremità dell'espansione, ne raggiunga l'opposta estremità. L'intervento della camera è perciò sempre meno efficace di quello che la teoria monodimensionale prevede, come è stato messo in luce da indagini recentemente condotte<sup>3</sup>.

È necessario che anche nel modello questo fenomeno propagatorio sia correttamente riprodotto; ciò che può ottenersi facendo sì che siano ridotti nella stessa scala i tempi dell'oscillazione di massa e quelli della propagazione ondosa.

La celerità delle onde cosiddette di traslazione è funzione della loro ampiezza  $\eta$  e della profondità media  $\delta$  della corrente su cui si manifestano, in

<sup>3</sup> Esse costituiscono il tema di una tesi di laurea recentemente svolta presso l'Istituto di Idraulica e Costruzioni idrauliche dell'Università di Padova dall'ing. Raffaele Cola, e che sarà ulteriormente sviluppata.

base ad espressioni del tipo

$$V_p = \sqrt{g\delta} f(\eta/\delta) \quad (18)$$

In genere, la forma della sezione delle camere o vasche di espansione è rettangolare, o assai prossima alla rettangolare; per cui con ottima approssimazione può assumersi che la scala di riduzione delle profondità medie e quella delle altezze coincidano, si abbia cioè  $\lambda_\delta = \lambda_h$ .

Se con  $a$  e  $c$  si denotano, rispettivamente, larghezza e lunghezza delle espansioni, per cui:

$$\lambda_A = \lambda_a \lambda_c \quad (19)$$

la richiesta eguaglianza dei tempi dell'oscillazione e della propagazione ondosa comporta che sia:

$$\lambda_c \lambda_h^{-1/2} = r_t = \lambda_A^{1/3} \lambda_i^{1/2} \lambda_h^{-1/2} r_K \quad (20)$$

da cui:

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \lambda_A^{1/3} \lambda_i^{1/2} r_K \\ \lambda_a &= \lambda_A^{2/3} \lambda_i^{-1/2} \lambda_h^{-1} r_K \end{aligned} \quad (21)$$

Questa deformazione per diminuzione delle lunghezze e aumento delle larghezze nella riproduzione delle vasche o camere può presentare qualche difficoltà di realizzazione; un artificio che può consigliarsi in proposito è quello, sufficientemente approssimato, di suddividere la vasca da riprodurre in un certo numero di vasche, agevolmente adattabili alla canna del pozzo, la cui larghezza complessiva risulti quella richiesta dalla riproduzione secondo la scala  $\lambda_a$ .

Qualora si ritenga opportuno che le sezioni orizzontali delle espansioni siano riprodotte senza deformazione nella stessa scala  $\lambda_A$ , delle sezioni del pozzo, basterà porre l'ulteriore vincolo  $\lambda_c = \lambda_a = \lambda_A^{1/2}$ ,

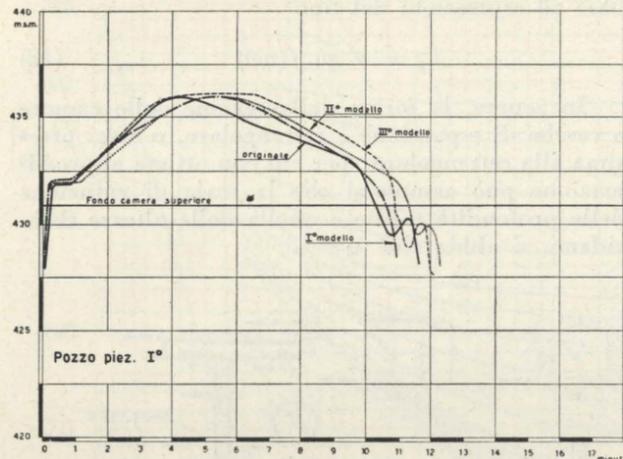


Fig. 3 - Diagrammi delle oscillazioni nei pozzi piezometrici della derivazione per la centrale di Sospirolo, conseguenti a un arresto da 23,5 m<sup>3</sup>/s a 0, rilevati nell'originale e nei modelli I, II e III.

con che si ottiene il seguente sistema:

$$\begin{aligned} \lambda_A, \lambda_I \\ \lambda_h = \lambda_A \lambda_I^{-1} \\ \lambda_A' = \lambda_A^{2/3} \lambda_I r_K^2 \end{aligned} \quad (22)$$

Se infine, anche per evitare l'approssimazione insita nella posizione  $\lambda_b = \lambda_h$  per sezioni non rettangolari delle espansioni, si desidera che sia  $\lambda_h = \lambda_A^{1/2}$ , ossia che il pozzo sia tutto riprodotto in un'unica scala, si ottiene nuovamente il sistema (14) valido anche per gli altri fenomeni localizzati; e si riconosce come tale sistema, pur con il notevole vincolo delle scale geometriche, costituisca la miglior forma di similitudine per tener conto convenientemente di tutti i fenomeni che avvengono nel pozzo piezometrico.

Un problema che sempre più frequentemente si incontra negli schemi idroelettrici provvisti di pozzo piezometrico è costituito dal funzionamento *alternato* delle condotte o gallerie di adduzione e di restituzione, cioè a pressione o a pelo libero. L'alternanza ha luogo nel corso stesso del regime perturbato, e si presenta generalmente solo con livelli depressi nei bacini di alimentazione o di restituzione.

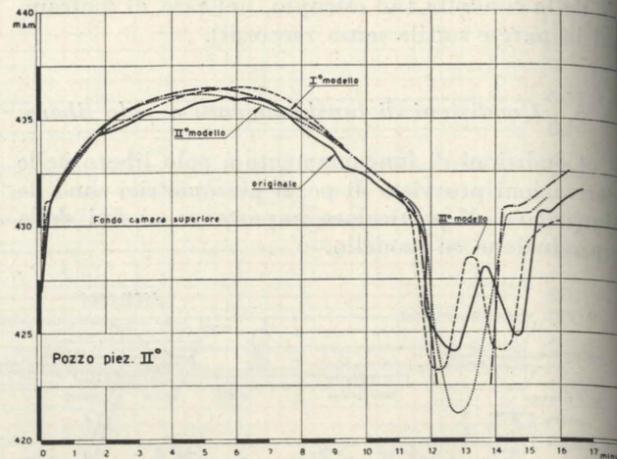
Il funzionamento a pelo libero implica fenomeni non solo di propagazione ondosa ma anche di capacità d'invaso, e di entrambi la similitudine deve tener conto. Le propagazioni ondose sono rette da equazioni del tipo (18), mentre la relazione di continuità che traduce l'invaso si scrive:

$$Q dt = A_0 dp \quad (23)$$

dove  $A_0$  è la sezione liquida orizzontale, e  $p$  la profondità della corrente; da cui si ottiene:

$$\lambda_I \lambda_p^{-1/2} = \lambda_{A_0} \lambda_h r_Q^{-1} \quad (24)$$

Se la sezione della galleria è pressochè rettangolare, e consente quindi di essere deformata nel modello, potranno anche qui prendersi in considerazione scale di riduzione distinte per le lunghezze  $l$ , le profondità  $p$  e le larghezze  $b$ . La scala delle profondità  $\lambda_p$  dovrà però coincidere, perchè vi sia corrispondenza di quota, con quella delle profondità medie  $\lambda_b$  e delle altezze  $\lambda_h$ . Inoltre si hanno



le relazioni geometriche:

$$\lambda_{A_0} = \lambda_I \lambda_b \quad \lambda_A = \lambda_b \lambda_h \quad (25)$$

Tenendo conto delle (8) e delle (24), (25), si ha pertanto la relazione:

$$\lambda_I = \lambda_A^{2/3} r_K^2 \quad (26)$$

e in definitiva si ottengono le stesse relazioni del sistema (17), con l'aggiunta di  $\lambda_b = \lambda_A \lambda_h^{-1}$

Qualora non sia opportuno deformare le sezioni della galleria, si dovrà porre  $\lambda_b = \lambda_h = \lambda_A^{1/2}$ , onde risulterà, in luogo del precedente, il sistema:

$$\begin{aligned} \lambda_A, \lambda_h \\ \lambda_I = \lambda_A^{2/3} r_K^2 \\ \lambda_A' = \lambda_A^{7/6} r_K^2 \end{aligned} \quad (27)$$

con un nuovo vincolo fra le scale geometriche di riduzione.

#### 6. Influenza dell'inerzia nei pozzi piezometrici.

Il contributo dell'inerzia della massa liquida oscillante contenuta nei pozzi piezometrici, in genere viene trascurato nelle schematizzazioni di calcolo, e altrettanto sembra lecito praticare nelle esperienze in scala ridotta, purchè sia nel modello sia nell'originale l'influenza dell'inerzia predetta risulti trascurabile.

Possono presentarsi per contro alcune situazioni, in cui da tale negligenza potrebbe derivare qualche infedeltà di riproduzione; come è il caso in cui nel modello la lunghezza della condotta risulti non molto superiore all'altezza del pozzo, o l'impianto presenti pozzi piezometrici tra loro vicini, che scambievolmente si influenzino.

Per poter riprodurre nel modello l'inerzia della massa liquida contenuta nei pozzi è sufficiente tener conto, in aggiunta alla (5), della relativa equazione:

$$h = \frac{h}{g} \frac{dV'}{dt} \quad (28)$$

da cui discende immediatamente la relazione:

$$r_t = r_Q \lambda_A^{-1} \quad (29)$$

Questa condizione, inserita nel sistema generale (8), lo trasforma nel seguente avente un minor grado di libertà:

$$\begin{aligned} \lambda_A, \lambda_I \\ \lambda_h = \lambda_A^{1/3} \lambda_I^{1/2} r_K \\ \lambda_A' = \lambda_A^{4/3} \lambda_I^{-1/2} r_K \end{aligned} \quad (30)$$

Sarà da curarsi in modo particolare la riproduzione dell'inerzia dei pozzi quando a questi siano collegate condotte di cui si desidera indagare nel modello le variazioni di pressione, sempre accettando (come si è detto in principio) l'ipotesi anelastica del colpo d'ariete.

Un caso particolare del sistema precedente si ha

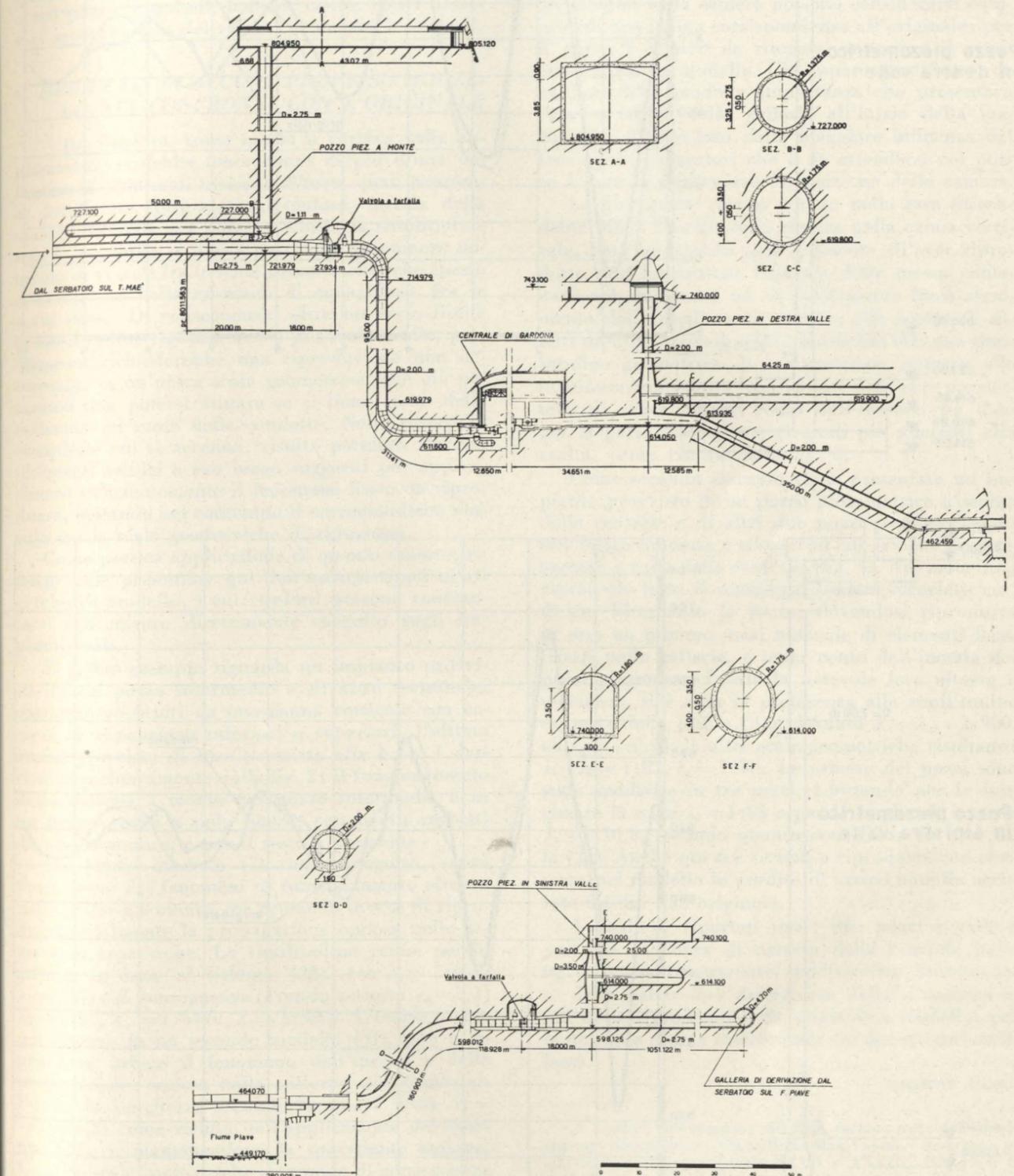


Fig. 4 - Sezione longitudinale delle opere di derivazione dal torrente Maè per la centrale di Gardona (impianto Piave-Boite-Maè-Vajont della SADE).

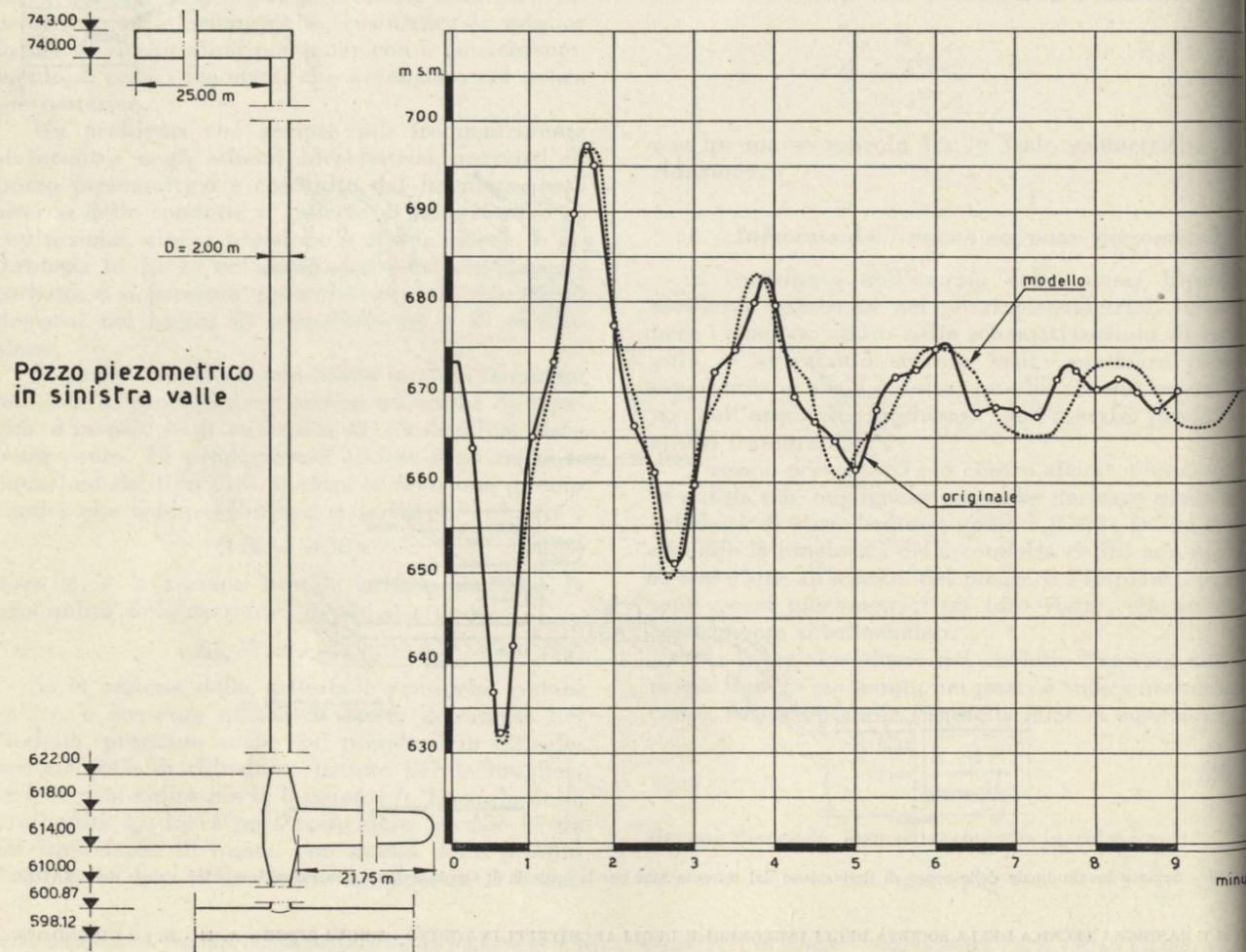
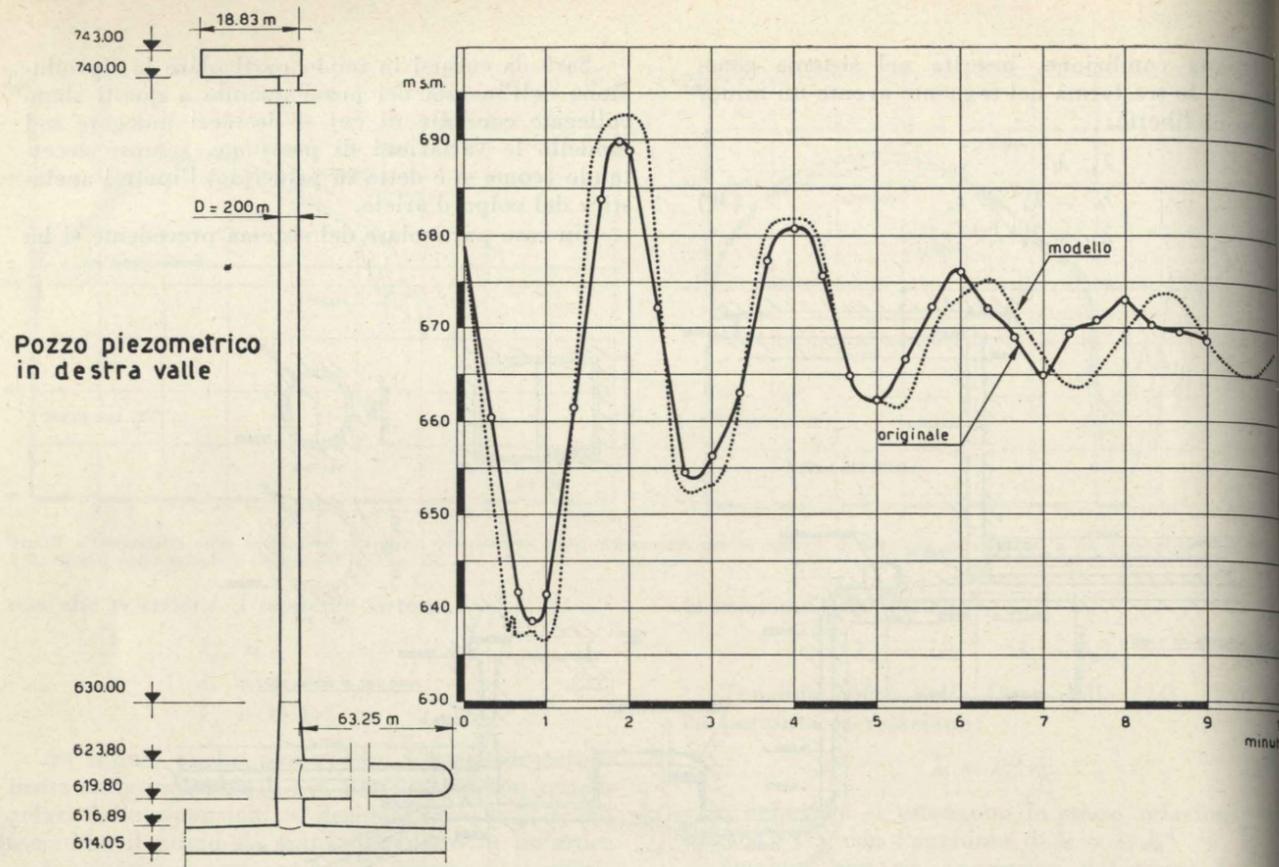


Fig. 5 - Diagrammi delle oscillazioni nei pozzi piezometrici a valle della centrale di Gardona, conseguenti ad un arresto da 12,11 m<sup>3</sup>/s a 0, rilevati nell'originale e nel modello.

ponendo l'eguaglianza  $\lambda_l = \lambda_{l'}$ , da cui discende immediatamente:

$$\lambda_l = \lambda_h = \lambda_{l'}^2 r_K^2 \quad (31)$$

Esso soddisfa anche all'equazione (16) con  $\lambda_L = \lambda_{l'}^{1/2}$ ; ossia permette di riprodurre in unica scala, oltre a tutte le sezioni dell'ideale tubo di flusso, anche quelle delle luci a battente presenti nella galleria o nel pozzo, e quindi di tener conto, con i necessari accorgimenti, dei relativi fenomeni localizzati.

### C. RISULTATI DI ALCUNE PROVE SU MODELLO NEI CONFRONTI CON L'ORIGINALE

10. Qualora, come spesso si verifica nelle applicazioni, si debba tener conto di più d'uno dei fenomeni collaterali messi in rilievo, quali resistenze localizzate, propagazioni ondose, inerzia della massa contenuta nei pozzi, e simili, la similitudine non è consentita se non a prezzo di un numero notevole di vincoli fra le scale geometriche, che spesso si traducono nella necessità di eguaglianze fra le scale stesse. Di conseguenza, oltre un certo limite la similitudine rigorosa non è più realizzabile, perché essa richiederebbe una riproduzione non deformata, in un'unica scala geometrica, che già nottando non potersi attuare se si tiene conto delle resistenze al moto nelle condotte. Nelle situazioni complesse cui si accenna, risulta pertanto l'utilità di quegli artifici a suo luogo suggeriti per approssimare sufficientemente il fenomeno fisico da riprodurre, evitando nel contempo il corrispondente vincolo tra le scale geometriche di riduzione.

Come pratica applicazione di quanto esposto, ritengo utile presentare qui due esempi tipici di ricerche su modello, i cui risultati possono confrontarsi con misure direttamente eseguite sugli impianti reali.

Il primo esempio riguarda un impianto provvisto di un pozzo intermedio e di altro terminale, entrambi costituiti da una canna verticale con camere di espansione inferiori e superiori, l'ultimo anche provvisto di luce strozzata alla base. I dati risultano chiaramente dalla fig. 2; il funzionamento della galleria a monte del pozzo intermedio è in un primo tratto a pelo libero, con livelli regolati da uno sfioratore, e per il resto a pressione.

Un primo modello (I) venne eseguito, senza tener conto dei fenomeni di funzionamento alterno nella galleria a monte, ma cercando invece di riprodurre fedelmente la propagazione ondosa nelle camere di espansione. La similitudine venne perciò attuata in base al sistema (22), con  $\lambda_A = 1:940$ ,  $\lambda_l = 1:47$ , e di conseguenza (avendo assunto  $r_K = 1,1$ )  $\lambda_h = 1:20$ ,  $\lambda_{l'} = 1:5470$ ,  $\lambda_L = 1:38,5$ . L'esame venne poi ripreso in un secondo modello (II), atto a riprodurre invece il fenomeno dell'invaso e della propagazione ondosa nella galleria; riducendo all'uopo la lunghezza secondo la nuova scala  $\lambda_l = 1:116,2$ , come risulta dall'applicazione del sistema (27), e mantenendone la precedente sezione. Le altre scale geometriche assumono di conseguenza i valori seguenti:  $\lambda_h = \lambda_L = 1:30,65$ ,  $\lambda_{l'} = 1:3559$ .

Le perdite di carico, note in base alle misure

effettuate sulle condotte reali, vennero esattamente riprodotte nei modelli, avvalendosi dei procedimenti di equivalenza esposti al n. 3; altrettanto dicasi, per ogni prova, dei livelli iniziali della galleria controllati dallo sfioratore.

Per le manovre di chiusura completa delle turbine, una delle quali viene presentata nella fig. 3, i risultati dei due modelli per quanto riguarda le oscillazioni nella camera possono considerarsi equivalenti, con buona corrispondenza all'originale; per il pozzo I è però da ritenersi superiore il risultato del primo modello. Ciò appare giustificato, da un lato dalla modesta importanza che presentava l'invaso libero della galleria all'inizio della manovra, e d'altro lato dalla maggiore influenza dei fenomeni propagatori che è da attendersi nel pozzo I data la particolare disposizione delle camere.

Le divergenze che si notano nella fase discendente, dove l'oscillazione rientra nella canna verticale, sono imputabili probabilmente all'aver riprodotto non fedelmente l'inerzia della massa contenuta nei due pozzi ed al conseguente lieve sfasamento delle oscillazioni rispetto alla realtà. E infatti un terzo modello (III), realizzato con una similitudine geometrica di compromesso rispetto alle manifestazioni sopra considerate ma che permetteva di tener meglio conto dell'inerzia, ha dato per la parte discendente risultati più aderenti alla realtà, come risulta dalla fig. 3.

Come secondo esempio viene presentato un impianto provvisto di un pozzo piezometrico a monte della centrale e di altri due pozzi piezometrici in una lunga condotta a sifone con cui avviene la restituzione a valle della centrale (fig. 4). Nel modello è riprodotto tutto il complesso sistema idroelettrico<sup>4</sup> di cui l'impianto fa parte; dovendosi riprodurre in esso un numero assai notevole di elementi localizzati nelle gallerie, e tener conto dell'inerzia dei pozzi piezometrici data la notevole loro altezza e vicinanza, si è data la preferenza alla similitudine espressa dalle (30) e (31). Assunto  $\lambda_A = \lambda_{l'} = 1:900$ , ed  $r_K = 1:0,94$ , le altre scale geometriche risultano:  $\lambda_l = \lambda_h = 1:83$ ,  $\lambda_L = 1:30$ . Le camere dei pozzi sono state suddivise in tre parti, adottando per le lunghezze la scala  $\lambda_c = 1:83$  e per le larghezze la scala  $\lambda_a = 1:10,8$ , secondo quanto consigliato in base alla (21). Anche qui si è riusciti a riprodurre con esattezza nel modello le perdite di carico note da accurate misure dell'originale.

I risultati, riportati per i due pozzi a valle e per una manovra di arresto della centrale nella fig. 5, possono riguardarsi soddisfacenti, tenuto conto della particolare delicatezza della situazione ai fini della riproduzione da originale a modello, per la notevole mutua interferenza dei due sistemi oscillanti.

Augusto Ghetti

<sup>4</sup> Trattasi dell'impianto del Maè, facente parte del grande sistema idroelettrico Piave-Boite-Maè-Vajont, descritto ne « L'Energia Elettrica », vol. XXXII e XXXIII, 1955-1956. Il modello in parola è brevemente illustrato in: *Ricerche su modelli idraulici*, « Pubbl. n. 177 del Centro Veneto di Ric. Idrauliche del C.N.R. », Milano, Ed. Serie, 1956 (p. 87-91).

# FENOMENI DELLE CORRENTI RAPIDE A PELO LIBERO STUDIATI SU MODELLI PER UN' IMPORTANTE DERIVAZIONE

AUGUSTO GHETTI riferisce sui risultati di ricerche su modelli in scala 1:43,3 e 1:25, intese a determinare le disposizioni più convenienti per l'imbocco e lo sbocco della grande galleria attualmente in costruzione per la derivazione dei colmi di piena (500 m<sup>3</sup>/s) dal fiume Adige al lago di Garda. Particolare cura si manifestò necessaria all'imbocco per evitare manifestazioni ondose e loro ripercussioni nella galleria, percorsa a pelo libero in corrente rapida con modesto franco. Per lo sbocco è stata attuata una soluzione per cui la corrente effluente dalla galleria progressivamente si allarga e aumenta di pendenza, immergendosi nel lago senza dar luogo ad apprezzabili manifestazioni ondose. Il modello in scala 1:43,3 è stato realizzato nel laboratorio dell'Istituto di Idraulica di Padova; quello in scala 1:25 all'aperto, nell'impianto sperimentale di Voltabarozzo, con la riproduzione di un notevole tratto dell'Adige anche per lo studio dei fenomeni connessi al trasporto del materiale di fondo.

## Generalità sui problemi e sulle esperienze.

Nel quadro dei provvedimenti intesi a rimuovere la possibilità di inondazioni lungo il corso inferiore del fiume Adige, speciale importanza hanno i lavori, attualmente in corso a cura del Magistrato alle Acque di Venezia, per la costruzione di una grande galleria di diversione dei colmi di piena dall'Adige al lago di Garda.

L'imbocco della galleria è circa 1070 m a monte dello sbarramento di presa dell'impianto Ala-Mori (224 km dalla foce), e lo sbocco nel lago di Garda avviene presso Torbole, con un dislivello medio di 100,50 m.

La galleria è ad andamento rettilineo, della lunghezza di 9,780 km, con una pendenza costante pari a 0,0086.

La sezione adottata è una policentrica a ferro di cavallo, del diametro di 7,80 m; il funzionamento è previsto a pelo libero, per la portata massima di 500 m<sup>3</sup>/s, e con un franco che è stato prudenzialmente valutato di 1,60 m nel moto uniforme.

In tali condizioni si ha una velocità media  $V_m = 11,5$  m/s, ed un'altezza media  $h_m = 6,89$  m; l'indice di cineticità (o numero di Froude della corrente)  $F_r = \frac{V_m}{\sqrt{gh_m}} = 1,40$  corrisponde ad una corrente debolmente rapida.

Il presupposto regolare funzionamento a pelo libero avrà luogo, semprechè nella parte superiore non bagnata della galleria sia assicurata una continua naturale circolazione d'aria; il che potrà avvenire soltanto se non si formino in superficie moti ondosi di qualche entità, che possano localmente invadere la zona franca superiore determinando un saltuario funzionamento a sezione piena. Ne conseguirebbero in tale evenienza interclusioni di sacche d'aria, formazione di tappi liquidi fluenti, e manifestazioni pneumatiche allo sbocco; provocando gravi irregolarità di funzionamento, tenuto conto soprattutto dell'elevata velocità di flusso.

Come è noto, le correnti supercritiche reagiscono ad ostacoli al loro moto o a discontinuità dei contorni in modo assai diverso dalle correnti subcritiche, mancando nelle prime la possibilità che le

perturbazioni così originate si propagano verso monte. Di conseguenza le accennate singolarità danno origine ad irregolarità della superficie sotto forma di risalti e di onde stazionarie, che possono assumere aspetti di notevole intensità.

Era fondata pertanto la preoccupazione che simili manifestazioni risultassero nella galleria Adige-Garda da una profilatura meno felice dell'imbocco; costituito secondo il progetto (come è visibile dalla fig. 1) di quattro luci della larghezza di 9,50 m ciascuna, regolabili per mezzo di paratoie, confluenti a due a due nella galleria con graduale restringimento ad imbuto delle pareti laterali ad abbassamento del fondo (dalla quota 161.000 m s.m. in corrispondenza alle paratoie alla quota 149.827 all'inizio della galleria).

Pure oggetto di riesame doveva essere lo sbocco della galleria, che era stato previsto in un bacino di espansione profondo circa 10 m rispetto al livello medio del lago, in cui l'energia cinetica doveva completamente dissiparsi; tale bacino comunicava col lago per mezzo di quattro luci sommerse, che consentivano il passaggio dei materiali ma non il propagarsi dell'agitazione superficiale<sup>1</sup>.

In sede esecutiva del progetto, la disposizione sopra indicata per lo sbocco apparve troppo onerosa; onde da parte degli organi tecnici preposti venne auspicata una soluzione più economica, che non richiedesse opere da costruirsi a notevole profondità sotto la superficie del lago. Essa doveva però egualmente garantire un'assenza quasi completa di agitazione ondosa nel lago.

Per esaminare a fondo questi problemi e ricercare le soluzioni più idonee, parve opportuno avviare indagini sperimentali su modelli in scala ridotta, affidandone la cura all'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche dell'Università di Padova.

Un modello nella scala 1 : 43,3 delle opere di derivazione, e cioè dell'imbocco, dello sbocco e di un tratto di galleria corrispondente a circa 475 m,

<sup>1</sup> Della prima serie di ricerche su modello, eseguite (1939) per lo studio dell'imbocco e dello sbocco, è riferito dall'A. in: *Ricerche su modelli idraulici*, Pubbl. n. 177 dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche dell'Università di Padova, Milano, Ed. Serie, 1956, p. 28-31.

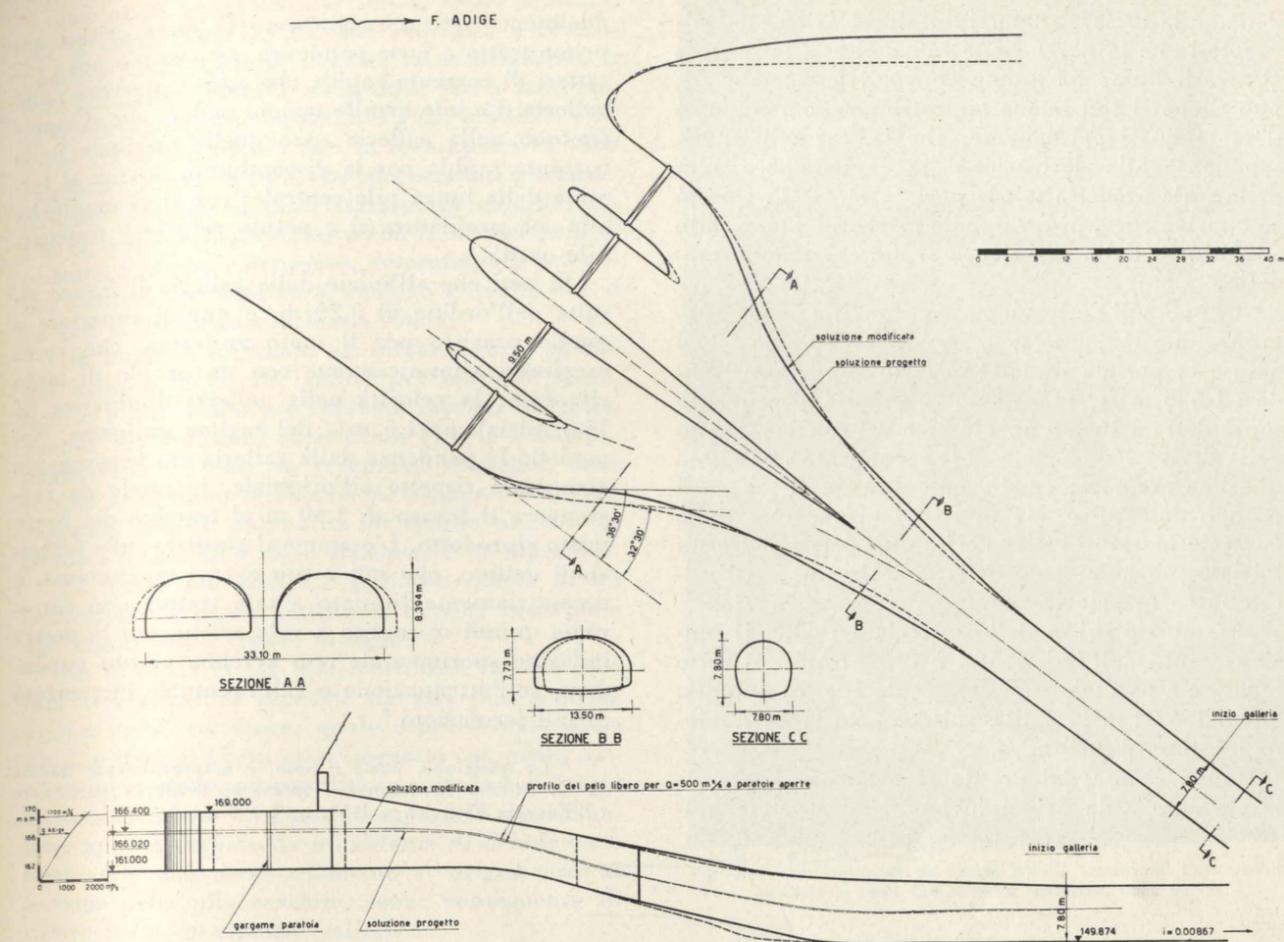


Fig. 1 - Imbocco galleria Adige-Garda. Planimetria e profilo della soluzione di progetto e della modifica attuata in base alle esperienze sui modelli in scala 1:43,3 e 1:25.

venne pertanto allestito (1955-1956) nel laboratorio dell'Istituto.

Le strutture erano riprodotte in conglomerato cementizio, accuratamente lisciate nelle parti a contatto con l'acqua; la parte superiore della galleria era costruita in materiale trasparente (plexiglas).

Lo sbocco avveniva in un vascone, della superficie di circa 9,50 m<sup>2</sup>, una parete del quale riproduceva l'andamento della sponda rocciosa ai due lati dello sbocco. Per riprodurre nel modo più attendibile il comportamento della superficie del lago, la sponda opposta del vascone era provvista di opportuni filtri di assorbimento onde evitare la riflessione del moto ondoso.

Su questo modello è stata eseguita tutta l'indagine che condusse alle modifiche definitive del progetto per quanto riguarda l'imbocco e lo sbocco della derivazione.

Una nuova riproduzione di quest'opera, in scala 1 : 25, è stata successivamente realizzata (1956), come parte di un nuovo grande modello destinato ad indagini approfondite sul trasporto solido dell'Adige in relazione al funzionamento della derivazione. Tale modello è costruito all'aperto in un'area

a Voltabarozzo presso Padova<sup>2</sup>, e riproduce senza deformazione di scala un tratto di circa 2800 m dell'Adige, ed un tratto di circa 1300 m della galleria. Per quanto riguarda il funzionamento idraulico delle opere d'imbocco e di sbocco, il grande modello ha fornito piena conferma della validità delle soluzioni divise sul modello in scala minore.

## Studi e ricerche relative all'imbocco.

L'imbocco secondo progetto è costituito da un primo tratto a fondo orizzontale, a metà circa del quale, 15 m a valle delle luci, inizia il restringimento ad imbuto delle pareti quale risulta dalla fig. 1. Esso è seguito da un tratto a forte inclinazione (dell'ordine di 30° sull'orizzonte), nel quale la svasatura gradualmente diminuisce e si raccorda con la galleria a sezione costante.

Le condizioni idrologiche dell'Adige nella sezione corrispondente alla derivazione sono espresse

<sup>2</sup> Per l'alimentazione e il funzionamento di questo modello è stato eseguito un notevole impianto, che verrà prossimamente descritto; esso consentirà di eseguire altre ricerche in grande scala, relative particolarmente a problemi di idraulica fluviale e delle correnti a pelo libero.

dalla scala delle portate riportata nella fig. 1. Nell'ipotesi che la derivazione funzioni con la portata  $Q_s$ , ed il fiume da monte convogli la portata  $Q_0$ , può ritenersi con buona approssimazione, supposto il moto quasi permanente, che la quota in corrispondenza alla derivazione sia quella che risulta dalla scala predetta per la portata  $Q_0 - Q_s$ . Questo comportamento, proprio delle correnti lente, è stato confermato dalle esperienze svolte sul grande modello.

Le opere di derivazione sono previste per la quota massima 169,00 m s. m., a cui corrisponde a luci chiuse la portata di 1700 m<sup>3</sup>/s in Adige. Derivandosi i 500 m<sup>3</sup>/s, tale quota si abbassa per quanto sopra detto a 166,80 m. L'esame del funzionamento della derivazione è stato però spinto sino alla quota massima predetta; per l'eventualità sia di maggiori portate dell'Adige, sia di ritardata apertura delle paratoie in caso di piena, che può determinare un iniziale funzionamento della galleria con livelli all'imbocco maggiori.

Esaminato sul modello in scala 1 : 43,3, il funzionamento dell'imbocco si è dimostrato del tutto regolare a paratoie completamente aperte, fino alla quota 166,02 m in Adige cui compete la derivazione massima di 500 m<sup>3</sup>/s.

Come risulta dal profilo riportato nella fig. 1, la corrente è da principio lenta, ed accelera gra-

dualmente sino a raggiungere l'altezza critica nel primo tratto a forte pendenza, assumendo poi i caratteri di corrente rapida che essa conserverà nella galleria. Le sole manifestazioni ondose che si ripercuotono nella galleria sono quelle originate nella corrente rapida per la discontinuità dovuta al termine della lunga pila centrale; con lievi modifiche alla sua profilatura si è potuto ridurle a trascurabile entità.

Si noti che all'inizio della galleria il franco risulta dell'ordine di 3,20 m, e quindi superiore a quello previsto per il moto uniforme, che verrà raggiunto asintoticamente con un profilo di moto ritardato; la velocità nella galleria diminuisce da 15,6 iniziali a 11,5 m/s del regime uniforme. Nel modello la pendenza della galleria era leggermente aumentata rispetto all'originale, in modo da raggiungere il franco di 1,60 m al termine del breve tratto riprodotto. L'esame e il giudizio sulle formazioni ondose, che qui e più avanti esprimiamo, è necessariamente limitato a tale tratto; non entreremo quindi in merito a valutazioni, cui la nostra indagine sperimentale non avrebbe potuto rispondere, sull'attenuazione o sull'eventuale incremento di tali formazioni<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> La questione, come è noto, è autorevolmente trattata da G. SUPINO in numerose memorie (vedi in particolare « L'Energia Elettrica », 1953, n. 4 e 6).

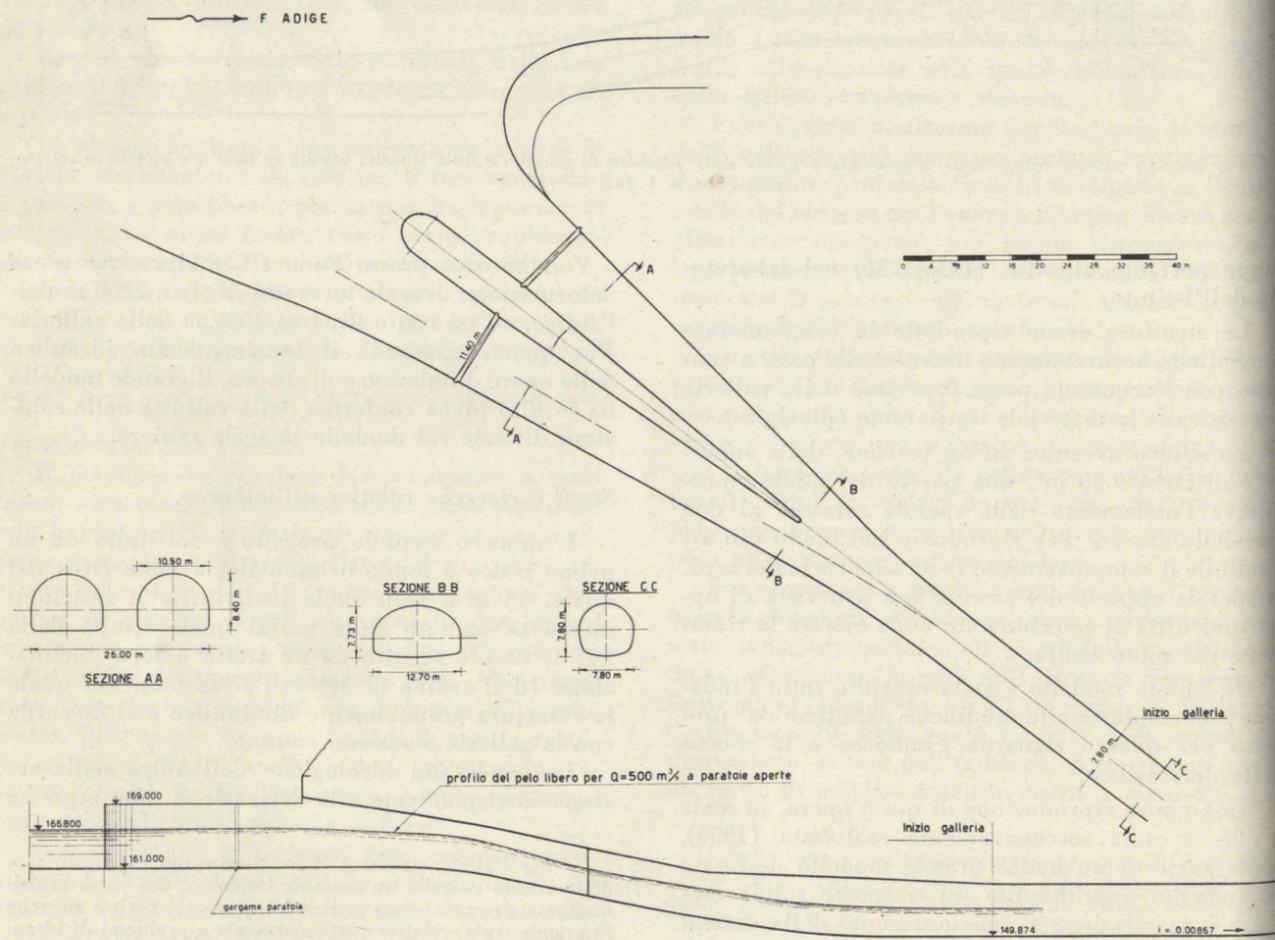


Fig. 2 - Imbocco galleria Adige-Garda. Planimetria e profilo di una variante a due sole luci studiata su modello.

Per quote superiori alla 166,02 sopra indicata, per la derivazione dei previsti 500 m<sup>3</sup>/s il funzionamento della galleria avviene necessariamente a luci parzializzate sia a stramazzo, sia a battente. In queste condizioni, come risulta dal modello, l'efflusso talvolta è libero, con la formazione di vena rapida a valle delle luci, che incontrando il restringimento provoca un'onda stazionaria obliqua; tal'altra, e spesso in alternativa con la situazione precedente, l'efflusso è annegato, determinando un primo tratto di corrente lenta analogo a quello che si ha con la derivazione a bocca libera.

Un imbocco sagomato ad imbuto, come quello qui esaminato, seppur valido per corrente lenta, non lo è altrettanto per corrente rapida, in conseguenza dei fenomeni superficiali che la accompagnano; affinché esso sia veramente efficiente, deve ridursi al minimo la deviazione angolare del convergente, poichè dall'entità di questo angolo dipende l'entità delle onde stazionarie in superficie.

La forma più adatta è pertanto quella di un convergente a pareti rettilinee, appena raccordate agli angoli con il canale susseguente<sup>4</sup>.

Un imbocco di tal tipo, costituito da due sole luci di regolazione separate da una pila centrale pure a pareti rettilinee, quale rappresentato dalla fig. 2, è stato in effetti sperimentato con pieno successo sul modello, ottenendosi in tutte le condizioni di funzionamento un flusso in superficie assai regolare, appena turbato da un sistema di deboli onde stazionarie che necessariamente si originavano al termine della pila centrale, senza conseguenze di rilievo nella susseguente galleria.

Tale soluzione non poté però essere presa in considerazione, perchè già i lavori di costruzione dell'imbocco erano notevolmente avviati, e pregiudicavano la possibilità di una radicale modifica del progetto. Tema dell'ulteriore indagine sperimentale era pertanto quello di ottenere l'eliminazione dei lamentati inconvenienti concedendo alla soluzione di progetto modifiche di scarso rilievo, da attuarsi alle pareti dell'imbuto senza possibilmente modificarne il fondo.

Se si applica il consueto modello schematico di corrente monodimensionale al funzionamento di un imbocco quale quello di fig. 1, non ci si rende ragione del comportamento che il modello ha messo in evidenza, e cioè della formazione a tergo delle paratoie di una corrente rapida seguita da un fronte d'onda obliquo stazionario (fig. 3), od in alternativa della formazione di una corrente lenta con vena effluente annegata. Nella fig. 4 sono determinati i profili della corrente liquida che (ad es. nel caso di efflusso di fondo) sono da prevedersi con tale teoria, nell'ipotesi sia di una costanza dell'energia totale, sia di una sua dissipazione quale risulta dall'applicazione, tratto per tratto, delle relazioni valide per il moto uniforme. Pur calcolando con una

<sup>4</sup> IPPEN A. T. ed altri, *Design of Channel Contractions*, « Trans. A.S.C.E. », vol. 116, 1951, p. 326-346; *Verification of Theory for Oblique Standing Waves*, « Proc. A.S.C.E. », vol. 121, 1956, p. 678-694.

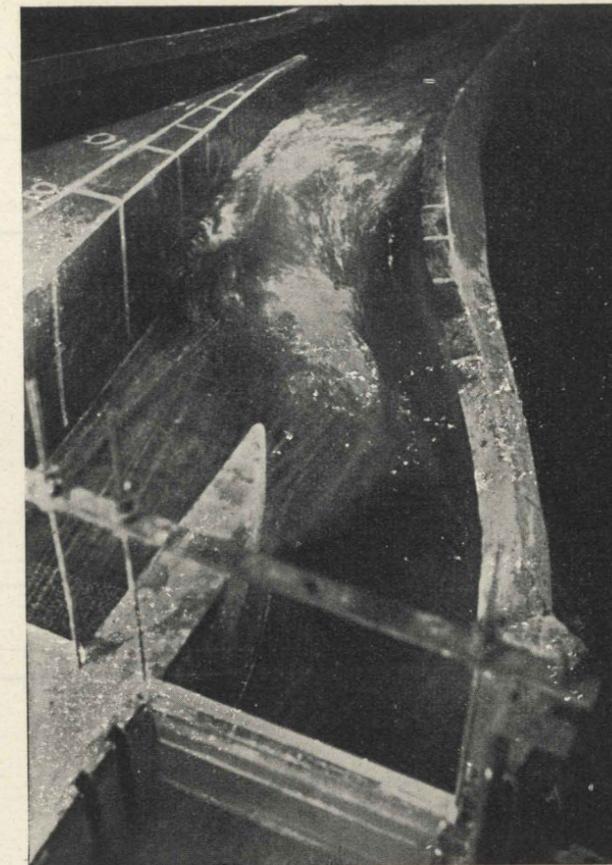


Fig. 3 - Formazione di un fronte d'onda stazionario osservata nel modello in scala 1:43,3 nelle condizioni della fig. 4a.

scabrezza elevata ( $K=65 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  della formula di Manning-Gauckler-Strickler, che corrisponde a un dipresso all'andamento ottenuto sperimentalmente nel primo tratto), il profilo così ricavato non supera in nessun punto l'altezza critica; onde la corrente dovrebbe mantenere sempre lo stato rapido, con decelerazione iniziale e successiva accelerazione del moto.

In realtà il processo idraulico è qui da riguardarsi, pur sempre in forma schematica, sulla base della teoria bidimensionale delle correnti rapide stazionarie, che ha notevoli analogie con quella del moto supersonico negli aeriformi compressibili.

La curvatura, che a qualche distanza dalle luci di regolazione si presenta lungo la parete esterna dell'imbocco, dà luogo ad una successione di convergenti linee di propagazione delle perturbazioni elementari, le quali a qualche distanza dalla parete originano un involuppo, costituito di due rami formanti una cuspid. Attraverso questa superficie si ha una brusca discontinuità nelle grandezze che caratterizzano la corrente, analogamente a quanto avviene in quella particolare manifestazione nota come risalto idraulico.

Convorrà avere presente un modello fisico semplificato, costituito da una parete che, anzichè incurvarsi gradualmente, modifichi bruscamente la propria direzione di un angolo finito  $\theta$ . In tal caso

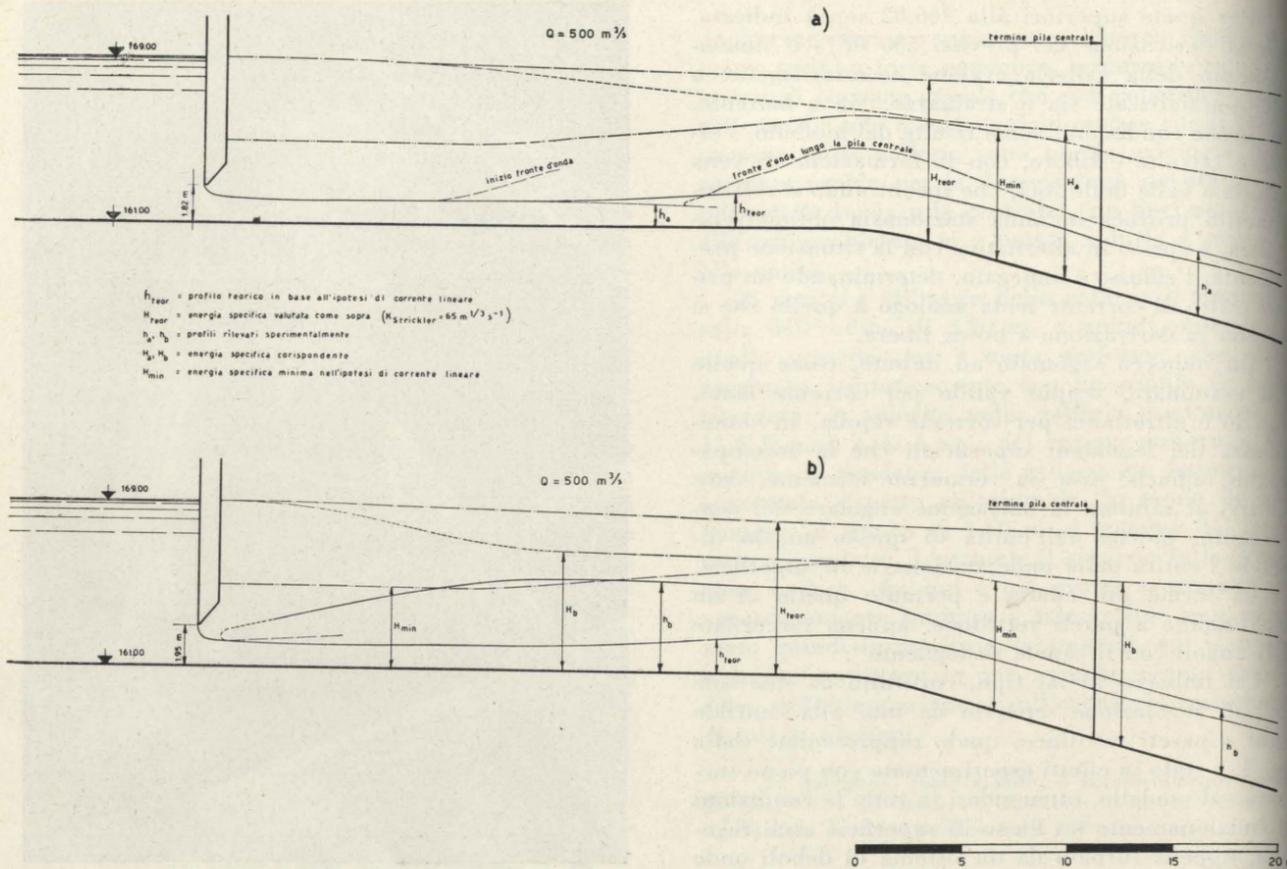


Fig. 4 - Profili teorici e sperimentali (modello in scala 1:43,3) relativi all'efflusso a paratoie sollevate sul fondo nell'imbocco secondo progetto: a) condizione di vena libera seguita da fronte d'onda; b) condizione di vena annegata.

la superficie di discontinuità teoricamente degenera in una linea obliqua, formante l'angolo  $\beta$  con la direzione primitiva della corrente. L'angolo  $\beta$  risulta funzione della deviazione  $\Theta$  e dell'indice di cinematicità  $F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$  della corrente a monte (di altezza  $h_1$  e di velocità  $V_1$  uniformemente distribuita), come risulta dall'applicazione delle relazioni di continuità e della quantità di moto fra due sezioni di altezze  $h_1$  e  $h_2$  rispettivamente a monte e a valle della discontinuità.

Le relazioni fra le grandezze  $\Theta$ ,  $\beta$ ,  $F_r$  sopra accennate, nonché quelle fra  $\beta$ ,  $F_r$ , ed il rapporto  $\frac{h_2}{h_1}$ , sono state tradotte da A. Ippen in grafici<sup>5</sup>, che equivalgono a quelli noti delle polari d'urto nella gasdinamica. Essi prevedono per ogni valore di  $F_r$  e di  $\Theta$  un duplice valore, o nessun valore dell'angolo  $\beta$  (fig. 5).

Il doppio valore dell'angolo  $\beta$  corrisponde a due situazioni, che nella gasdinamica vengono denominate dell'urto debole o dell'urto forte. Nel primo caso il moto a valle continua in genere ad essere supercritico, nel secondo caso diviene subcritico. Tale è in particolare la situazione che corrisponde

<sup>5</sup> IPPEN A., *Mechanics of Supercritical Flow*, « Trans. A.S.C.E. », vol. 116, 1951, pp. 268-295.

all'urto normale, che è analogo al risalto delle correnti liquide ( $\Theta = 0^\circ$ ,  $\beta = 90^\circ$ ).

Questa seconda situazione viene ad essere subordinata alle condizioni che si determinano nella corrente lenta a valle; il fronte d'onda non è più una retta, ma una curva, la cui tangente a contatto della parete forma l'angolo  $\beta$  previsto, e la cui obliquità diminuisce progressivamente, tendendo a portarsi normale alla corrente a qualche distanza dalla parete.

Nel caso invece in cui nessun angolo  $\beta$  sia possibile, e cioè non possa realizzarsi localmente nessuna linea di discontinuità, il fronte d'onda viene ricacciato verso monte sino a raggiungere un'eventuale posizione di equilibrio. In tal caso il fronte stazionario che si determina ha andamento curvilineo, almeno nella zona prossima alla parete sede della discontinuità, dove sono mantenuti i caratteri dell'urto forte e la corrente a valle è subcritica.

Questo quadro schematico dei fenomeni, desunto dalla gasdinamica<sup>6</sup>, e che merita di essere più compiutamente trasferito alla situazione analoga delle correnti liquide, può dare un'approssimativa spiegazione del comportamento dell'imbocco che ci interessa.

<sup>6</sup> Un'esposizione particolarmente limpida può trovarsi in SHAPIRO A. H., *The Dynamics and Thermodynamics of Compressible Fluid Flow*, New York, 1953, vol. I, cap. 16 e altrove.

La situazione limite, nella quale la formazione di un fronte d'onda libero non è più possibile, è stata indagata nella soluzione di progetto con efflusso da paratoie sollevate, modificando il numero di Froude della corrente in due diverse maniere: variando l'apertura della luce e conseguentemente la portata, mantenendo invariata la ritenuta a monte (quota 169,00); e variando la ritenuta a monte e l'apertura della luce, mantenendo costante la portata (500 m<sup>3</sup>/s). I due limiti determinati nell'una e nell'altra condizione sono praticamente coincidenti nel valore  $F = 3,10$ . Dai grafici predetti (fig. 5) esso corrisponderebbe ad un angolo di deviazione brusca della corrente  $\Theta = 34^\circ$ , molto vicino al reale valore della deviazione complessiva imposta dalla curvatura ( $32^\circ 30'$  nella fig. 1). Il maggior valore può ritenersi giustificato dall'andamento curvo verso l'alto, anziché verticale, del profilo delle pareti di guida, che dà luogo ad una deviazione della corrente maggiore di quella risultante planimetricamente.

Alla situazione di funzionamento più gravosa, cioè efflusso di 500 m<sup>3</sup>/s con quota di ritenuta 169,00, corrispondono all'inizio dell'onda i seguenti valori della corrente:

$h_1 = 1,135$  m  $V_1 = 11,57$  m/s  $F_r = 3,46$ ;  
ed in base ai grafici, per l'angolo effettivo  $\Theta = 34^\circ$ , le seguenti coppie di valori:

$$\beta_d = 57^\circ \quad \left(\frac{h_2}{h_1}\right)_d = 3,57$$

$$\beta_f = 74^\circ 25' \quad \left(\frac{h_2}{h_1}\right)_f = 4,22.$$

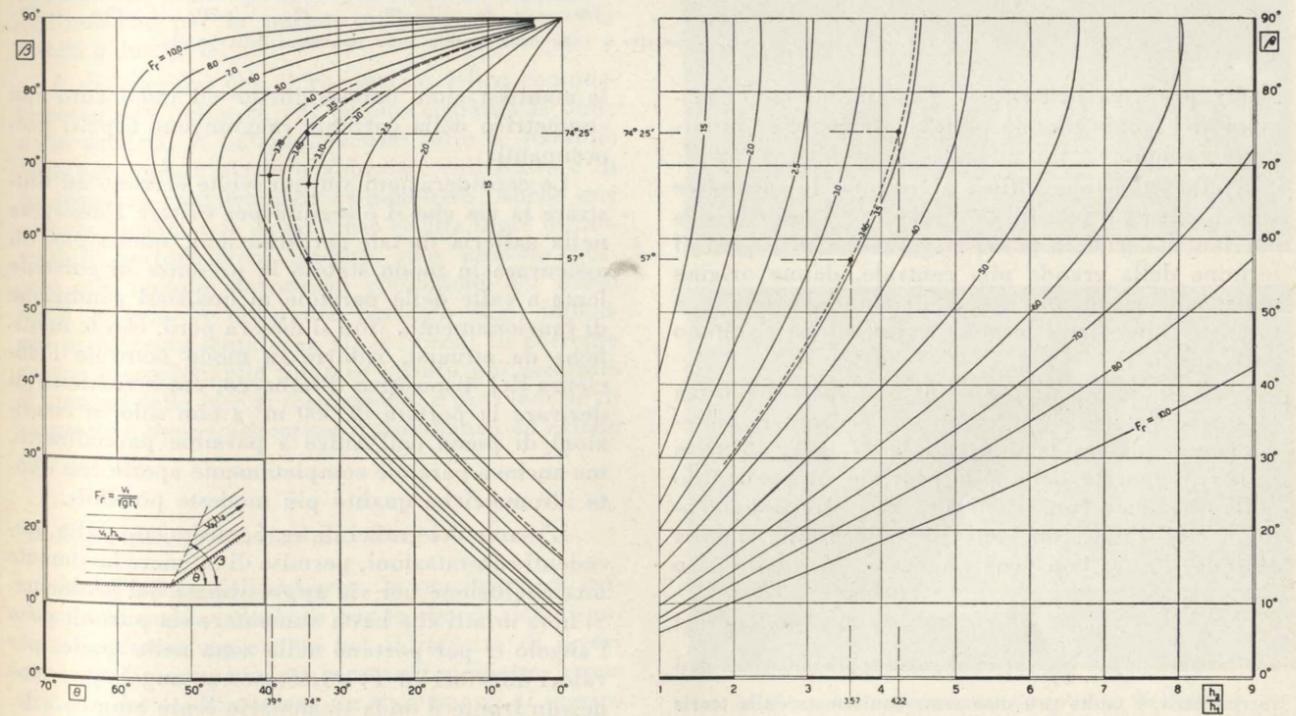


Fig. 5 - Diagrammi (da A. IPPEN) delle relazioni fra le grandezze  $F_r$ ,  $\Theta$ ,  $\beta$  e  $\frac{h_2}{h_1}$  in corrispondenza ad un fronte d'onda stazionario, con l'indicazione di valori corrispondenti alle soluzioni di fig. 1.

La prima situazione, dell'urto debole, viene molto prossimamente riscontrata nelle esperienze sul modello; come risulta dalla fig. 6, che riproduce il rilievo del fronte d'onda, l'angolo  $\beta$  può ritenersi di  $51^\circ 30'$ , e l'altezza  $h_2$  di circa 3,50 m (cioè  $h_2/h_1 = 3,08$ ).

La seconda condizione è invece ipotetica, perché le valutate caratteristiche della corrente lenta, che assicurerebbero la forma alternativa del fronte d'onda, non sono compatibili con le condizioni geometriche a valle, che richiedono altezze maggiori della corrente stessa. Di conseguenza il fronte retrocede verso monte, raggiungendo addirittura la zona a tergo delle paratoie, ed annegando così la vena effluente, sia che essa provenga da apertura di fondo, sia da stramazzo.

Quale delle due alterne condizioni abbia in realtà a verificarsi, può dipendere, come molti altri fenomeni di instabilità idrodinamica, dall'intervento di cause esterne anche di modesta importanza<sup>7</sup>; se ne può prevedere il risultato qualora alla situazione in esame si pervenga gradualmente da altre, in cui l'una o l'altra delle due condizioni sia possibile.

Pertanto, se si parte da minori numeri di Froude della corrente (ad es. per aumento della ritenuta a monte con apertura delle luci invariata), risulterà persistente la condizione di vena annegata; se invece si parte da numeri di Froude maggiori (ad es. per aumento dell'apertura con ritenuta a monte invariata), risulterà persistente la condizione di vena libera.

<sup>7</sup> ESCANDE L., *Étude théorique et expérimentale de l'écoulement par vanne de fond*, « Revue Générale de l'Hydraulique », n. 19, 20, 21 (1938), e n. 25, 26, 27 (1939). Per la situazione gasdinamica si veda SHAPIRO A. H., *op. cit.*, cap. 16, art. 5.

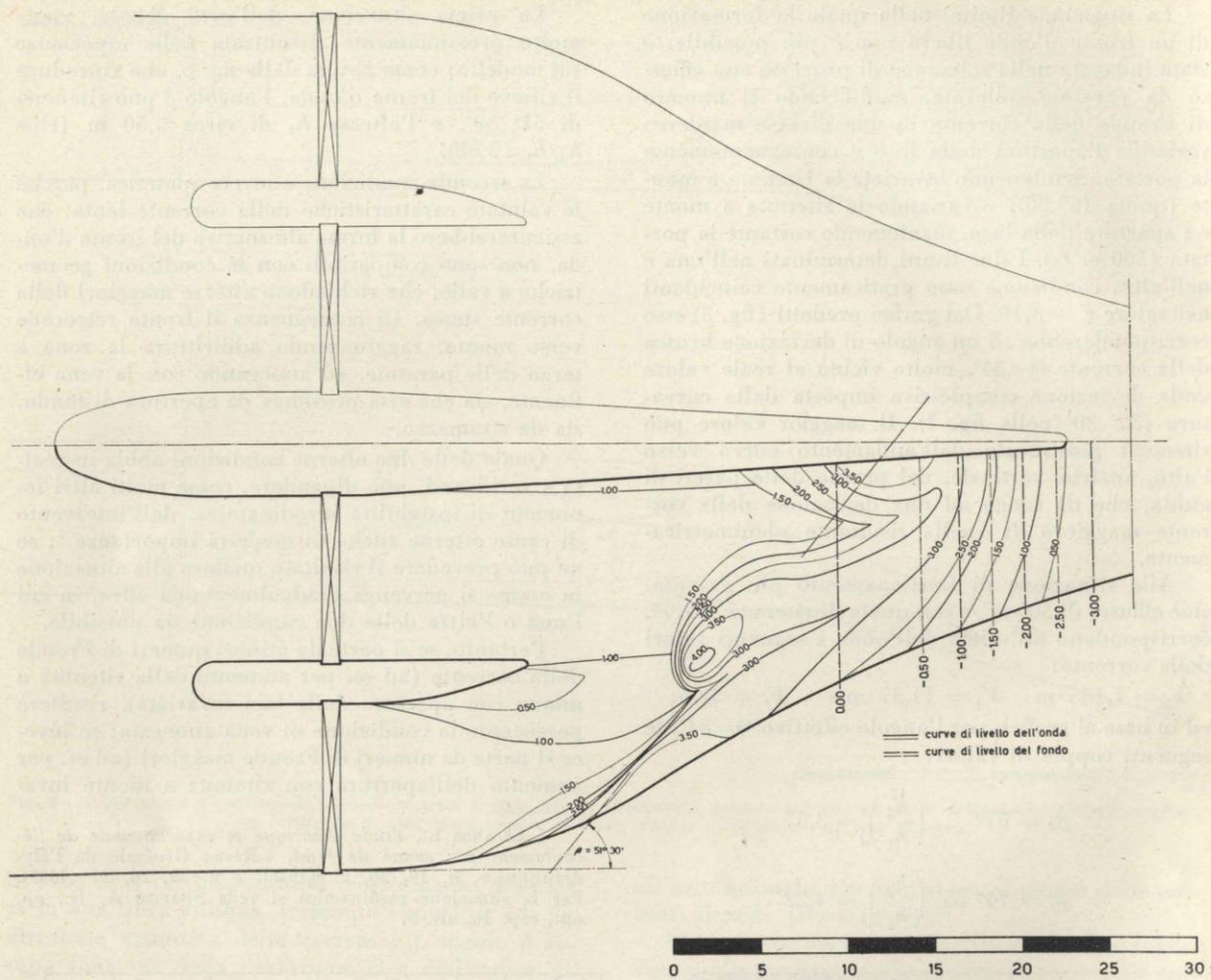


Fig. 6 - Rilievo topografico del fronte d'onda stazionario a valle delle paratoie nelle condizioni della fig. 4a.

riata), prevarrà l'efflusso a vena libera con formazione del fronte d'onda obliquo stazionario in corrente rapida.

Nella situazione ultima accennata, le successive riflessioni nelle pareti convergenti, e l'interferenza con la già segnalata perturbazione che si origina al termine della grande pila centrale, danno origine nella galleria ad un sistema di onde stazionarie a losanghe incrociate, le cui caratteristiche risultano dalla fig. 7<sup>8</sup>.

Tali onde, già di per sé di non piccola altezza (fra cavo e dorso circa 0,55 m), si accentuano notevolmente qualora le due coppie di luci, destre e sinistre, separate dalla pila centrale, si presentino nelle accennate condizioni alterne di funzionamento, e cioè l'una con vena libera e fronte d'onda obliquo, l'altra con vena annegata. In questo caso

<sup>8</sup> Il valore numerico del coefficiente di correzione 0,54 alla formula  $\sin \beta_0 = \frac{1}{F_r}$ , che risulta dall'applicazione dei dati sperimentali, è molto prossimamente confermato dalla teoria di F. ENGELUND e J. MUNCH-PETERSEN basata sull'ipotesi di un moto a potenziale delle velocità [« La Houille Blanche », 1953, n. 4, p. 467, formula (7) e fig. 2].

le manifestazioni ondose dovute all'andamento non simmetrico della corrente raggiungono aspetti preoccupanti.

Le considerazioni sin qui svolte servono ad illustrare la via che si è seguita per evitare l'insorgere nella galleria di tali perturbazioni, quella cioè di assicurare in modo stabile la presenza di corrente lenta a valle delle paratoie in qualsiasi condizione di funzionamento. Non si doveva però, con le modifiche da attuarsi, ridurre in modo notevole l'efficienza del dispositivo d'imbocco, cui è richiesto di derivare la portata di 500 m<sup>3</sup>/s non solo in condizioni di piena dell'Adige a paratoie parzializzate, ma anche a paratoie completamente aperte con quote idrometriche quanto più modeste possibili.

L'esame dei grafici di fig. 5, suffragato dalle precedenti constatazioni, permise di ottenere facilmente una risoluzione per via approssimata del problema. Si nota infatti che basta aumentare sia pure di poco l'angolo  $\theta$  per portarsi nella zona nella quale, per valori inferiori ad  $F_r = 3,46$ , nessun angolo  $\beta$ , e cioè nessun fronte d'onda stazionario è più ammissibile. Si è perciò a tentativi ristretto l'imbocco sino ad ottenere la configurazione della fig. 1, cui corrispon-

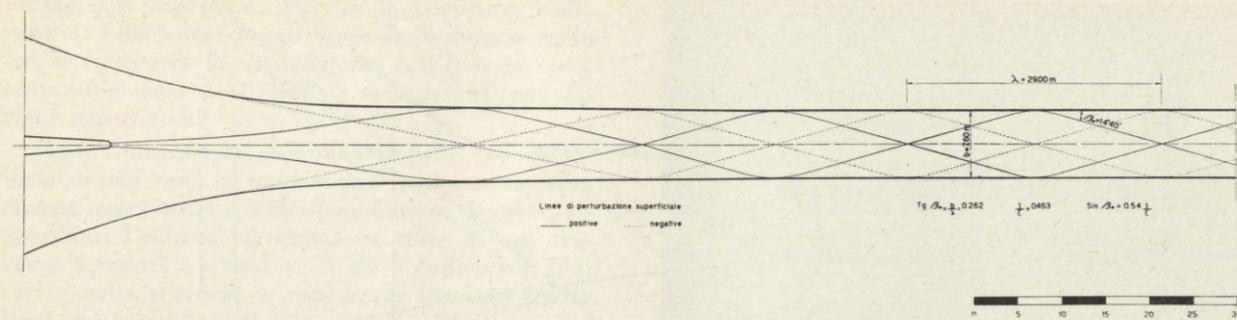


Fig. 7 - Perturbazioni ondose superficiali nella galleria originate al termine della pila centrale nelle condizioni della fig. 4a.

de un angolo  $\theta$  di circa 36° 30'. Con un'indagine analoga a quella prima esposta per la soluzione di progetto, per questa nuova soluzione la condizione limite per la formazione di un fronte d'onda è stata riconosciuta in un valore  $F_r = 3,78$ ; ad essa corrisponde (fig. 5) un angolo di deviazione effettivo  $\theta = 39^\circ$ , con uno scarto rispetto al valore geometrico analogo a quello trovato per l'altra soluzione. Si è così ottenuta per i minori  $F_r$  della corrente, quali in pratica si presentano, la desiderata situazione di corrente lenta a valle delle paratoie, che non dà luogo a perturbazioni superficiali, onde la formazione delle irregolarità si limita al solo tratto successivo di corrente rapida a forte pendenza. Qui le condizioni sono state ulteriormente migliorate con piccoli ritocchi, quali una miglior svasatura delle pareti, l'eliminazione di una cunetta di fondo e la profilatura a lancia del termine della pila centrale.

La capacità di portata non ne è risultata sensibilmente diminuita; a paratoie completamente aperte, come risulta dalla fig. 1, la quota richiesta a monte dell'imbocco per la portata massima si porta da 166,02 a 166,40 m.

È da rilevarsi che il riscontrato felice comportamento dell'imbocco, per quanto riguarda le onde nella galleria, si ha solo quando tutte le paratoie sono egualmente alzate o abbassate e il flusso è di conseguenza completamente simmetrico. Anche una piccola disimmietria in tal senso risulta fonte di inevitabili perturbazioni ondose, che possono portare alle temute sfavorevoli condizioni del flusso nella galleria. A differenza pertanto dagli imbocchi di corrente lenta, per gli imbocchi di corrente rapida è consigliabile limitare quanto più possibile il numero delle luci di regolazione, e provvederle di dispositivi che ne assicurino il simultaneo ed eguale movimento.

#### Studi e ricerche relative allo sbocco.

A differenza dall'imbocco, la possibilità di studiare una nuova soluzione per lo sbocco non risentiva di alcuna soggezione per il rispetto di lavori precedentemente iniziati; era anzi richiesto, come già si è detto, di studiare un tipo nuovo di scarico in superficie, che risultasse costruttivamente meno oneroso di quello in progetto, ed assicurasse tutta-

via un'assenza quasi completa di moti ondosi superficiali nel lago di Garda.

La sponda del lago, in corrispondenza allo sbocco della galleria, ha andamento scosceso, sino ad incontrare una vasta piattaforma poco inclinata a quota 48,00 m s.m. all'incirca. Il prolungamento ideale dell'asse della galleria incontra la sponda a quota di poco superiore alla media del lago (65,25 m s.m.), con un'energia specifica di 13,65 m rispetto alla stessa superficie.

Il primo provvedimento esaminato, suggerito dallo stesso progetto iniziale, fu quello di dissipare tale energia in un bacino d'espansione creato al termine della galleria, con l'ausilio dei consueti dispositivi quali soglie o denti di fondo. Ma, per la limi-

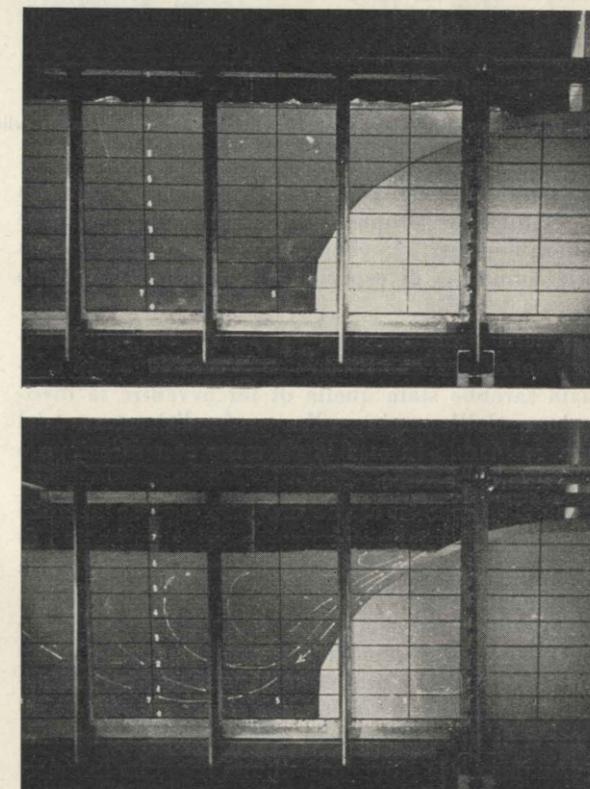


Fig. 8 - Esperienza preliminare per l'esame delle manifestazioni provocate da una corrente rapida che sbocca in un bacino: a, in alto) andamento superficiale della vena, con formazioni ondose; b, in basso) immersione della vena in profondità, senza perturbazioni superficiali.

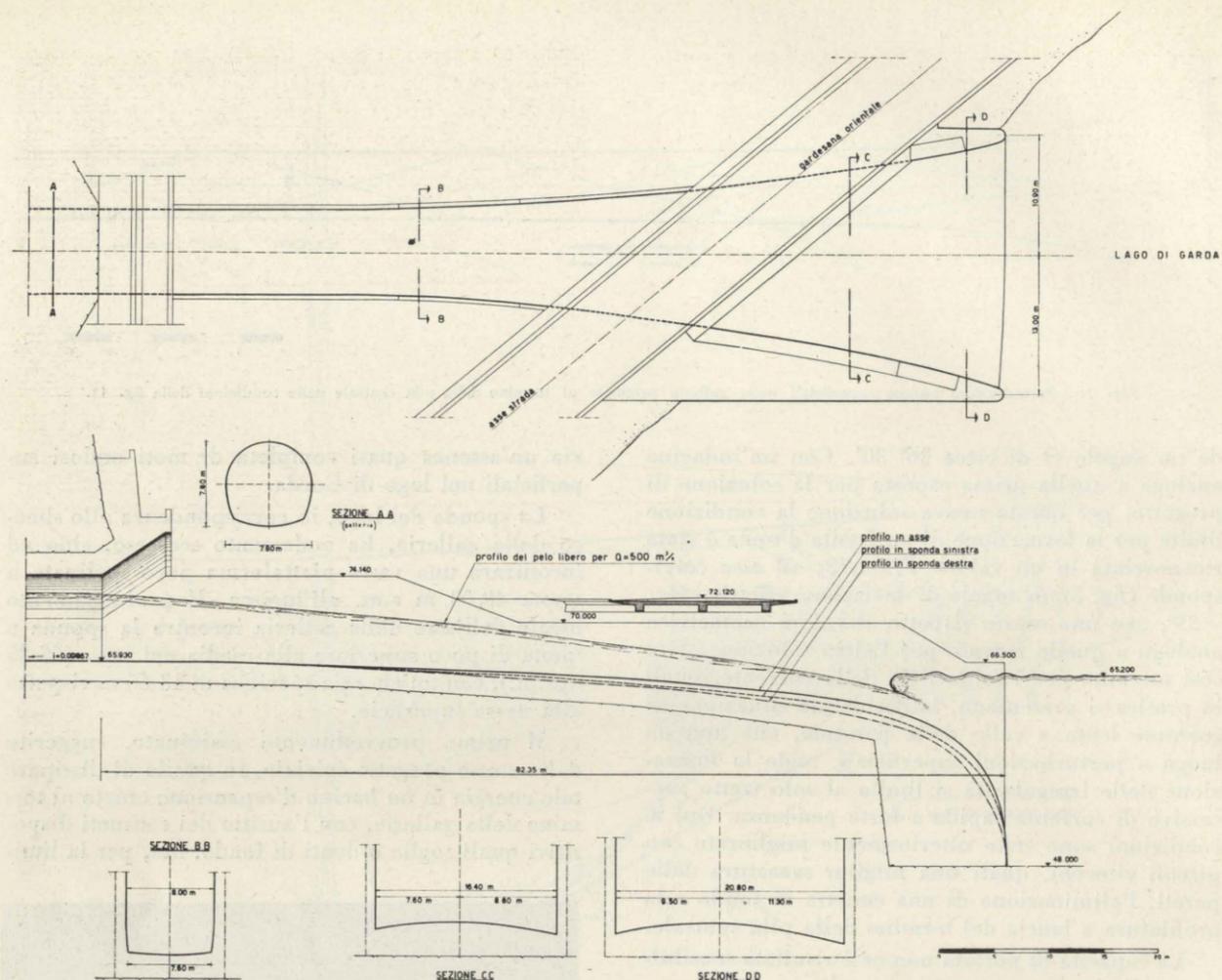


Fig. 9 - Sbocco della galleria Adige-Garda. Planimetria e profilo della modifica attuata in base alle esperienze sui modelli in scala 1:43,3 e 1:25.

tata profondità del bacino, il risalto che provocava la dissipazione propagava una notevole agitazione ondosa nel lago; ciò che risulta chiaramente da una serie numerosa di esperienze eseguite sul modello in scala 1 : 43,3<sup>9</sup>.

Questi preliminari, e del resto previsti, insuccessi corroborarono l'idea che la soluzione più adeguata sarebbe stata quella di far avvenire la dissipazione dell'energia nella profondità stessa del lago, guidando in essa la corrente con direzione e modalità opportune.

Se si prende in esame un getto liquido che con diversa inclinazione si immerga entrò un bacino di acqua ferma, si osserva che aumentando l'incidenza rispetto alla superficie vieppiù diminuisce l'agitazione ondosa, che, da intensissima allorchè il getto ha andamento pressochè tangenziale, scende a valori trascurabili non appena l'inclinazione sia sufficiente a portare in profondità il processo di diffusione e di dissipazione dell'energia della vena.

Analogo è la situazione di una corrente inferiormente guidata da parete, quale può aversi nel caso

<sup>9</sup> Una breve esposizione di queste ricerche trovasi pure nella pubblicazione citata a nota 1, pp. 31-32.

di una vena sfiorante, che si sommerge a valle entro un bacino d'acqua tranquilla. Questo processo è stato più volte esaminato nei riguardi della capacità di portata (sfioratori o stramazzi rigurgitati), ma non sembra aver suscitato particolare interesse per quanto ha attinenza con l'agitazione superficiale.

Secondo quanto osservato e riferito da Bakhmeteff e Matzke nei loro studi sul risalto nei canali a fondo rettilineo ed inclinato<sup>10</sup>, allorchè l'inclinazione supera valori dell'ordine del 7% non può più parlarsi di un vero risalto superficiale, perchè la vena rapida dopo l'incontro con la corrente lenta continua a seguire la parete di guida con un'espansione verso l'alto relativamente modesta<sup>11</sup>. Incontrando più a valle un fondo orizzontale o poco inclinato, essa si apre a ventaglio verso l'alto fino a ri-

<sup>10</sup> BAKHMETEFF B. A. e MATZKE A. E., *The Hydraulic Jump in Sloped Channels*, « Trans. A.S.M.E. », vol. 60, 1938, p. 111-118.

<sup>11</sup> Si tratta di valori dell'ordine di 1:4 a 1:5 per le inclinazioni che presentano le superficie delimitanti idealmente la zona di diffusione, rispetto alla direzione della corrente che si diffonde. Si vedano in proposito gli studi di D. CITRINI (« L'Energia Elettrica », 1946, n. 4 e n. 8; 1947, n. 6) e di H. ROUSE ed altri (« Trans. A.S.C.E. », vol. 115, 1950, p. 639-697).

portarsi in superficie. Purchè la copertura della vena sia sufficiente, questo processo di diffusione, in cui si concentra la dissipazione dell'energia, presenta un'assenza praticamente completa di ondulazioni superficiali.

Altre interessanti osservazioni sulla fenomenologia di una vena in immersione risultano da esperimenti condotti per il Boulder Canyon Project, riguardanti l'efflusso rigurgitato a valle di una traversa sagomata a sfioratore<sup>12</sup>. Se si denota con  $H$  il carico sulla traversa, e con  $h_d$  la distanza fra la linea dei carichi totali a monte ed il livello medio a valle, fino a che il rapporto  $\frac{h_d}{H}$  non supera 0,14 — 0,16, la vena effluente prosegue in superficie, con le manifestazioni ondulatorie già rilevate dal Bazin; abbassandosi il livello a valle oltre tali valori, e purchè vi sia una copertura sufficiente, la vena si immerge dando luogo a dissipazione interna dell'energia ed a formazione di un vortice di copertura senza agitazione superficiale; abbassandosi ulteriormente il livello a valle, il vortice può essere riacciato dalla vena, con un aspetto analogo a quello del comune risalto.

Queste importanti deduzioni, che attendono una più completa e sistematica presentazione, abbiamo cercato di tradurre in un'esperienza preliminare, intesa a mettere in luce il fenomeno che si presenta allorchè una corrente rapida piana venga guidata su un fondo di inclinazione progressivamente crescente, e contemporaneamente si immerga in un bacino di acqua tranquilla.

L'esperienza è stata condotta nella grande canaletta vetrata del laboratorio di Padova (sezione 1.00 x 1.00 m). Ivi è stata collocata una traversa con profilo sagomato (fig. 8); la ritenuta a valle poteva variarsi per tutta l'altezza del profilo, regolando op-

<sup>12</sup> *Studies of Crests for Overfall Dams*, « Boulder Canyon Project, Final Reports », Part VI, Bull. 3, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver 1948 (cap. VII).

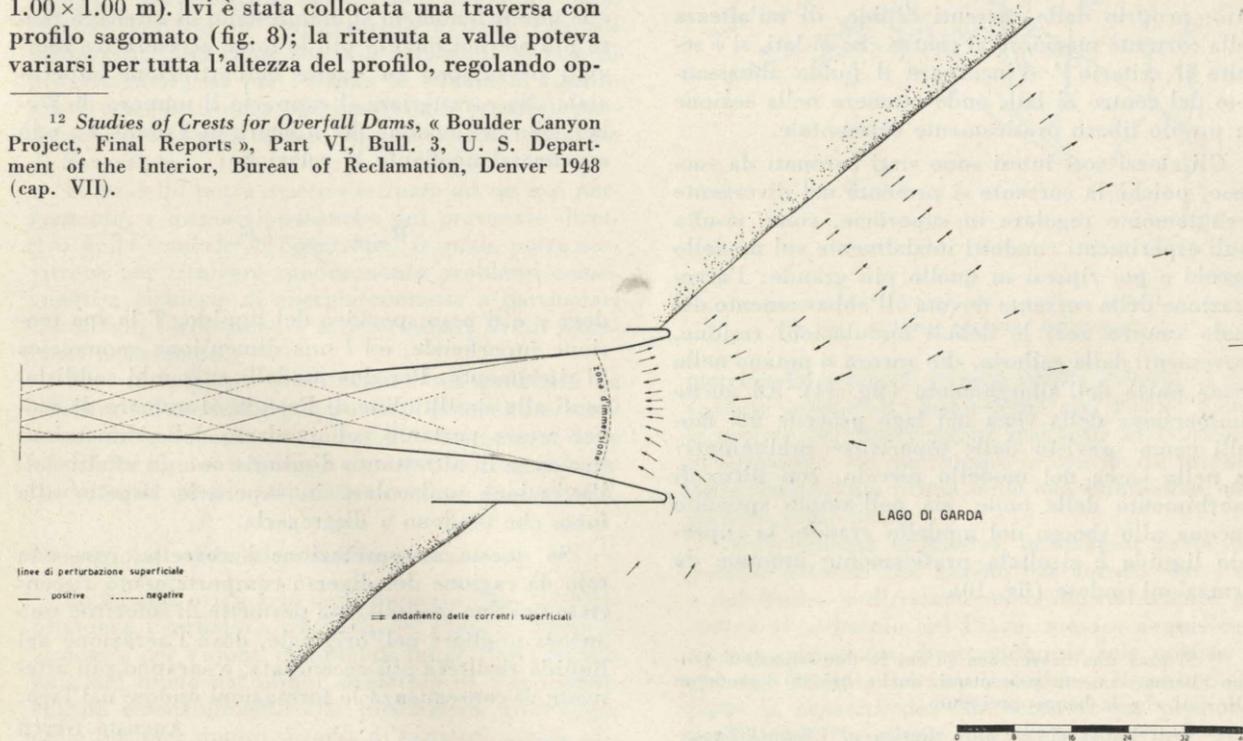


Fig. 11 - Andamento delle perturbazioni ondose e delle correnti superficiali nell'opera di sbocco e nel lago, nelle condizioni della fig. 9.

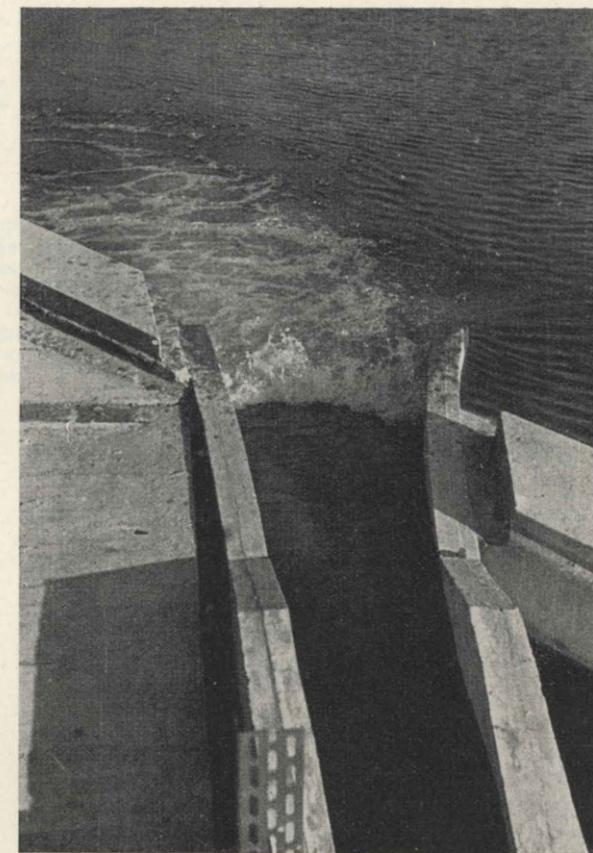


Fig. 10 - Sbocco della galleria, come si presenta in funzione, nel modello in scala 1:25, nelle condizioni della fig. 9.

portunamente l'efflusso di fondo dalla paratoia terminale. Per evitare riflessione delle onde, era disposto a monte di questa paratoia un filtro d'assorbimento costituito da reti metalliche a maglia fine.

Le prove hanno messo chiaramente in luce come, per livelli a valle elevati, si abbia un flusso superficiale e corrispondenti sensibili ondulazioni (figura 8a); per livelli minori la vena invece prosegue lungo il profilo, rimanendo per un primo tratto ben separata dalla corrente tranquilla in cui si immerge<sup>13</sup> (fig. 8b). La vena in diffusione piega poi a contatto del fondo e si riporta ampiamente allargata nella zona superiore, senza dar luogo a sensibili effetti superficiali.

Una manifestazione collaterale assai cospicua è l'ingresso d'aria attraverso la frattura provocata dalla vena che si immerge; essa pure si diffonde con la corrente, suddividendosi in numerose bolle che emergono poi su vasto tratto in superficie.

Il felice esito di questo preliminare esperimento condusse ad esaminare una soluzione per lo sbocco che ne ripetesse i fondamenti; occorre all'uopo studiare, a partire dal termine della galleria, una transizione costituita da un graduale allargamento e da un progressivo abbassamento del fondo. Essa doveva realizzarsi in modo da dar luogo ad una regolare immissione nello specchio d'acqua del lago, evitando quanto più possibile la formazione di irregolarità superficiali, tenuto anche conto del rispetto per un ponte da costruirsi per l'attraversamento stradale.

L'allargamento è stato studiato (fig. 9) così da presentare una variazione continua delle curvature, con un modesto angolo di apertura. Per evitare l'effetto, proprio delle correnti rapide, di un'altezza della corrente maggiore al centro che ai lati, si è seguito il criterio<sup>14</sup> d'incurvare il fondo abbassandolo dal centro ai lati, onde ottenere nella sezione un profilo libero praticamente orizzontale.

Gli sforzi così intesi sono stati coronati da successo, poichè la corrente si presenta nel divergente perfettamente regolare in superficie, come risulta dagli esperimenti condotti inizialmente sul modello piccolo e poi ripresi in quello più grande: l'accelerazione della corrente dovuta all'abbassamento del fondo smorza anzi le deboli ondulazioni residue, provenienti dalla galleria, che ancora si notano nella prima parte dell'allargamento (fig. 11). Ed anche l'immersione della vena nel lago procede nei modelli come previsto dalle esperienze preliminari: sia nella vasca del modello piccolo, con filtro di assorbimento delle onde, sia nell'ampio specchio d'acqua allo sbocco del modello grande, la superficie liquida è risultata praticamente immune da formazioni ondose (fig. 10).

<sup>13</sup> Si nota una breve zona in cui le due situazioni possono alternativamente presentarsi, anche qui in dipendenza dalle fasi che le hanno precedute.

<sup>14</sup> Vedi ROUSE H. ed altri, *Design of Channel Expansions*, « Trans. A.S.C.E. », vol. 116, 1951, p. 347-363.

Più complicato che nello studio schematico preliminare è risultato ovviamente l'andamento delle correnti, sia superficiali sia profonde, nella zona d'acqua prossima allo sbocco, tenuto conto che questo avviene con un'obliquità di circa 45° rispetto alle sponde, determinando condizioni di notevole disimmertia. Lo sbocco della vena è infatti progressivamente più avanzato passando dalla sponda sinistra alla destra; lungo quest'ultima si stabilisce una zona di richiamo, che contribuisce a indirizzare il vivo della corrente prevalentemente verso la sponda opposta (fig. 11). La risalita delle bolle d'aria in superficie avviene su un ampio specchio del lago a qualche distanza dallo sbocco, e formazioni di vortici a superficie libera si manifestano solo in modestissima misura.

La possibilità, qui consentita, di eseguire due modelli, l'uno in scala all'incirca doppia dell'altro, mentre ha confermato la completa similitudine secondo Froude, nei riguardi dei fenomeni dipendenti dalla gravità, ha messo in luce come nel modello maggiore le formazioni ondose nel lago, dovute allo sbocco, siano ancor più modeste che nel modello minore, mentre appare nel primo di maggiore intensità la fuoruscita dell'aria in superficie, dovuta all'assorbimento da parte della corrente incidente. Le due manifestazioni possono essere ritenute interdipendenti, considerando che ad attenuare le irregolarità superficiali concorra anche la sofficietà del mezzo fluido risultante dalla presenza nell'acqua di una vasta disseminazione di bolle d'aria.

È noto come la rottura della pellicola superficiale ed il disgregamento dello strato superiore siano responsabili dell'ingresso d'aria nel liquido, e che questi fenomeni si manifestano di intensità tanto più elevata quanto più le forze accelerative inerziali prevalgono su quelle dell'attrazione superficiale. Ne caratterizza il rapporto il numero di Weber, che in funzione del numero di Froude  $F_r$ , può esprimersi mediante la relazione:

$$We = \frac{\gamma^{1/2}}{T^{1/2}} l F_r$$

dove  $\gamma$  è il peso specifico del liquido,  $T$  la sua tensione superficiale, ed  $l$  una dimensione geometrica di riferimento. Per due modelli entrambi soddisfacenti alla similitudine di Froude, il numero di Weber cresce pertanto col quadrato delle dimensioni lineari, e di altrettanto diminuiscono gli effetti dell'attrazione molecolare in superficie rispetto alle forze che tendono a disgregarla.

Se questa interpretazione è corretta, essa non solo dà ragione del diverso comportamento riscontrato nei due modelli, ma permette di inferirne uno ancora migliore nell'originale, dove l'aerazione del liquido risulterà più accentuata, e saranno più attenuate di conseguenza le formazioni ondose nel lago.

Augusto Ghetti

Padova, 17 febbraio 1957.

## MODELLO IDRAULICO PER LO STUDIO DEL FUNZIONAMENTO DEI SERBATOI DELL'IMPIANTO PIAVE - BOITE - MAÈ - VAJONT

A. GHETTI e E. INDRI descrivono il complesso sistema di utilizzazione idroelettrica Piave-Boite-Maè-Vajont, provvisto di numerosi serbatoi tra loro collegati, che presenta condizioni di laboriosa indagine analitica per l'esame della regolazione più conveniente, sia giornaliera sia stagionale degli impianti. Date queste circostanze, è parso opportuno ricorrere all'esecuzione di un modello dei serbatoi a scale deformate; la connessione tra i serbatoi essendo attuata in modo da riprodurre in scala le resistenze al moto nelle gallerie originali. Vengono riportate alcune indagini di regolazione eseguite sul modello, e confrontate con i risultati di precedenti calcolazioni più o meno approssimate; vengono in seguito esposti i problemi più importanti la cui soluzione potrà essere fornita dal modello.

### Premesse.

L'impianto Piave-Boite-Maè-Vajont della SADE, che è in parte già costruito ed in esercizio e per il resto in corso di completamento, ha uno schema idraulico piuttosto complesso, dovuto alla necessità di inserire nella maniera più razionale e conveniente questo schema idroelettrico, con i suoi vari serbatoi e centrali, nella corografia generale della vallata del Piave, fra Pieve di Cadore e Soverzene.

Da ciò derivano alcune complessità nell'esercizio idraulico del sistema; la cui valutazione, se pur riconducibile ad un'immediata impostazione teorica, comporta per la materiale esecuzione dei calcoli una mole di lavoro piuttosto rilevante.

Per la pratica risoluzione di questi problemi si è pertanto prospettata l'opportunità di ricorrere ad un modello, per mezzo del quale potesse venire analizzato il funzionamento idraulico del sistema costituito dai vari serbatoi inseriti nell'impianto, dalle relative gallerie di collegamento e dalle centrali utilizzatrici; sia come sussidio agli studi in fase di progettazione, sia per l'esame di situazioni contingenti, con particolare riferimento alle possibili produzioni e modalità di esercizio specie della centrale di Soverzene.

Il modello potrà essere destinato ad un uso permanente, a disposizione anche del personale direttivo della centrale di Soverzene, il quale potrà servirsene per risolvere speditamente problemi conseguenti a richieste di energia connesse a particolari condizioni idrologiche e a determinati livelli istantanei dei serbatoi.

Per un migliore orientamento sui problemi da studiare sul modello, è opportuno premettere brevi cenni dello schema iniziale dell'impianto, e delle modifiche che ad esso sono state successivamente introdotte, in quanto attinenti al regime dei serbatoi.

### Descrizione schematica dell'impianto.

Lo schema originario dell'impianto (fig. 1a) comprendeva i serbatoi principali del Piave a Pieve di Cadore e del Vajont, completati lungo l'asta principale del fiume dal minor serbatoio di Val Gallina adibito essenzialmente alla regolazione giornaliera delle portate; questo sistema di serbatoi, grazie alle rispettive gallerie di collegamento, doveva funzio-

nare come un sistema di vasi comunicanti. Completano l'impianto, sia nello schema originario che in quello modificato, le due derivazioni dai torrenti Boite e Maè, ciascuna delle quali, provvista di un piccolo serbatoio di regolazione, ha un funzionamento sotto certi aspetti autonomo; infatti il serbatoio del Boite a Valle di Cadore funziona prevalentemente ad orifizio libero, in funzione del dislivello fra la sua quota di invaso e quella piezo-

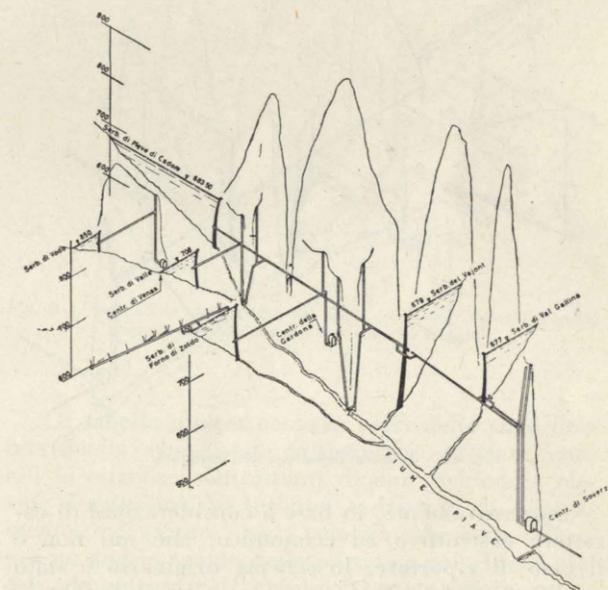


Fig. 1a - Schema originario dell'impianto.

metrica del punto di innesto con la galleria di derivazione principale proveniente dal Piave, mentre le portate del Maè vengono utilizzate nella centrale di Gardona, che interrompe la continuità idraulica della derivazione prima della sua immissione nella galleria principale.

Nello schema originario, la maggior parte delle portate naturali del bacino era fornita dal Piave e dal Boite, e direttamente o indirettamente perveniva al serbatoio del Piave, mentre a quello del Vajont giungevano direttamente le sole portate del proprio limitato bacino imbrifero. Poichè d'altra parte la capacità dei due serbatoi era pressochè eguale ( $65.10^6$  m<sup>3</sup> per il Piave e  $58.10^6$  m<sup>3</sup> per il Vajont), si dovette tenere la quota di massimo in-

vaso del serbatoio del Vajont più bassa rispetto a quella del serbatoio del Piave, onde consentire il trasferimento delle portate dal primo al secondo. In seguito ad accurati studi di confronto erano state stabilite sia le quote massime d'invaso dei due serbatoi, sia il diametro della galleria di derivazione (che condiziona le perdite di carico), in relazione al costo complessivo delle dighe e della galleria, ed alla corrispondente producibilità della centrale di Soverzene.

Si ebbero così i seguenti valori:

- Quota max invaso serbatoio del Piave 683.50 m s.m.
- Quota max invaso serbatoio del Vajont 679.00 m s.m.
- Quota max invaso serbatoio di Val Gallina 677.00 m s.m.
- Diametro della galleria 4.50 m nel tratto iniziale, e 4.70 m dopo l'innesto della derivazione dal Maè.

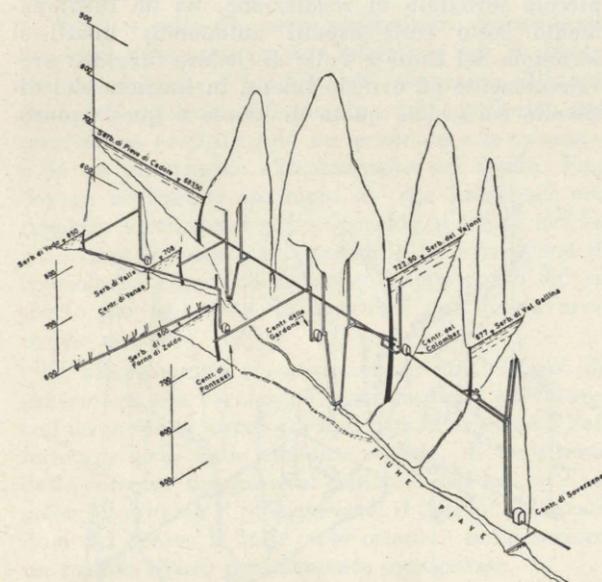


Fig. 1b - Schema definitivo dell'impianto.

Successivamente, in base a considerazioni di carattere costruttivo ed economico, che qui non è il caso di riportare, lo schema originario è stato modificato (fig. 1b), sopraelevando il serbatoio del Vajont a quota 722.50; il riempimento, per tal modo reso impossibile dal Piave, delle capacità di invaso oltre la quota del rispettivo serbatoio, si è previsto di farlo con le portate provenienti dal bacino del Maè e in un secondo tempo anche da quelle del Boite, che verranno pure derivate a quota conveniente. Anche nella nuova condizione sarà ovviamente sempre possibile di usufruire delle portate del Piave per il riempimento della parte bassa del Vajont, secondo le modalità dello schema originario.

#### Modalità e mezzi di studio del funzionamento di un sistema di serbatoi.

Un procedimento approssimato di indagine consiste evidentemente nell'adottare l'ipotesi semplificativa di considerare una capacità di regolazione

pari a quella totale dei serbatoi. In tal modo non viene tenuto conto delle limitazioni al trasferimento delle portate da un serbatoio all'altro, dovute alle rispettive gallerie di collegamento, ed i risultati che si ottengono possono essere riguardati solo di larga approssimazione, validi soprattutto per indagini preliminari di confronto fra varie soluzioni.

Il problema di considerare il trasferimento di portate da un serbatoio all'altro, anche tenendo conto di particolari modalità di regolazione, è nelle sue linee concettuali e nella formulazione analitica assai semplice.

Il fenomeno da riprodurre infatti è rappresentato analiticamente da un sistema formato da equazioni del tipo:

$$(Q_a - Q_d)dt = Adh$$

(di continuità fra afflussi, deflussi ed invasi), e

$$\Delta h = k Q^2$$

(delle perdite di carico nelle condotte di collegamento), essendo  $A$  la superficie orizzontale dei serbatoi,  $h$  l'altezza,  $Q$  la portata ( $Q_a$  di afflusso e  $Q_d$  di deflusso),  $t$  il tempo e  $k$  un coefficiente che tiene conto globalmente di tutte le resistenze al moto.

Un'indagine teorica è stata fatta dal prof. L. Gherardelli<sup>1</sup>, prendendo precisamente lo spunto dal problema dei serbatoi dello schema del Piave dianzi accennato, ed introducendo qualche ipotesi semplificativa, del resto facilmente superabile.

Riconosciuto che l'equazione in cui si traduce il trasferimento delle portate da un serbatoio all'altro non è analiticamente integrabile, egli suggerisce per la sua risoluzione un metodo di integrazione grafica, che però richiede di essere eseguito in scala piuttosto grande, data la delicatezza dei procedimenti da seguire.

Successivamente il prof. D. Tonini<sup>2</sup> ha esteso lo studio del prof. Gherardelli, elaborando un metodo analitico e formulando equazioni risolutive trascendenti per le quote di livello nei serbatoi. Lo stesso autore segnala però la laboriosità della trattazione numerica delle equazioni medesime, malgrado il modo semplice ed elegante che l'Istituto Nazionale per le Applicazioni del Calcolo ha trovato per l'organizzazione delle relative elaborazioni.

L'integrazione delle due coppie di equazioni sopra riferite può essere fatta anche con procedimento alle differenze finite, naturalmente con le precauzioni del caso circa la scelta dell'ampiezza dell'intervallo  $\Delta t$  nel quale si devono compiere le operazioni. Se si tien conto che nei problemi in esame per ogni intervallo  $\Delta t$  è necessaria la compilazione di numerose colonne numeriche<sup>3</sup>, appare sen-

<sup>1</sup> GHERARDELLI L., *Regolazione delle portate mediante due serbatoi collegati da una galleria forzata*, «L'Acqua», a. XIX, 1941, n. 4.

<sup>2</sup> TONINI D., *Sul funzionamento di serbatoi di regolazione collegati da gallerie forzate*, «L'Acqua», a. XIX, 1941, n. 11 e 12.

<sup>3</sup> Nel caso dello schema originario, ossia con i serbatoi del Piave e del Vajont in comunicazione diretta, le tabelle di calcolo comprendevano ben 17 colonne numeriche, per la compilazione di taluna delle quali erano necessarie più di due operazioni.

z'altro chiara la notevole laboriosità insita in questo procedimento, a meno di non affidarne l'esecuzione alle moderne calcolatrici elettroniche.

Si è pertanto preferito ricorrere ad un modello idraulico, il quale consentisse di studiare in modo diretto, e senza intervento di calcoli numerici, i problemi di progettazione e di esercizio.

#### Descrizione del modello.

Il modello è stato costruito nel 1955<sup>4</sup> nella zona della centrale idroelettrica di Nove, presso Vittorio Veneto, adibita al Centro Modelli Idraulici (C.M.I.). Esso comprende (fig. 2) la riproduzione dei principali serbatoi dell'impianto, e dei rispettivi collegamenti, cioè di quanto essenziale per ottenere in scala ridotta le variazioni dei livelli e delle portate per le regolazioni da esaminare.

Modelli di questo tipo sono concettualmente assai semplici: essi devono solamente tener conto delle equazioni già ricordate che reggono il processo idraulico, cioè della continuità fra volumi di invaso e portate integrate nel tempo, e della resistenza al moto per il loro trasferimento da un capo all'altro delle gallerie di collegamento. Non essendo soggetti ad altri vincoli cinematici o dinamici, essi consentono una deformazione geometrica quanto mai ampia, e la surrogazione delle condotte reali con altre di resistenza equivalente.

Chiamati  $r_A, r_h, r_Q, r_t, r_k$  i rapporti fra le aree e le altezze dei serbatoi, le portate, i tempi ed i coefficienti delle perdite di carico, rispettivamente nel modello e nell'originale, affinché il modello possa riprodurre con similitudine i fenomeni dell'originale, è necessario e sufficiente che i rapporti previsti soddisfino alle seguenti equazioni:

$$r_Q r_t = r_A r_h$$

$$r_h = r_k r_Q^2$$

che si ricavano immediatamente dalle precedenti relazioni; si hanno cioè cinque variabili legate da due relazioni e pertanto tre di esse possono essere assunte arbitrariamente.

Per non eccedere nell'ingombro e nelle spese di installazione si è ritenuto conveniente assumere per la scala verticale delle altezze un valore  $r_h = 1 : 40$ , che consente di rilevare le misure delle varie quote e delle loro differenze con sufficiente attendibilità e di eseguirne una chiara registrazione.

	$r_t = 1:60$	$r_t = 1:120$	$r_t = 1:240$	$r_t = 1:480$
$r_A = 1:40000$	$r_Q = 1:26667$	$r_Q = 1:13333$	$r_Q = 1:6667$	$r_Q = 1:3333$
1:160000	1:106667	1:53333	1:26667	1:13333
1:360000	1:240000	1:120000	1:60000	1:30000

<sup>4</sup> Non ci risulta che modelli del genere siano stati precedentemente attuati; contemporanea alla nostra è una realizzazione di cui il prof. F. ARREDI dà notizia («L'Acqua», a. XXXIV, 1956, n. 1-2).

Per le scale di riduzione delle superficie si sono esaminati alcuni possibili valori compresi fra 1:40.000 e 1:360.000 e in relazione ad essi si sono determinate le scale di riduzione delle portate, assumendo per la scala dei tempi valori compresi fra 1:60 e 1:480. I risultati sono riportati nella tabella.

I problemi di regolazione da esaminare nel modello sono di due tipi distinti:

a) regolazioni a ciclo giornaliero con variazioni delle portate ad intervalli minimi di 4 ore;

b) regolazioni a ciclo annuale con variazioni decadiche delle portate.

Per le prime si richiedevano scale di riduzione dei tempi relativamente modeste, affinché gli intervalli fossero sufficientemente lunghi nel modello, onde consentire agevoli manovre di regolazione. Per le seconde le scale di riduzione dei tempi dovevano essere sufficientemente elevate, affinché la riproduzione di un ciclo idrologico non avesse a richiedere durate di tempo eccessive.

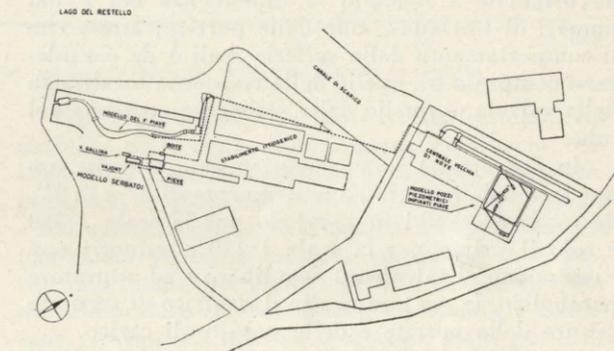


Fig. 2 - Planimetria delle opere del C.M.I. a Nove (Vittorio Veneto) con la disposizione del modello dei serbatoi.

La tabella mostra come la scala delle superficie intermedia, che è stata in definitiva adottata, concili le esigenze contrastanti di non richiedere elevate dimensioni dei serbatoi e dei tubi di collegamento, e di evitare che le velocità abbiano a ridursi per un ampio campo delle portate a valori così piccoli, da entrare nell'ambito del moto laminare.

Adottata perciò la scala della superficie  $r_A = 1:160.000$ , venne fissata l'attenzione sui rapporti di riduzione  $r_t = 1:120$  per le regolazioni a ciclo breve, ed  $r_t = 1:480$  per le regolazioni a ciclo annuale; non essendo consigliabile diminuire ulteriormente la durata degli intervalli decadici, che risultano nel modello di 1/2 ora, per la complessità delle manovre di regolazione da attuare e da controllare in ogni intervallo.

Come si è accennato, alle tubazioni che nel modello collegano i vari serbatoi non era richiesto se non di riprodurre le leggi del tipo  $\Delta h = k Q^2$  con cui variano le perdite di carico in funzione delle portate nelle corrispondenti gallerie dell'originale. Pertanto la loro lunghezza fu tenuta assai breve, dell'ordine di qualche metro, onde collocare i serbatoi in posizione ravvicinata (fig. 3). Il diametro



Fig. 3 - Vista generale del modello.

fu scelto sovrabbondante rispetto al valore richiesto dal coefficiente  $k_{mod} = r_k k_{or}$ , onde poter realizzare in ciascun tronco una perdita di carico suppletiva per mezzo di una valvola a fine regolazione.

Avendo cercato di dosare opportunamente le perdite di carico fra la tubazione e la valvola, si è ottenuto il vantaggio di riprodurre più fedelmente da originale a modello la dipendenza dei  $k$  dai numeri di Reynolds, cioè dalle portate; atteso che il comportamento delle gallerie reali è da considerarsi compreso fra quello della resistenza localizzata della valvola, e quello della resistenza continua nel tubo.

In definitiva i collegamenti furono eseguiti con due tubi del diametro rispettivamente di 2" e di 3", da usare entrambi in parallelo per la scala 1:480 e solo il primo per la scala 1:120 o minori; con l'inserimento di valvole a flusso libero e ad otturatore parabolico, la cui taratura fu il risultato di accurate misure delle portate e delle perdite di carico.

I modelli dei serbatoi sono stati realizzati con vasconi di muratura a pianta rettangolare, il cui fondo, di calcestruzzo di cemento armato, era sagomato in modo tale da riprodurre in modo affine la rispettiva curva della superficie in funzione delle altezze, così da ottenere nella dovuta scala i volumi d'invaso corrispondenti alle diverse quote.

L'alimentazione del modello avviene attraverso una tubazione del diametro di 2", collegata alla condotta (del diametro di 300 mm) che rifornisce le altre installazioni del C.M.I. Da questa tubazione se ne diramano altre del diametro di 1", che alimentano i serbatoi o direttamente i punti di confluenza delle gallerie, con portate corrispondenti a quelle naturali affluenti. Queste tubazioni sono provviste di saracinesche di regolazione e di diaframmi a indicazione piezometrica per la misura delle portate.

Le variazioni di livello nei serbatoi possono venir seguite attraverso tubi indicatori a lettura diretta, e registrate mediante idrometrografi a galleggiante.

#### Problemi oggetto di esame nel modello.

Come prima accennato, i problemi in parte già esaminati nel modello e che formeranno pure oggetto delle successive esperienze, si possono sud-

dividere in due grandi categorie, e precisamente: problemi di esercizio con regolazione giornaliera e problemi di regolazione annuale.

#### a) Problemi di regolazione giornaliera:

I problemi di regolazione giornaliera riguardano l'esercizio della centrale di Soverzene, tenendo conto del diagramma di carico che viene assegnato a questa centrale e delle sue esigenze funzionali.

Il primo problema considerato riguarda alcune difficoltà che si presentano in pratica nel coprire il diagramma di punta assegnato alla centrale di Soverzene, e che ne limitano le possibilità di funzionamento come centrale pilota, quando i bacini sono prossimi al loro massimo svasso, a causa della ridotta capacità della parte più bassa del serbatoio di Val Gallina.

Il dato che più interessava verificare era la quota minima cui poter svasare il serbatoio del Piave, isolato o connesso con gli altri serbatoi, senza conseguenti limitazioni al funzionamento giornaliero della centrale di Soverzene. Anche questo problema era stato trattato per via analitica facendo ricorso a ipotesi semplificative per accelerare lo svolgimento materiale dei calcoli ed ottenere rapidamente elementi di confronto fra diverse soluzioni. Una maggior precisione si rivelò però necessaria, e questa poteva essere ottenuta solo con i laboriosi procedimenti di integrazione alle differenze finite, o con l'impiego del modello.

Un ciclo di regolazione giornaliera relativo a questo problema venne trattato col procedimento analitico, considerando particolari ipotesi di carico della centrale e diverse disponibilità di portate fluenti. Il calcolo venne condotto per intervalli di tempo sufficientemente limitati ( $\Delta t = 15$  min), e con le avvertenze necessarie per la miglior approssimazione dei risultati. Poiché non si poteva aver dubbio sull'esattezza della impostazione formale del problema, sui valori numerici introdotti nelle espressioni generali e sulla materiale esecuzione dei calcoli, si è ritenuto poi opportuno servirsi di questi risultati per verificare l'attendibilità del modello, riproducendo in esso il ciclo di regolazione esaminato.

La fig. 4 illustra i risultati ottenuti nel modello e quelli ottenuti col calcolo analitico, ed il confronto può dirsi pienamente soddisfacente, e tale da convalidare sia l'uno sia l'altro mezzo di indagine.

#### b) Problemi di regolazione annuale:

I problemi di regolazione annuale sono sostanzialmente relativi, come dice la parola stessa, al funzionamento dei serbatoi per un ciclo idrologico annuo delle portate naturali del bacino, che vengono utilizzate nelle centrali del sistema e in particolare in quella di Soverzene.

In sede di progetto esecutivo del sistema di impianti è stata effettuata, per lo schema originario dei serbatoi, e cioè idraulicamente collegati, la regolazione analitica, con l'ipotesi semplificativa di

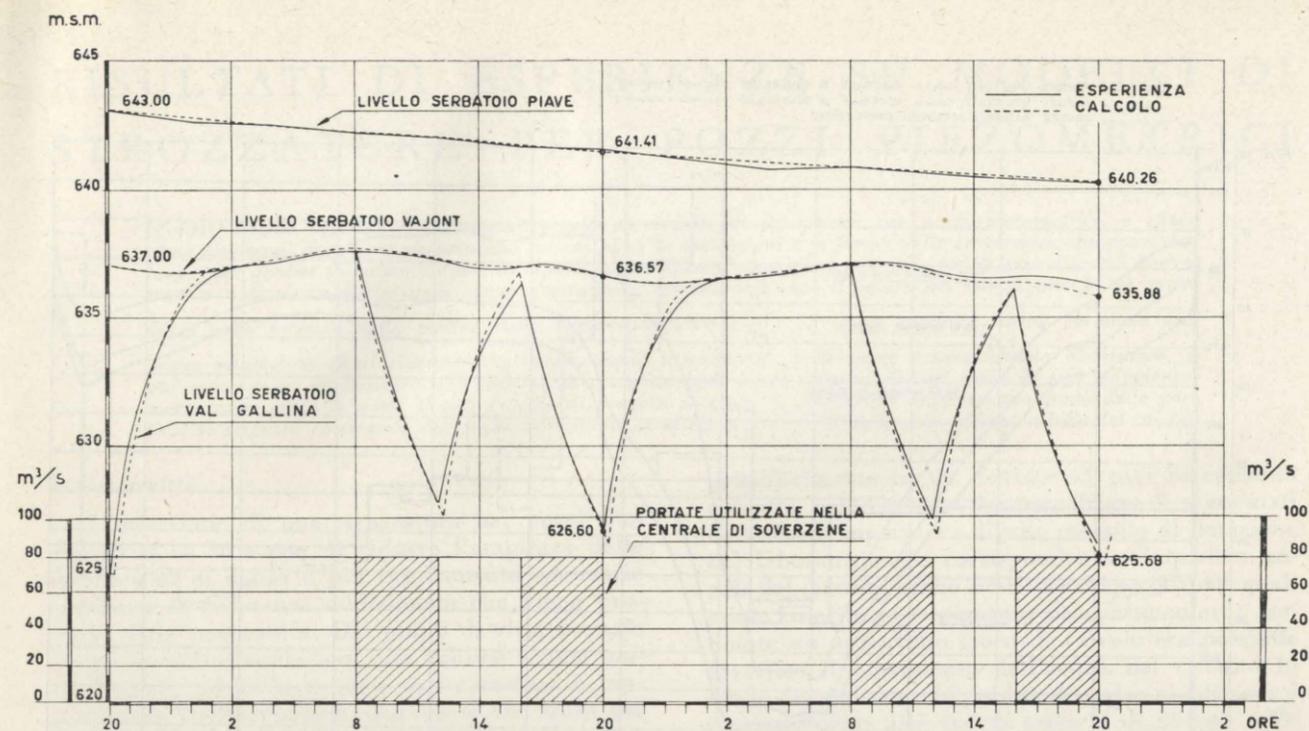


Fig. 4 - Regolazione giornaliera. Confronto fra i risultati del calcolo alle differenze finite e delle prove su modello.

supporre nulle le perdite di carico nei collegamenti, il che numericamente equivaleva ad effettuare una normale regolazione con un serbatoio fittizio di capacità pari a quella totale; la regolazione venne effettuata con il metodo Conti « a filo teso », con la condizione di avere i serbatoi pieni al 1° dicembre e interamente svasati al 31 marzo.

Si è ritenuto opportuno ripetere anzitutto nel modello tali cicli di regolazione, onde verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, limitandosi in un primo tempo ad esaminare, in luogo della serie di 26 anni valutata analiticamente, il solo andamento per l'anno 1949 che si è ritenuto rappresentasse mediamente i valori della portata e la sua ripartizione nell'anno, quali si presentano nell'intero periodo.

Il termine « mediamente » va inteso in senso puramente rappresentativo e non numerico; l'anno 1949 non è quello di portata pari al modulo o rispondente a particolari requisiti statistici; si deve poi ovviamente escludere l'uso di un anno artificiale, mediano o fittizio, oltre che per le note ragioni di carattere idrologico<sup>5</sup>, anche e specialmente perchè le modalità di regolazione nel caso specifico dipendono dalla trasferibilità delle portate che è funzione dei quadrati delle portate stesse. Non è quindi possibile far ricorso a distribuzioni fittizie che alterino il valore reale delle portate in gioco, perchè le condizioni idrauliche che ne risulterebbero non sarebbero più rispondenti a quelle reali su cui la regolazione deve basarsi.

<sup>5</sup> Sulle particolarità della sostituzione di intere serie di osservazioni con serie di estensione ridotta, vedi: INDRI E., *Sur le détermination de l'année « moyenne » dans les aménagements hydrauliques*, Publication n. 38 Association Internationale d'Hydrologie (Assemblée Générale de Rome, 1954); *Ib.*, *Sulla possibilità di impiego di serie ridotte negli studi idrologici*, « L'Acqua », a. XXXIV, 1956, n. 9-10.

Nella fig. 5 sono riportati i risultati ottenuti sul modello nell'esame dello schema originario dell'impianto (serbatoio Vajont a quota 679.00), compiuto con la guida dei valori delle portate regolate a Soverzene ricavati con il calcolo approssimato. Le operazioni venivano eseguite riproducendo a partire dall'inizio, per ogni intervallo decadico, assieme alle portate affluenti quelle utilizzabili a Soverzene ricavate da tale calcolo; ciò è stato possibile nel periodo iniziale di svasso solo fino alla prima decade di gennaio; successivamente si è dovuto ridurre dapprima in misura modesta, indi in misura più sensibile alla fine del periodo di svasso. Nel successivo periodo di morbida (da fine aprile ad agosto), nonostante si siano tenute nel modello portate utilizzabili a Soverzene leggermente superiori a quelle risultanti dal calcolo, si sono dovuti sfiorare dal serbatoio del Piave circa 9.345.000 m<sup>3</sup> in giugno e circa 3.900.000 m<sup>3</sup> in luglio, pari complessivamente a circa l'1% della portata integrale dell'anno, che non risultavano dal calcolo analitico. Queste differenze hanno ovviamente impedito che alla fine dell'anno idrologico i serbatoi tornassero alle stesse quote iniziali di invaso, come stabilito nello schema di regolazione. Date le limitazioni della portata massima utilizzabile dalla centrale e di quella convogliabile dalla galleria Piave-Vajont, tali sfiori non si sono dimostrati recuperabili nemmeno variando, con successive prove sul modello, il diagramma di regolazione.

Nel caso invece del serbatoio Vajont sopraelevato a q. 722.50, fino a che si regolano separatamente le portate del bacino del Piave nel serbatoio di Pieve e quelle congiunte del Vajont, del Boite e del Maè (queste ultime derivate mediante galleria di alimentazione di centrale e quindi di portata facilmente definibile) nel grande serbatoio del Vajont, la regolazione analitica non soffre particolari

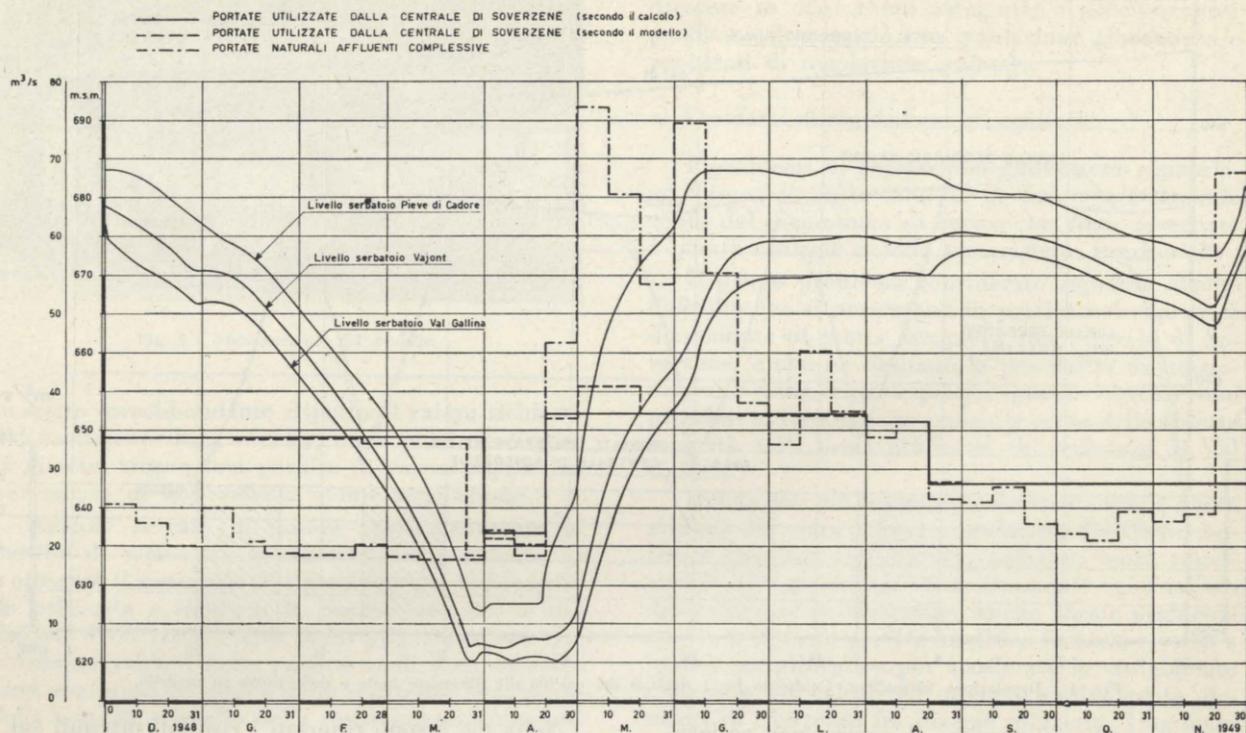


Fig. 5 - Regolazione annuale. Andamento dei livelli nei serbatoi e portate derivabili, secondo le prove su modello.

limitazioni e può rientrare nei limiti di approssimazione che si hanno nelle normali elaborazioni idrologiche per la regolazione dei serbatoi isolati o con alimentazione completata da semplici canali di gronda.

Le prime indagini su modello hanno confermato l'attendibilità a questo riguardo dei risultati analitici. Il loro completo svolgimento permetterà di valutare in modo definitivo i vantaggi conseguenti all'ampliamento del serbatoio Vajont, in quanto il confronto economico fra le due soluzioni, quella originaria e quella sopraelevata, era stato compiuto in base ai risultati delle due regolazioni analitiche. Mentre i risultati dell'elaborazione per la soluzione sopraelevata erano corrispondenti alla realtà, quelli dell'elaborazione relativa allo schema originario soffrivano dell'approssimazione dovuta alla mancata considerazione delle perdite di carico nella galleria di collegamento, e per ciò i due termini, sulla cui differenza si basava la convenienza o meno della variante, non erano confrontabili con assoluto rigore.

Successivo tema di indagine riguarda la determinazione delle più convenienti modalità di esercizio nello schema definitivo degli impianti; si devono cioè ricercare le sequenze di svaso e d'invaso che consentano di utilizzare la più alta percentuale delle portate disponibili. Si potrà così stabilire se conviene procedere contemporaneamente allo svaso di entrambi i serbatoi, o se conviene svasare in un primo tempo il solo serbatoio del Vajont fino alla quota corrispondente a quella del serbatoio del Piave, facendo tutto il servizio di regolazione delle portate con il primo serbatoio, per poi procedere al contemporaneo vuotamento di entrambi. Analoga-

mente in fase di riempimento si potrà esaminare se sia preferibile avere inizialmente un funzionamento comune dei due serbatoi immettendo anche acqua del Piave nella parte più bassa del serbatoio Vajont, fino a che la quota di quest'ultimo consenta la trasferibilità delle portate del Piave, e proseguendo poi il riempimento con le portate anche dei bacini del Boite e del Maè; oppure se fin dall'inizio dell'invaso sia più opportuno separare nettamente le provenienze delle portate, facendo funzionare indipendentemente i due serbatoi. In concomitanza a queste ipotesi di esercizio, si rileveranno nel modello anche le quote che ne conseguono nel serbatoio di Val Gallina (il quale condiziona il salto sfruttabile nella centrale di Soerverzene), onde accertare quale sia il programma che a parità di portata utilizzabile consenta un salto motore più elevato e quindi una maggior produzione.

Altro problema da porsi allo studio è il comportamento dell'intero sistema di serbatoi, qualora si dovessero immettere nel Vajont, per la regolazione anche a scopo irriguo, le portate provenienti dall'alto bacino del Cellina, ed in particolare la determinazione della frazione di capacità necessaria per la regolazione delle portate di questo bacino e delle modalità con cui questa regolazione dovrà essere effettuata; tenuto conto che uno dei maggiori pregi di questo collegamento è dato dall'eventuale anticipo di portata che esso consente per il completamento delle competenze irrigue dal bacino del Piave, cui potrà venir successivamente restituito usufruendo delle morbide autunnali.

Augusto Ghetti - Egidio Indri

## RISULTATI DI ESPERIENZE SU MODELLI DI STROZZATURE PER POZZI PIEZOMETRICI

EGIDIO INDRI riferisce su esperienze eseguite su modelli di strozzatura per pozzi piezometrici, e rileva come numerose incertezze permangano tuttora circa le dimensioni e la forma della strozzatura che possa dar luogo alla perdita di carico voluta; le esperienze in oggetto riguardano una serie di 150 strozzature di diversa sagoma e diametro, delle quali venne determinato sperimentalmente il valore del coefficiente  $K$  da introdurre nella formula della perdita della strozzatura  $\Delta h = K \frac{V^2}{2g}$ . Le prove condotte hanno permesso una prima valutazione degli elementi che condizionano il fenomeno, a carattere essenzialmente dissipativo, e pur senza poter raggiungere una definizione completa degli stessi, forniscono una serie di tipi sufficientemente vasta entro la quale si può in sede di progetto scegliere la strozzatura che, tenendo conto delle particolari esigenze costruttive del pozzo allo studio, realizzi la perdita di carico che si pone a base dei calcoli.

### I. Generalità.

L'inserzione di una strozzatura nei pozzi piezometrici ha lo scopo di ridurre l'ampiezza delle oscillazioni di massa e più rapidamente smorzarle mediante la resistenza addizionale che viene prodotta dalla strozzatura. Dal punto di vista formale il calcolo delle oscillazioni non subisce alcuna modificazione poichè la perdita di strozzatura è rappresentata da un termine aggiuntivo che entra nei calcoli allo stesso modo delle altre resistenze fra le quali la più importante è quella per attrito nella galleria; detto termine viene espresso proporzionalmente al quadrato della velocità nella galleria con analoga espressione cioè che per le altre perdite. Numericamente è quindi sufficiente conoscere il valore da attribuire al coefficiente della espressione della perdita di carico  $h_s$ , prodotta dalla strozzatura, che è del tipo  $h_s = K \frac{V_1^2}{2g}$  nella quale  $V_1$  indica la velocità nella galleria all'istante considerato.

Si fissa quindi con criteri pratici il valore massimo di  $h_s$  che si vuole raggiungere, ed è facile procedere nel calcolo, grafico o numerico, delle oscillazioni, secondo uno qualsiasi dei sistemi ben noti; numerose incertezze permangono tuttora circa le dimensioni e la forma della strozzatura che possa effettivamente dar luogo alla perdita di carico voluta.

Si è perciò ritenuto che possa essere di un certo interesse eseguire una serie di ricerche sistematiche le quali potessero dare una indicazione quanto più estesa possibile sui valori della perdita di carico dovuta ad una strozzatura e sui principali elementi che vi influiscono in modo da poterli valutare in sede di progetto e dimensionare conseguentemente il diaframma, o quanto meno poter disporre di una serie abbastanza estesa di tipi di strozzatura capaci di dar luogo alla perdita di carico di un determinato valore, fra le quali il progettista possa scegliere la disposizione più confacente al suo caso particolare.

### II. Descrizione della installazione sperimentale.

Le esperienze di cui si da ora notizia sono state svolte presso il Laboratorio di Idraulica della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Padova.

La installazione sperimentale (fig. 1) consisteva

principalmente in un circuito di tubi in cemento amianto del diametro interno di cm 9 alimentati dalla vasca superiore a livello costante di dotazione del laboratorio. In corrispondenza ai quattro angoli del circuito erano posti pezzi speciali nei quali erano inserite le strozzature da sperimentare; mediante un opportuno gioco di valvole era possibile invertire il movimento dell'acqua nel circuito in modo da analizzare le perdite di carico nei due sensi corrispondenti alle fasi di salita e di discesa della oscillazione del pozzo piezometrico. Le portate erano misurate mediante un bocchaglio normalizzato

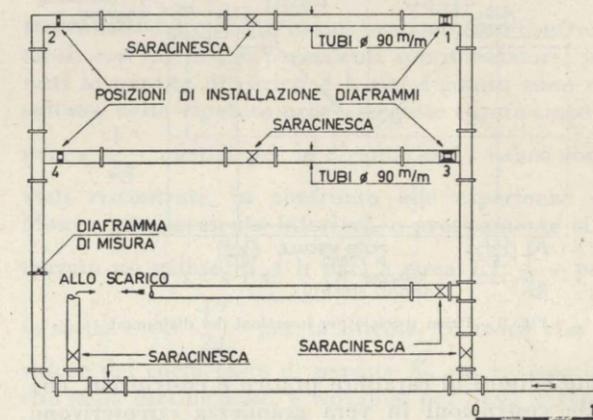


Fig. 1 - Schema delle installazioni sperimentali.

tarato per entrambi i sensi del percorso della corrente, mentre le perdite di carico erano rilevate con una serie di prese di pressione con lettura riportata su quadri centralizzati di controllo. Le strozzature erano inserite mediante una flangia nella mezzeria del pezzo speciale di diramazione, in modo che con questa disposizione l'asse della strozzatura veniva a trovarsi sempre alla stessa distanza rispetto all'asse della tubazione che rappresentava la galleria principale; per le strozzature in parete grossa oppure con raccordo, l'inizio della strozzatura veniva per ciò a trovarsi a distanza variabile dallo spigolo della diramazione rispetto alla condotta principale (fig. 2).

Questa è indubbiamente una prima limitazione alla validità generale delle esperienze e per valutarne l'importanza si fecero alcune prove suppletive di controllo, nelle quali si sperimentarono gli stessi

diaframmi in parete sottile ma posti rispettivamente in posizione più vicina o più lontana alla diramazione che non nelle prove normalmente seguite.

Altre limitazioni sono rappresentate dal fatto che si assunsero diametri eguali per i tratti di circuito rappresentanti rispettivamente la galleria di alimentazione e la canna del pozzo piezometrico, secondo una disposizione che è largamente diffusa nella pratica. Ovviamente per la generalizzazione dei risultati sarebbe stato necessario analizzare il comportamento di strozzature inserite in tubazioni con diverso rapporto dei due condotti; in generale si sarebbero dovute considerare tutte le quasi innumerevoli altre varianti, sia di forma che di ubicazione, ma il campo sperimentale si sarebbe allargato oltre ogni ragionevole misura, pur tenendo pre-

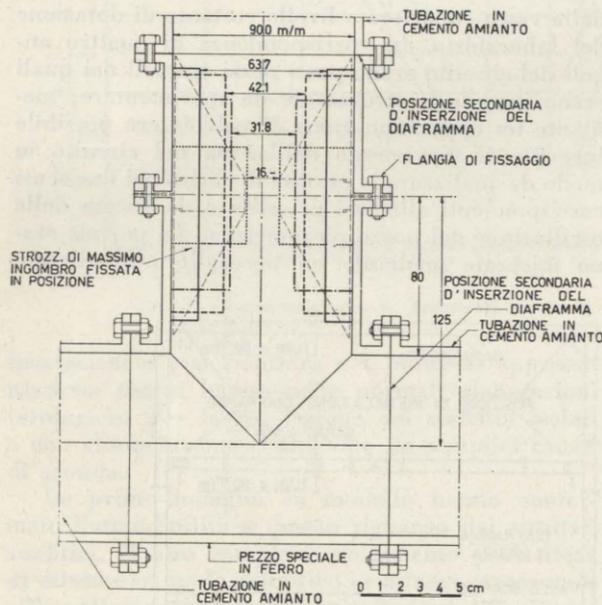


Fig. 2 - Pezzo speciale per inserzioni dei diaframmi.

sente i limiti di carattere pratico e costruttivo, che nelle costruzioni in vera grandezza circoscrivono la libertà teorica di scelta del tipo di strozzatura.

Una terza osservazione deve essere fatta, e precisamente che le strozzature venivano rispettivamente a trovarsi in corrispondenza a un gomito chiuso, per una coppia di punti di misura, oppure in corrispondenza ad una diramazione, mentre è noto che le perdite di carico che si manifestano in un gomito sono leggermente diverse da quelle che si verificano in una diramazione, come risulta dal confronto fra notissime esperienze fra le quali quelle classiche del Weisbach, del Montanari, del Puppini, e di molti altri, per i gomiti, e quelle del Vogel, del Peterman, e del Kinne per le diramazioni.

Le strozzature sperimentate sono state oltre centocinquanta, e comprendevano anzitutto tipi di vario diametro di foro e a spigolo vivo dello spessore di mm 2 ossia praticamente in parete sottile, le quali vennero considerate come base di riferimento anche per tutti gli altri tipi successivamente sperimentati. Oltre a quelle a foro unico ne vennero

sperimentate altre con tre o quattro fori di area equivalente disposti a triangolo o a quadrilatero; si sperimentarono poi strozzature in parete grossa a spigolo vivo con diversa lunghezza di parete ed infine strozzature in parete grossa con raccordi anteriori e posteriori conici inclinati a 30°, 45° e 60° e con raccordi a toro circolare.

Si sperimentarono cioè strozzature simmetriche rispetto ai due sensi del moto, senza considerare possibili casi di asimmetria, ad esempio con diverse inclinazioni delle pareti del tronco del cono di raccordo a monte e a valle, oppure a spigolo vivo da un lato e con raccordo all'altro come potrebbero anche pensarsi in relazione alla effettiva disimmetria del fenomeno idraulico che si ha nei due sensi del moto e che venne posto in luce nelle esperienze.

Oltre alle misure sulle strozzature, si effettuarono alcune prove sul circuito sperimentale senza diaframmi per determinarne le perdite di carico continue e localizzate nei gomiti, in modo da confrontare queste ultime con le numerose e classiche in argomento e per accertare che non esistessero localmente condizioni tali da influire sensibilmente sull'andamento del fenomeno dissipativo, che potessero quindi inficiare la confrontabilità e la estensibilità delle misure effettuate.

### III. Esperienze su gomiti e diaframmi.

Il dispositivo definito come strozzatura può essere considerato come la riunione di due elementi, ossia la derivazione dalla galleria principale al pozzo e viceversa, ed il diaframma. Questi due elementi possono essere situati a distanza reciproca tale che la perturbazione prodotta da uno di essi si estingue prima di incontrare il secondo in modo che il fluido può riassumere una turbolenza normale, la quale corrisponde a certe condizioni di distribuzione della velocità in relazione al numero di Reynolds.

Secondo il Levin la lunghezza minima per poter estinguere la perturbazione ossia il limite per classificare gli elementi come « lunghi » oppure « corti », è data da:

$$L_{\min} = 0,5 (D - d) \sqrt[4]{R_e - 10.000}$$

Se la distanza fra i due elementi è tale da assicurare questa condizione, la perdita di carico complessiva può essere calcolata come la somma delle due perdite parziali, valutate in base alle classiche espressioni dell'idraulica sulla perdita di carico nei gomiti (o diramazioni) e nei diaframmi. Per il gomito, il valore del coefficiente  $K$  è stato determinato fino dai primordi dell'idraulica nelle classiche esperienze del Weisbach, del Montanari, del Gibson, del Puppini ed altri, e si può ritenere che la perdita

di carico dovuta al gomito sia pari a circa  $1,1 \frac{V^2}{2g}$

Nel caso di una diramazione, le esperienze del Laboratorio di Monaco trovarono che il coefficiente di perdita di carico, nel caso di deviazione totale delle portate, che corrisponde nei pozzi all'arresto istan-

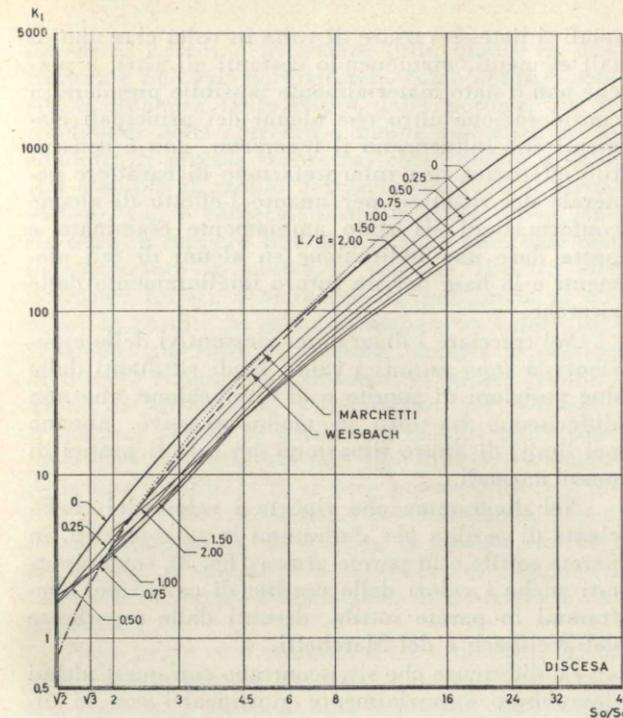


Fig. 3 - Valori di coefficiente di perdita per diaframmi in spigolo vivo.

taneo, è diverso se la corrente dalla derivazione principale vada nel condotto secondario ( $K_s = 1,28$ ) o se la portata dalla diramazione passi nel condotto principale, ( $K_d = 0,98$ ).

Per i diaframmi, i valori del coefficiente di perdita di carico  $K_0$  in funzione del rapporto di strozzatura si possono desumere dalle classiche esperienze del Weisbach e del Marchetti riportate nella tabella seguente:

$\frac{\omega_e}{\omega_i} = \frac{d^2}{D^2}$	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1
Weisbach	—	226	47.8	17.5	7.8	3.75	1.80	0.80	0.29	0.06	—
Marchetti	—	960	243	51.2	18.3	8.15	3.77	1.80	0.79	0.27	0.0

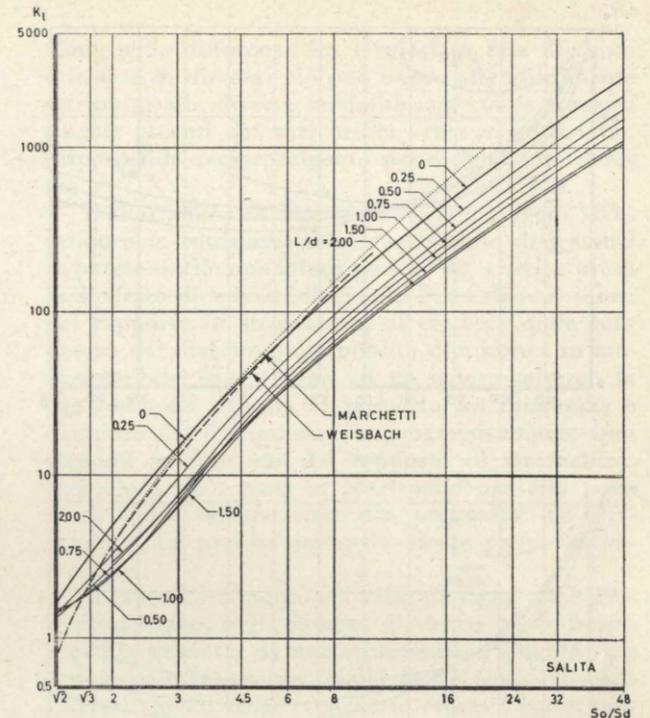
Ad essi si fa riferimento, comunemente, per la valutazione del coefficiente di perdita di carico delle strozzature.

Nel caso di elementi corti, nei quali la perturbazione prodotta dal primo elemento non si esaurisce prima di raggiungere il secondo elemento, la perdita di carico totale è meno facile da determinare, e non si può ritenere sempre giustificato di assumere una perdita pari alla somma delle due. In questo caso, risulta difficile un'analisi teorica del processo dissipativo, ed è certamente più attendibile basarsi su risultati sperimentali.

Le presenti esperienze hanno avuto appunto lo scopo di verificare il comportamento di strozzature che possono rientrare nel tipo « corto » anzidetto.

### IV. Dati sperimentali raccolti.

Le prove eseguite per la taratura della installazione hanno confermato in primo luogo come non vi fossero divergenze essenziali fra i risultati che si ottenevano nelle due coppie di posizioni di misura e che i valori delle perdite di carico continue e



localizzate del circuito erano praticamente confrontabili con quelli dei precedenti sperimentatori; infatti le perdite di carico  $\Delta h$  per i gomiti sono risultate, nelle ripetute prove eseguite, praticamente pari a  $\frac{V^2}{2g}$  mentre per le diramazioni i valori sono stati riscontrati, in confronto alle esperienze di Monaco, leggermente inferiori, e precisamente si è trovato un valore di  $\Delta h$  pari a circa  $1,1 \frac{V^2}{2g}$  per

la salita e  $0,9 \frac{V^2}{2g}$  per la discesa. Si trovò che il valore del coefficiente di perdita  $K$ , sia nel gomito che nella diramazione, è variabile per bassi numeri di Reynolds, mentre poi diviene praticamente costante oltre un valore di quest'ultimo pari a circa 50.000, il che è dello stesso ordine di grandezza del limite ammesso per i diaframmi di misura e per i bocchigli.

Nelle esperienze con i diaframmi inseriti, per ogni strozzatura e per ogni posizione, si effettuarono almeno una decina di misure con portate successivamente crescenti e quindi una serie di quattro o cinque misure con portate decrescenti e press'a poco coincidenti con quelle della serie precedente. I diaframmi in parete sottile vennero tutti provati di volta in volta nelle quattro posizioni di misura, mentre gli altri vennero tutti permutati almeno una volta in croce, per vedere quale fosse per ogni tipo di diaframma la eventuale differenza fra la inserzione nelle posizioni di gomito e di diramazione. In ogni esperienza e per ogni valore della portata, attraverso i dati rilevati delle pressioni, veniva ese-

guito il calcolo del coefficiente di perdita  $K = \frac{\Delta h}{V^2/2g}$

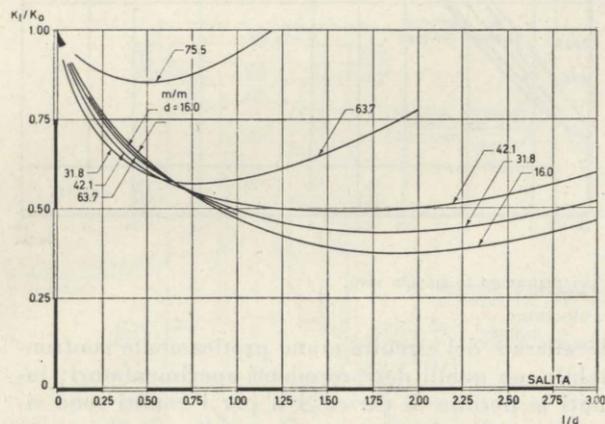
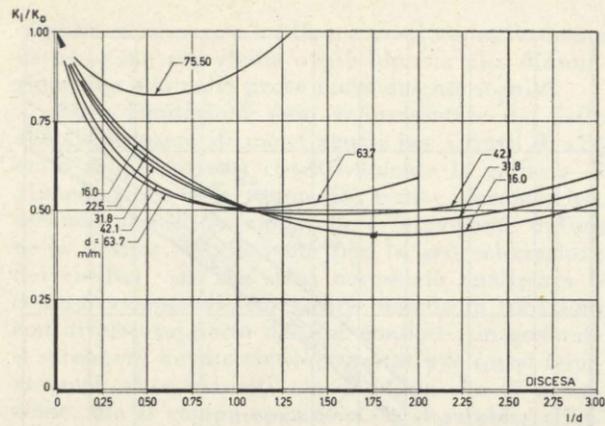


Fig. 4 - Rapporto fra il coefficiente di perdita per diaframma in parete grossa e il corrispondente coefficiente per diaframma in parete sottile.

ed i relativi valori erano di volta in volta riportati in diagramma in funzione del numero di Reynolds per il calcolo del valore definitivo di  $K$ .

Tutti i valori del coefficiente di perdita così calcolati vennero riportati in diagrammi a scale logaritmiche nei quali le ascisse danno i valori del rapporto di strozzatura e le ordinate i valori del coefficiente di perdita  $K$ .

#### V. Interpretazione dei risultati sperimentali.

Le strozzature provate sono state oltre 150 e il numero delle prove effettuate ha superato sensibilmente il numero di 300 occupando più di due anni di tempo; si può dire quindi che il campo studiato è notevolmente ampio ed esplorato sistematicamente a fondo, ma non è da nascondersi che, proprio con la loro stessa estensione, le esperienze hanno portato in evidenza la complessità del fenomeno allo studio ed il numero notevole di elementi (che si riferiscono alle dimensioni, alla forma geometrica, alla posizione reciproca dei vari organi, ecc.) i quali hanno influenza determinante sullo svolgersi del processo dissipativo e quindi sull'entità delle perdite che ne conseguono. Per poter effettuare una investigazione completa del fenomeno si richiederebbe quindi una combinazione di situazioni nelle

quali si potesse variare di volta in volta ciascuno di tali elementi, mantenendo costanti gli altri, e poiché non è stato materialmente possibile prendere in considerazione altro che alcuni dei principali elementi che influenzano il fenomeno, non è consentito effettuare una interpretazione di carattere generale dei risultati, per quanto l'effetto di alcune conformazioni sia stato ampiamente esaminato e possa dare una indicazione su alcuni di tali elementi e la base per un futuro miglioramento delle ricerche.

Nel tracciare i diagrammi riassuntivi delle esperienze si sono assunti i valori medi risultanti dalle due posizioni di gomito e di diramazione, che non differiscono fra loro in modo eccessivo, almeno nei limiti di approssimazione dei calcoli pratici di pozzi normali.

Nel diagramma che riporta i valori del coefficiente di perdita per diaframmi in spigolo vivo, in parete sottile o in parete grossa (fig. 3), sono riportati anche i valori delle perdite di carico per diaframmi in parete sottile, desunti dalle esperienze del Weisbach e del Marchetti.

Le differenze che si riscontrano con quest'ultimi dovrebbero essenzialmente giustificarsi con le diverse modalità con cui il fenomeno dissipativo attraverso un diaframma si verifica rispettivamente nel caso di condotti rettilinei e di diramazioni. La deviazione della corrente ne altera le modalità di presentazione di fronte al diaframma in fase di salita, e in fase di discesa la corrente che esce contratta dal diaframma viene a trovarsi più lontana dalle pareti del gomito e quindi dalle zone in cui si ha la formazione di movimenti secondari e parassiti.

Dal confronto delle varie curve, si vede come per bassi valori del rapporto di strozzatura i valori del coefficiente  $K$  nella strozzatura dei pozzi sono superiori a quelli del Weisbach-Marchetti, indi, per un campo abbastanza ampio sono poco diversi, per diventare infine sensibilmente minori. Ciò può essere spiegato dal fatto che per bassi valori del rapporto di strozzatura la modificazione indotta nella corrente, non è sufficiente a compensare la perdita aggiuntiva del gomito, ma al crescere del rapporto di strozzatura la perdita del gomito diventa proporzionalmente sempre meno rilevante in confronto della perdita provocata dal diaframma e su questa agiscono favorevolmente le condizioni con cui la corrente contratta a causa del primo ostacolo si presenta di fronte al susseguente, animata localmente da maggior velocità, come se quindi il rapporto di strozzatura fosse in realtà minore.

La grandezza assoluta della perdita di carico, dovuta alla strozzatura, dipende anche dalla possibilità o meno di recupero di energia ed è evidente come almeno nella situazione delle presenti esperienze, si abbia una diversa frazione di recupero in fase di salita in confronto a quella durante la fase di discesa nella quale il fenomeno di recupero è arrestato per così dire, dalla relativa vicinanza del gomito. È ben noto infatti da numerose esperienze sulle perdite di carico prodotte da strozzature, fra le quali assai significative sono quelle

del prof. Arredi e in genere tutte quelle su diaframmi e boccagli normalizzati, come abbiano sensibile influenza nella entità delle perdite, sia le condizioni della corrente a monte (ad esempio in condotti di diversa scabrezza) come quelle a valle (ad esempio il profilo del raccordo dopo la strozzatura). Ciò è confermato anche dalle prove, che sia pure in numero limitato, si sono effettuate con le strozzature in posizione spostata rispetto alla normale: infatti, avvicinando il diaframma al gomito, le perdite in salita assumono un valore leggermente superiore al normale, mentre le perdite in discesa rimangono pressoché le stesse. Allontanando la strozzatura, l'andamento del fenomeno si inverte, poiché le perdite in fase di salita sono pressoché pari alle normali ma inferiori a quelle della fase di salita. Ciò si deve presumibilmente attribuire alla diversa distanza del diaframma rispetto alla posizione in cui si forma la sezione contratta del gomito, e alle diverse possibilità di recupero a valle che si hanno allontanando il diaframma dal gomito.

Nelle prove su diaframmi a tre o quattro fori di area equivalente ad un diaframma unico centrale si è visto che a parità di area la perdita che si ha in un orificio a tre fori è superiore a quella del diaframma a quattro fori, la quale ultima è press'a poco dello stesso ordine di grandezza di quella a foro unico, per quanto si abbia una certa attenua-

zione nelle differenze fra i valori in fase di salita e in fase di discesa; ciò può essere attendibilmente attribuito alle diverse modalità con cui le correnti singole uscenti dai vari orifici vengono ad urtarsi, disperdendo reciprocamente parte della loro energia.

Il diaframma in parete grossa e a spigolo vivo, produce in confronto al corrispondente diaframma in parete sottile una minor perdita di carico, a causa dell'effetto di tubo addizionale. Per i diversi valori del rapporto di strozzatura, al crescere della lunghezza del diaframma la perdita diminuisce in modo sensibile (fig. 4) fino ad un valore minimo la cui posizione, riferita al rapporto fra lunghezza e diametro del diaframma, va progressivamente spostandosi in funzione del rapporto di strozzatura, cadendo press'a poco in corrispondenza alla posizione della sezione contratta provocata dal diaframma. La perdita successivamente torna ad aumentare.

Il raccordo a monte e a valle dà luogo a ulteriori diminuzioni nella perdita di carico in confronto a quella prodotta da una strozzatura a spigolo vivo e di eguale lunghezza. Nella fig. 5 sono riportati i valori trovati nelle esperienze espressi come rapporto rispetto al corrispondente coefficiente per diaframma in parete grossa a spigolo vivo. Dal loro confronto risulta evidente come il variare della inclinazione del raccordo influisce sensibilmente sul

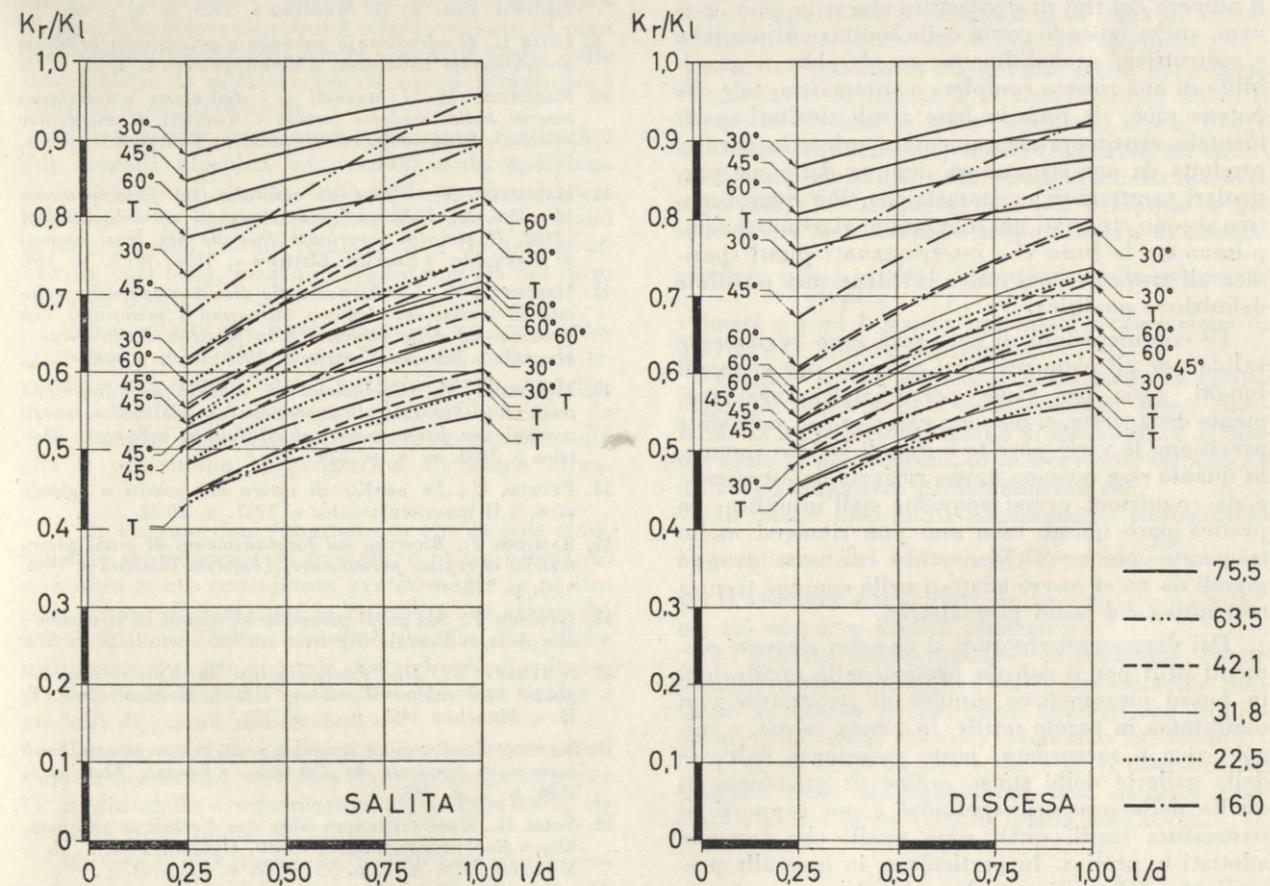


Fig. 5 - Valori del rapporto del coefficiente di perdita per diaframmi con raccordo ed il coefficiente di perdita per diaframmi in parete grossa di eguale lunghezza.

valore del coefficiente di perdita e che il raccordo a forma di toro circolare è in genere ancora più favorevole ai fini della diminuzione della perdita che non quello a forma di tronco di cono, mentre l'effetto della inclinazione del raccordo è diverso al variare del rapporto di strozzatura. Ciò dipende verosimilmente dalla diversa traiettoria che i vari raccordi imprimono ai filetti della corrente all'ingresso e all'uscita della strozzatura e che si ripercuote sulla formazione della sezione contratta e sulle modalità con cui si svolge il successivo ricupero.

## VI. Conclusioni.

Il fenomeno analizzato è essenzialmente dissipativo, e la entità della perdita per pari rapporto di strozzatura è influenzata sostanzialmente da fattori che si possono qualificare a carattere geometrico, quali lo spessore, la sagoma del diaframma (a spigolo vivo oppure raccordato) e la posizione della strozzatura rispetto all'asse della condotta principale ed in misura meno rilevante anche dalla forma propria della diramazione (chiusa o aperta a valle). Questi fattori, a cominciare ovviamente dal rapporto di contrazione, influiscono sulla forma della vena contratta e sulle modalità della sua diffusione e sul ricupero, il che si ripercuote in maniera assai sensibile sulla entità della perdita. Le combinazioni di questi elementi possono essere numerosissime e il numero dei tipi di strozzatura che se ne può derivare, anche tenendo conto delle limitazioni pratiche e costruttive, probabilmente eccederebbe le possibilità di una ricerca completa e sistematica, tale che potesse cioè, sia pure in base a soli risultati sperimentali, esprimere sicuramente a priori la perdita prodotta da una strozzatura definita dalle sue particolari caratteristiche geometriche. Per questo motivo si sono riportati nei diagrammi riassuntivi semplicemente le linee che interpretano i punti sperimentali trovati, senza voler cercarne una possibile definizione analitica.

Le considerazioni di cui sopra sono ovviamente valide per gli elementi corti, mentre per elementi lunghi, ossia per cause perturbatrici sufficientemente distanziate, si possono valutare con sufficiente precisione le varie perdite e quindi la loro somma, in quanto esse possono essere ricavate da esperienze e da cognizioni ormai acquisite nell'idraulica. In pratica però questo caso non può ritenersi molto frequente poichè richiederebbe distanze troppo grandi da poter essere adattati nella comune tecnica costruttiva dei pozzi piezometrici.

Dai diagrammi riportati si possono ricavare elementi utili per il calcolo pratico delle oscillazioni in pozzo piezometrico munito di strozzatura con diaframma in parete sottile, in parete grossa, a spigolo vivo o raccordato, posto a distanza dall'asse della galleria dello stesso ordine di grandezza di quello delle presenti esperienze e per rapporti di strozzatura medi, quali sono quelli che vengono adottati in pratica. In particolare, in base alle presenti esperienze, si può dire che si possono attendibilmente adottare i valori delle esperienze del

Weisbach e del Marchetti, qualora si tratti veramente di diaframmi in parete sottile e in posizione corrispondente a quella delle presenti esperienze: che se i diaframmi fossero in realtà di caratteristiche diverse, le presenti esperienze dimostrano che deriverebbero errori non ammissibili in pratica.

Egidio Indri

## PRINCIPALE BIBLIOGRAFIA IN ARGOMENTO

1. ARREDI F., *Sull'effetto della turbolenza nelle trasformazioni di energia in un fluido in moto permanente*, « Anali dei LL. PP. », 1935, n. 2, p. 222.
2. BELLINA W., *Der Druckverlust in rechtwinkligen Rohrverzweigungen unter Berücksichtigung eines Todwasser-raumes*, « Wasserschaf und Wasserwirtschaft », n. 2, 1944.
3. BENINI G., *Sui fenomeni di colpo d'ariete nelle gallerie munite di pozzo piezometrico con luce strozzata*, « Energia Elettrica », 1950, n. XI-XII, p. 682.
4. BRABEE K., *Widerstände in Wasserkreuzungen*, « Gesundh. Ing. », 1913, n. 36, p. 32.
5. BRIGHTMORE A. W., *Loss of pressure in water flowing through straight and curved pipes*.
6. GIBSON A. H., *On the flow of water through pipes and passages*, « Trans. Roy. Soc. Edinbourg », 1913, p. 799.
7. GOLJEVŠEK M., *Prispevek k hidravliki odcepov na tlačnih cevovodih*, « Gradbenega vestnika », n. 17, 1955.
8. KIRCHBACH H., *Der Energieverluste in Kniestücken*, « Mitt. Hydraul. Inst. T. H. München », 1929, n. 3, p. 68.
9. LEVIN L., *O odredivanju gubitaka u prigušivaču prilikom projektovanja vodostana*, « Elektropriveda », 1952, n. 6.
10. MARCHETTI M., *I bocagli e i diaframmi normalizzati inseriti nelle condotte forzate - Risultati di esperienze relative a bassi numeri di Reynolds*, « Energia Elettrica », 1935, n. 11, p. 789.
11. MARCHETTI M., *Prove di controllo sul funzionamento idraulico dei diaframmi e dei bocagli normalizzati ISA (1934) II serie di esperienze eseguite per bassi numeri di Reynolds*, « Energia Elettrica », 1936, n. 4, p. 169.
12. MARCHETTI M., *L'influenza della distribuzione della velocità di arrivo sul deflusso attraverso i misuratori con strozzamenti della corrente e in particolare attraverso i bocagli*, « Energia Elettrica », 1936, n. 9, p. 493.
13. MARCHETTI M., *Coefficienti di efflusso dei diaframmi unificati - Formule di coordinamento dei valori sperimentali per bassi numeri di Reynolds*, « Energia Elettrica », 1938, n. 4, p. 229.
14. PUPPINI U., *Le perdite di carico nei gomiti a spigolo vivo*, « Il monitore tecnico », 1917, n. 20-22.
15. RAMPONI F., *Ricerche sul funzionamento di pozzi piezometrici in regime permanente*, « Energia Elettrica », 1942, n. 7, p. 359.
16. RAMPONI F., *Sui pozzi piezometrici muniti di strozzatura alla base*, « Energia Elettrica », 1943, sett-dic., p. 272.
17. SCHUBART W., *Der Energieverlust in Kniestücken bei glatter und rauher Wandung*, « Mitt. Hydraul. Inst. T. H. », München 1929, n. 3, p. 121.
18. SCIMEMI E., *Prove su bocagli e diaframmi normalizzati inseriti in condotte da 200 mm*, « Energia Elettrica », 1936, n. 7, p. 789.
19. VOGEL G., *Untersuchungen über den Verlust in rechtwinkligen Rohrverzweigungen*, « Mitt. Hydraul. Inst. T. H. », München 1926, n. 1, p. 75; 1928, n. 2, p. 61.
20. WEISBACH J., *Untersuchungen in den Gebieten der Mechanik und Hydraulik*, Leipzig, 1945, p. 437.

# ESPERIENZE SU MODELLI IDRAULICI ESEGUITE PER CONTO DELLA DIREZIONE COSTRUZIONI IMPIANTI IDROELETTRICI DELLA SOCIETÀ EDISON

CLAUDIO MARCELLO passa in rassegna le principali indagini su modello idraulico svolte nel dopoguerra dalla Direzione Costruzione Impianti Idroelettrici della Società Edison. Tali modelli, eseguiti nel Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano, riguardano le opere di scarico di alcune dighe, alcuni sfioratori di vasche di carico di impianti a pelo libero, il pozzo piezometrico dell'impianto di S. Giustina, nonché problemi interessanti la progettazione delle traverse e degli organi di spurgo delle vasche dissabiatrici. Basandosi sull'esame dei risultati di queste prove e sull'esperienza derivante dalla sua precedente attività svolta in Italia e all'estero, l'autore trae alcune conclusioni di carattere generale sul campo di applicabilità dei modelli idraulici.

## I - PREMESSE

1) L'uso dei modelli idraulici nello studio del progetto e nella verifica del comportamento delle opere idrauliche è stato indubbiamente fecondo di risultati negli ultimi decenni.

La progressiva diffusione dei metodi di ricerca sperimentale colla creazione di numerosi laboratori idraulici praticamente in tutti i paesi del mondo ne costituisce la più probante conferma.

Tuttavia non è forse inopportuno notare che tale crescente diffusione ha portato, nel giudizio di molti tecnici, ad una esaltazione indiscriminata dell'utilità dei modelli. Sì che questi nel campo della progettazione idraulica sarebbero il toccasana di ogni complessa situazione e fornirebbero in ogni caso elementi sufficienti per la razionale scelta delle disposizioni da adottare per le opere idrauliche e delle loro caratteristiche.

Pur essendo un convinto assertore dell'utilità dei modelli idraulici ed avendo avuto occasione di occuparmi di questo ramo della tecnica da ormai oltre un venticinquennio in varie parti del mondo, ritengo che un richiamo alle limitazioni di questo, così utile, mezzo di studio non sia del tutto fuori di luogo.

Penso infatti che possa essere di un certo interesse per i colleghi non specialisti del ramo, il ricordare per sommi capi i principi della modellazione idraulica ed accennare al contributo che da esso ci si può attendere nei vari argomenti di studio che si presentano al progettista di opere idrauliche.

2) Va ricordato innanzitutto che la sola similitudine geometrica (fra modello e opera idraulica) non deve essere considerata praticamente in nessun caso come sufficiente per la riproduzione esatta dei fenomeni; nondimeno essa può riuscire di qualche utilità ove si tratti di studi che richiedano soltanto grossolane indicazioni qualitative ed ove si ricorra a modelli di grandi dimensioni.

L'esame visuale e poche misure comparative possono in questi casi servire a dare elementi utili per lo studio delle conformazioni più opportune da adottare nelle opere in progetto.

Ma non si può parlare in questo caso di un vero proprio modello dell'opera nei riguardi del suo comportamento idraulico.

La rispondenza fra opera e modello in questi casi è particolarmente riscontrabile nel campo di soglie sfioranti, scarichi di fondo da serbatoi, bacini di calma, dissipatori di energia etc.

Pur non potendosi realizzare una similitudine completa fra modelli e prototipi che soddisfici ad un tempo dal lato geometrico, dinamico e cinematico si può tuttavia, con grande utilità, ricorrere, nella grande maggioranza dei casi, a varie forme di similitudini imperfette che, trascurando alcuni lati dei fenomeni, permettano di concentrare l'attenzione su quelli che hanno maggior peso nel caso che interessa.

3) È così che quando gli effetti gravitazionali hanno importanza predominante la legge di similitudine fra modello ed opera da applicare sarà quella di Froude con cui si tiene conto delle forze di gravità e di inerzia e si trascurano le altre. È il caso di correnti in moto turbolento a pelo libero in cui generalmente si possono trascurare gli effetti della compressibilità, della viscosità e della tensione superficiale\*. In questi casi nel prototipo e nel modello si deve avere lo stesso numero di Froude

espresso da  $\frac{V}{\sqrt{gL}}$  (dove  $V$  rappresenta la misura di velocità e  $g$  ed  $L$  rispettivamente l'accelerazione di gravità e la dimensione lineare).

Quando invece gli effetti della viscosità hanno maggiore importanza si tiene conto di questi adottando la legge di similitudine di Reynolds. È il caso del moto in un condotto, di una corrente intorno ad un corpo sommerso profondamente ecc.

In questo caso non è generalmente conseguibile l'uguaglianza del numero di Reynolds  $\frac{LV}{\nu}$  (dove  $\nu$  è la viscosità cinematica) fra prototipo e modello, ma ciò non è in pratica necessario.

Il rispetto contemporaneo di ambedue queste leggi (Froude e Reynolds) non è praticamente possibile in quanto si dovrebbe operare con liquidi aventi valori della viscosità cinematica inesistenti.

(Per un modello alla scala 1/20 si dovrebbe ad esempio avere un liquido con una viscosità cinematica pari a circa 1/90 di quella dell'acqua).

\* È ciò che si verifica per la maggior parte dei modelli che interessano l'ingegnere.

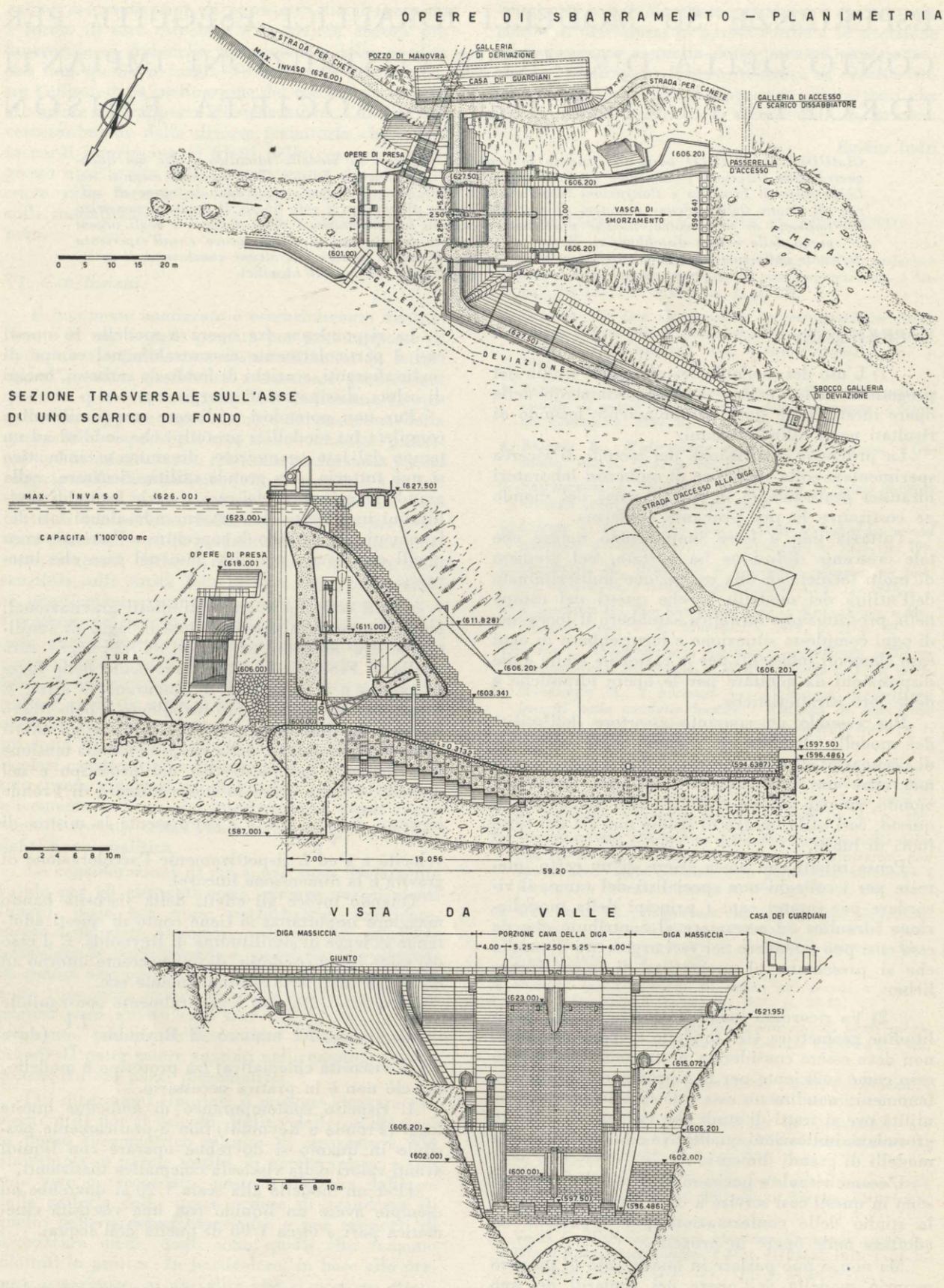


Fig. 1 - Impianti sul fiume Mera. 1° salto.

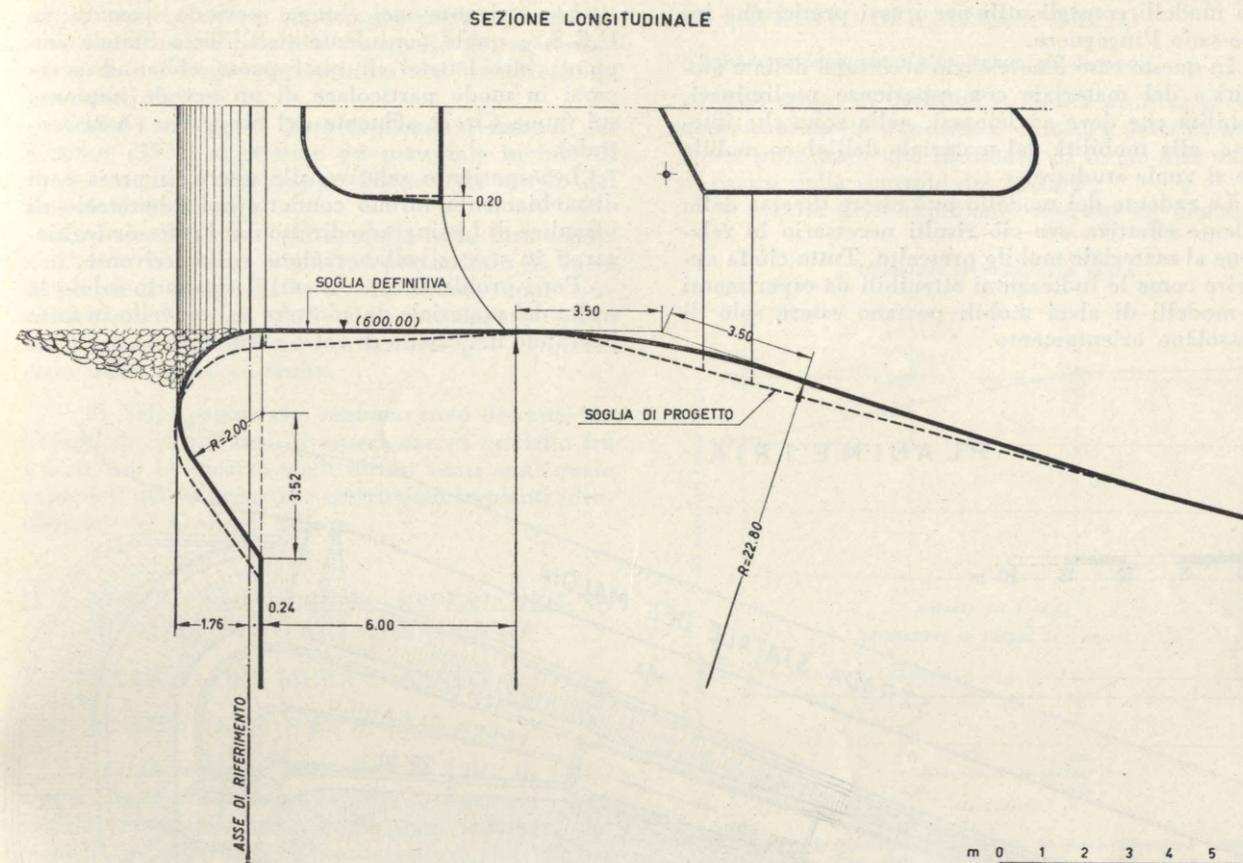


Fig. 2 - Impianto idroelettrico del Mera. 1° salto. Scarico di fondo nella diga di Villa di Chiavenna.

Altre leggi di similitudine possono essere utili per gli studi sul modello in relazione sempre al fenomeno su cui si concentra maggiormente l'interesse dello sperimentatore.

Nei pochi casi pratici in cui si deve tener conto specialmente della tensione superficiale (caso di studi su onde, su imbibimento per capillarità di terre, negli studi sui filtri), si dovrà ricorrere alla legge di Weber; se invece la compressibilità elastica del liquido ha un peso, la similitudine basata sul numero di Mach sarà di opportuna applicazione (ciò è raro che interessi nel campo idraulico ed è invece frequente per studi con altri fluidi diversi dall'acqua).

4) Un'altra limitazione pratica dell'applicazione dei modelli per lo studio di grandi alvei fluviali è la loro ampiezza e ciò si verifica assai spesso nel caso di ricerche su alvei fluviali.

In questo caso si dovrebbe ovviamente ricorrere a scale assai ridotte con l'inconveniente che le sezioni trasversali e le profondità si riducono in modo tale da non poter fornire neanche quelle indicazioni qualitative, che, come si è accennato, si possono attendere dai grandi modelli.

Si è ricorso spesso in casi analoghi a modelli distorti con scale diverse per le altezze e per le lunghezze. Ci si allontana così dalla somiglianza fisica del modello col prototipo: ed inoltre ci si

discosta dalla rappresentazione esatta della distribuzione della velocità (il modello deve essere in questo caso limitato all'esame di un solo fenomeno e preferibilmente in un campo assai circoscritto).

Si hanno ovviamente in contro partita, oltre al vantaggio economico di una minore spesa nella realizzazione del modello, quello generale delle minori dimensioni, oltre alla migliore possibilità di apprezzamento delle altezze liquide ed alla esaltazione delle forze di trascinamento dei materiali se si ha a che fare, come spesso avviene per gli studi su alvei fluviali, con fenomeni di trasporto di materiali solidi.

5) Per il caso particolare di modelli intesi a determinare il comportamento di alvei fluviali mobili l'estensibilità all'originale dei dati del modello in senso quantitativo non è ammissibile data la già accennata impossibilità di realizzare una similitudine completa geometrica e meccanica.

Vi è poi la determinazione del materiale mobile da adottare nel modello che urta contro gravi difficoltà pratiche.

Naturalmente in questi casi si dovrebbe anche disporre di accurati e numerosi dati di misure sull'alveo reale (dati topografici, idrometrici, indicazioni sul movimento dei materiali solidi ecc. ecc.): dati purtroppo non sempre disponibili.

Il che accresce ancora la difficoltà di ottenere da

tali modelli consigliati utili per i casi pratici che interessano l'ingegnere.

In questo caso è necessario accertarsi della « mobilità » del materiale con esperienze preliminari, mobilità che deve avvicinarsi, nella zona che interessa, alla mobilità del materiale dell'alveo mobile che si vuole studiare.

La cadente del modello può essere diversa dalla cadente effettiva ove ciò risulti necessario in relazione al materiale mobile prescelto. Tutto ciò fa apparire come le indicazioni ottenibili da esperimenti su modelli di alvei mobili possano essere solo di grossolano orientamento.

Lo scrivente nel lungo periodo passato in U.R.S.S. quale consulente dell'Ufficio Statale impianti idroelettrici di quel paese ebbe ad occuparsi in modo particolare di un grande impianto sul fiume Circik affluente del Sir Daria (Asia centrale).

Le esperienze relative alle opere di presa e di dissabbiamento furono condotte nel laboratorio di idraulica di Leningrado diretto dal Professor Ieghiazaroff in stretta collaborazione collo scrivente.

Per i problemi concernenti il trasporto solido la scelta del materiale da adottare nel modello fu fatta provando nel canale di vetro varie miscele per otte-

nerne una che avesse un comportamento che si discostasse il meno possibile da quello del materiale naturale del fiume determinato con numerose osservazioni in loco.

Dalle varie prove fatte seguendo i metodi del Kramer (1932) si ottenne un materiale mobile di comportamento non troppo discosto da quello del materiale naturale.

I risultati ottenuti sul modello nella formazione dell'alveo del fiume e nel comportamento di varie disposizioni e tipo di opere fornirono, dopo successivi adattamenti, dati di orientamento molto utili nella progettazione confermati poi dall'esercizio delle opere costruite.

6) Nelle pagine che seguono sono descritti rapidamente alcuni casi di esperienze su modello fra i molti cui ho ricorso negli ultimi venti anni quale capo dell'ufficio progetti e costruzioni impianti idroelettrici del Gruppo Edison.

## II - NOTIZIE SU ALCUNE ESPERIENZE SU MODELLI DI OPERE IDRAULICHE

### 1 - IMPIANTO DEL MERA 1° SALTO

Scarichi nella diga di Villa di Chiavenna.

La parte centrale della diga di Villa di Chiavenna (fig. 1) è costituita da una struttura cava, con profilo tracimabile nella quale sono sistemati due scarichi di superficie che provvedono allo smaltimento delle piene unitamente a due grandi aperture di fondo nella diga e a due altri scarichi uno superficiale e uno profondo, ricavato nella sponda destra del serbatoio. Le due luci di superficie disposte sulla diga, ciascuna larga m. 5,25, chiuse da paratoie automatiche a ventola alte m. 2,20, assicurano lo smaltimento di 68 mc/sec.

Lo scarico di fondo, avente una portata di 600 mc/sec, è costituito da due luci a battente, chiuse da paratoie a settore di m. 5,40 x 3,00 con soglia al livello del letto del fiume nella sezione di sbarramento.

Scopo delle esperienze fu di controllare il funzionamento idraulico di queste opere di scarico e della vasca di smorzamento nella quale esse confluono.

Il modello dimostrò l'opportunità di:

a) modificare i profili dell'imbocco dello scarico di fondo e delle pareti laterali della vasca, onde evitare fenomeni di cavitazione e di instabilità della vena fluente (fig. 2).

b) disporre, all'estremità di valle della vasca, una traversa a denti con paramento a monte verticale, anziché inclinato come era stato originariamente previsto.

Il modello fu eseguito nel 1947 in scala 1:40. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Nel corso dell'esercizio (dall'anno 1949 ad oggi) si sono avute varie occasioni di constatare in via qualitativa il buon comportamento delle opere.

### 2 - IMPIANTO DEL MERA 2° SALTO

Sfioratore laterale della vasca di carico.

Allo scopo di decapitare l'onda positiva ascendente causata da una brusca chiusura della turbina si era progettato uno sfioratore in fregio alla vasca di carico della centrale del Mera 2°.

A seguito delle esperienze eseguite su modello,

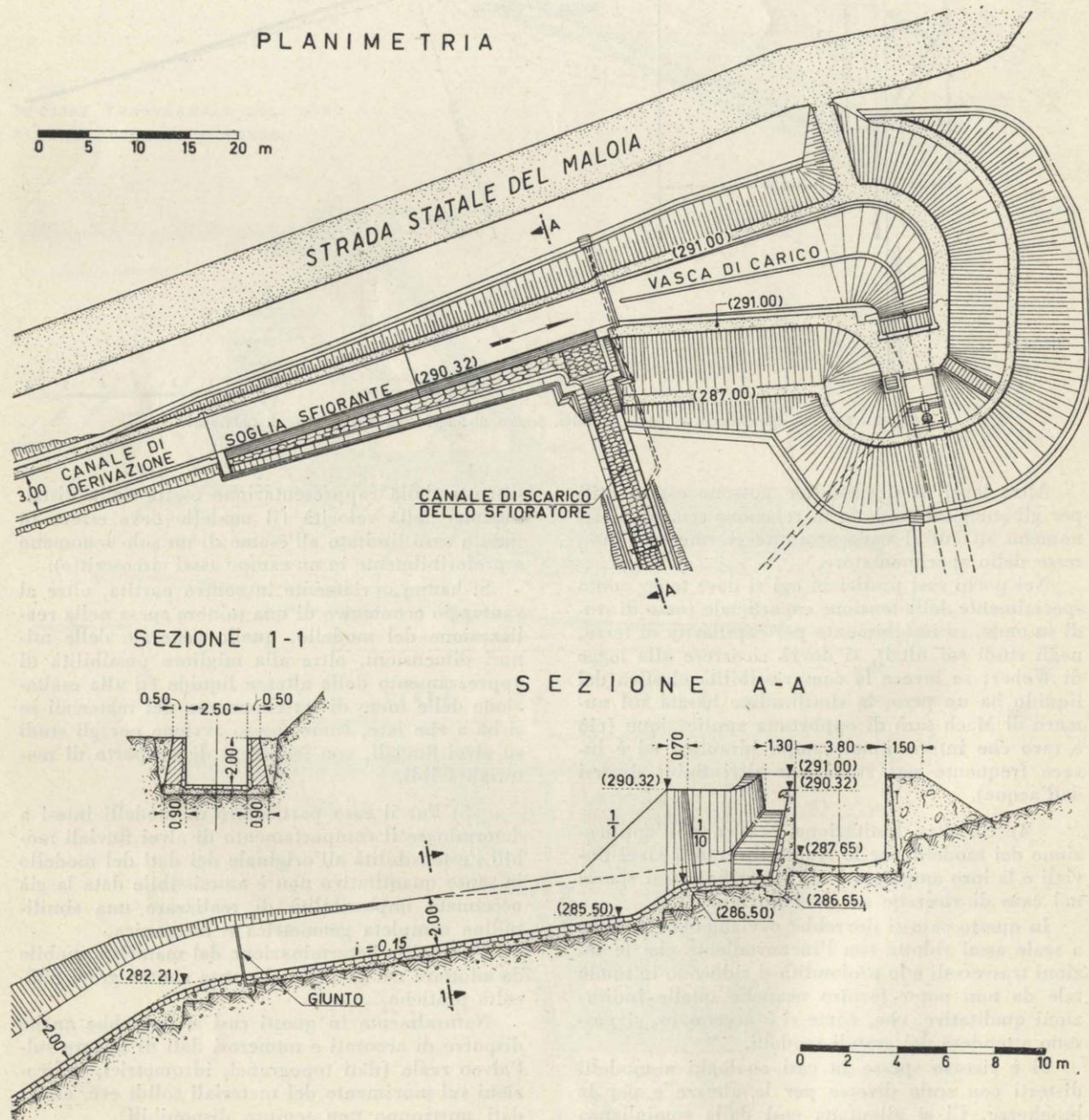


Fig. 3 - Impianto idroelettrico del Mera 2° salto. Sfiatore laterale della vasca di carico.

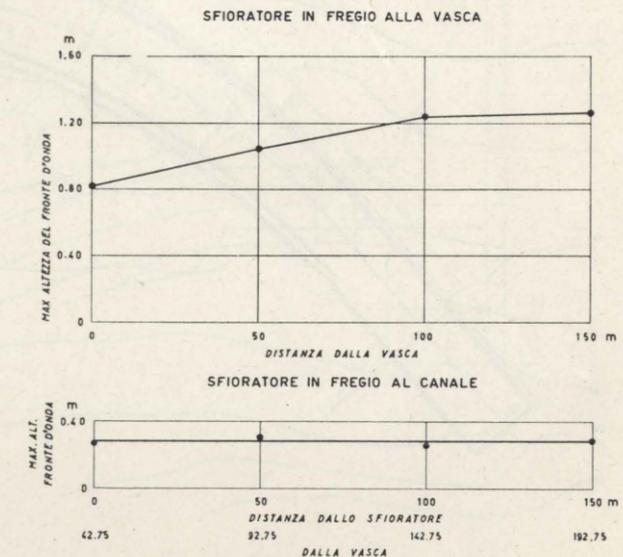


Fig. 4 - Impianto idroelettrico del Mera 2° salto. Sfiatore laterale della vasca di carico.

risultò che l'azione dello sfioratore diventava molto più efficace se esso veniva situato in fregio al tratto terminale del canale di derivazione (figg. 3-4).

Infatti, mentre con la disposizione di progetto l'altezza dell'onda ascendente raggiungeva i m. 1,20, con la nuova disposizione la stessa altezza era di m. 0,60 all'estremità di valle dello sfioratore e di m. 0,30 all'estremità di monte e rimaneva poi praticamente costante lungo tutto il canale.

Il modello fu eseguito nel 1947 in scala 1:15. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Il comportamento dell'opera è stato ottimo.

### 3 - IMPIANTO DEL MERA 3° SALTO

Vasca di carico e sfioratore.

La vasca di carico dell'impianto del Mera 3° è provvista di uno scaricatore costituito da una soglia tracimabile sormontata da una paratoia a ventola automatica di m. 7,00 x 2,60, seguita da uno scivolo a forte pendenza con andamento planimetrico curvilineo (fig. 5).

Lo scopo delle esperienze eseguite su modello fu duplice:

a) controllo del funzionamento dello scaricatore in regime permanente: si constatò che il moto in curva, anche con le portate massime previste (46 mc/sec), avveniva in modo assolutamente rego-

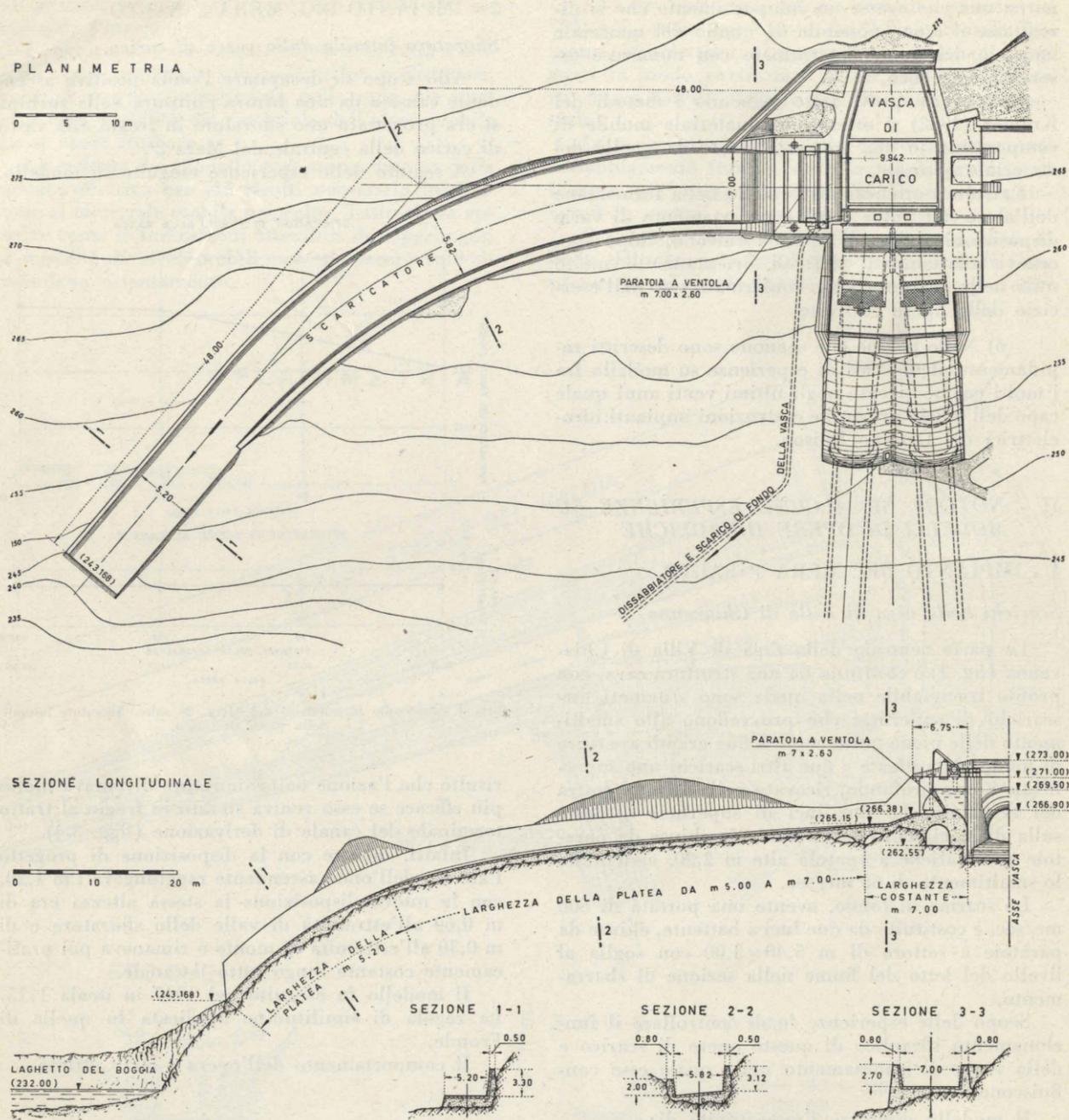


Fig. 5 - Impianto idroelettrico del Mera. 3° salto. Vasca di carico e sfioratore.

lare, tanto da consentire una sensibile riduzione delle altezze dei muri di sponda, rispetto a quelle previste dal progetto (fig. 6).

b) determinazione della massima escursione del livello dell'acqua nella vasca, in conseguenza di un brusco arresto delle macchine.

Fu constatato che per mantenere tale escursione entro i limiti previsti sarebbe stato necessario disporre di una paratoia di notevole sensibilità e prontezza. Poichè questi requisiti erano difficili da realizzare, si preferì aumentare di 1 m l'altezza dei muri della vasca.

Il modello fu eseguito nel 1951 in scala 1:25. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Il comportamento dell'opera ripetutamente provata in esercizio ha corrisposto assai bene alle indicazioni del modello.

#### 4 - IMPIANTO DEL LIRO 3° SALTO

*Scarico di superficie del serbatoio di Isolato.*

Questo scarico è costituito da una soglia tracciabile, sormontata da una paratoia a settore di

m  $9,50 \times 3,90$ , seguita, dopo conveniente raccordo, da una galleria lunga circa 100 m, a forte pendenza ( $50\% \div 16\%$ ) con diametro variante da m 4,50 a m 4,00: la portata massima da smaltire è di 130 mc/sec.

L'andamento planimetrico dello scarico, per necessità topografiche, presenta una forte curvatura,

particolarmente accentuata in prossimità dell'imbocco della galleria (fig. 7).

Le esperienze su modello dimostrarono che il funzionamento dell'opera, come progettata, era nel complesso soddisfacente; si constatò però che il comportamento idraulico migliorava abbreviando il primo raccordo in curva e tenendo il fondo della

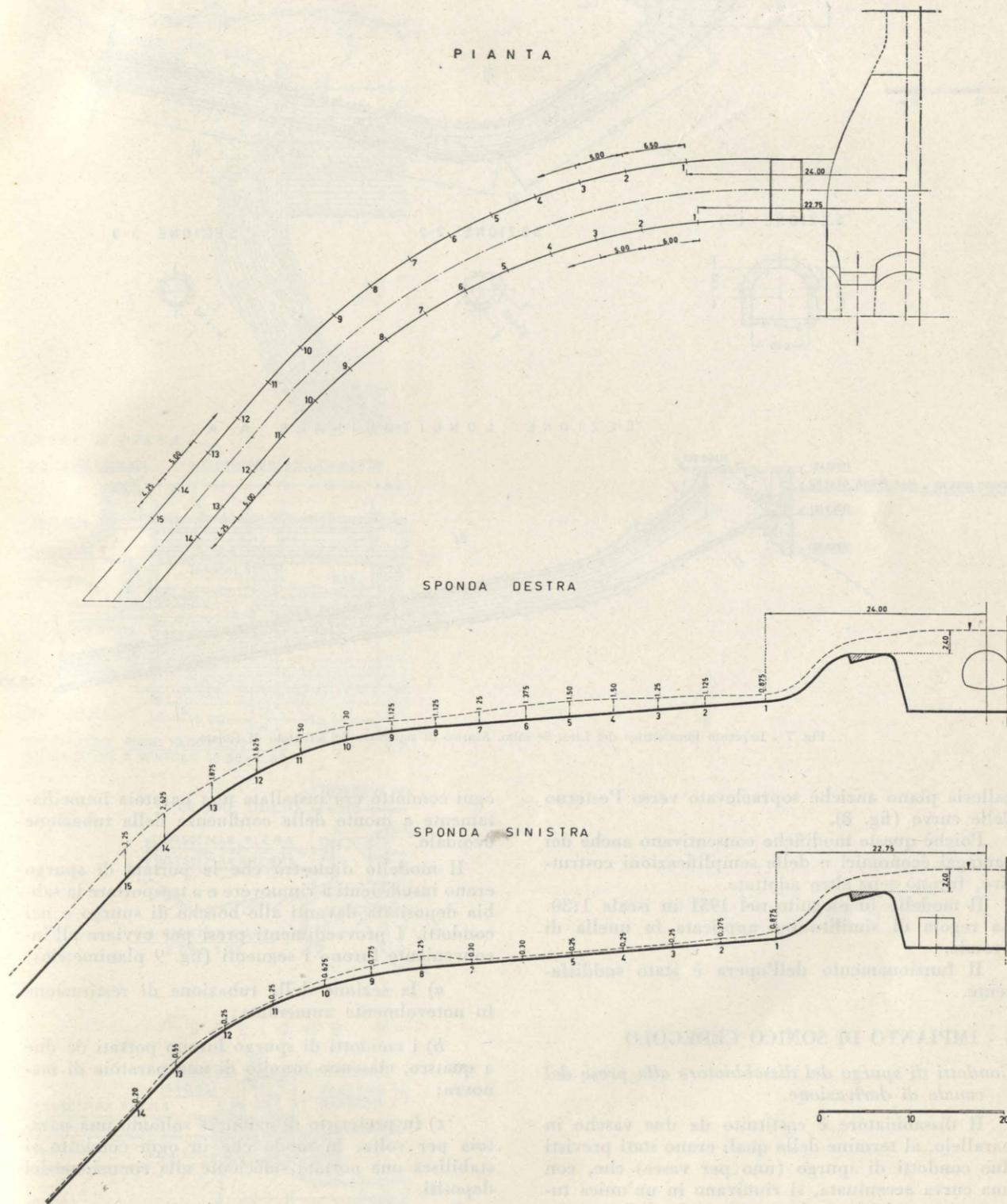


Fig. 6 - Impianto idroelettrico del Mera. 3° salto. Sfiatore della vasca di carico. Profili liquidi lungo le sponde per la portata di  $46 \text{ m}^3/\text{s}$

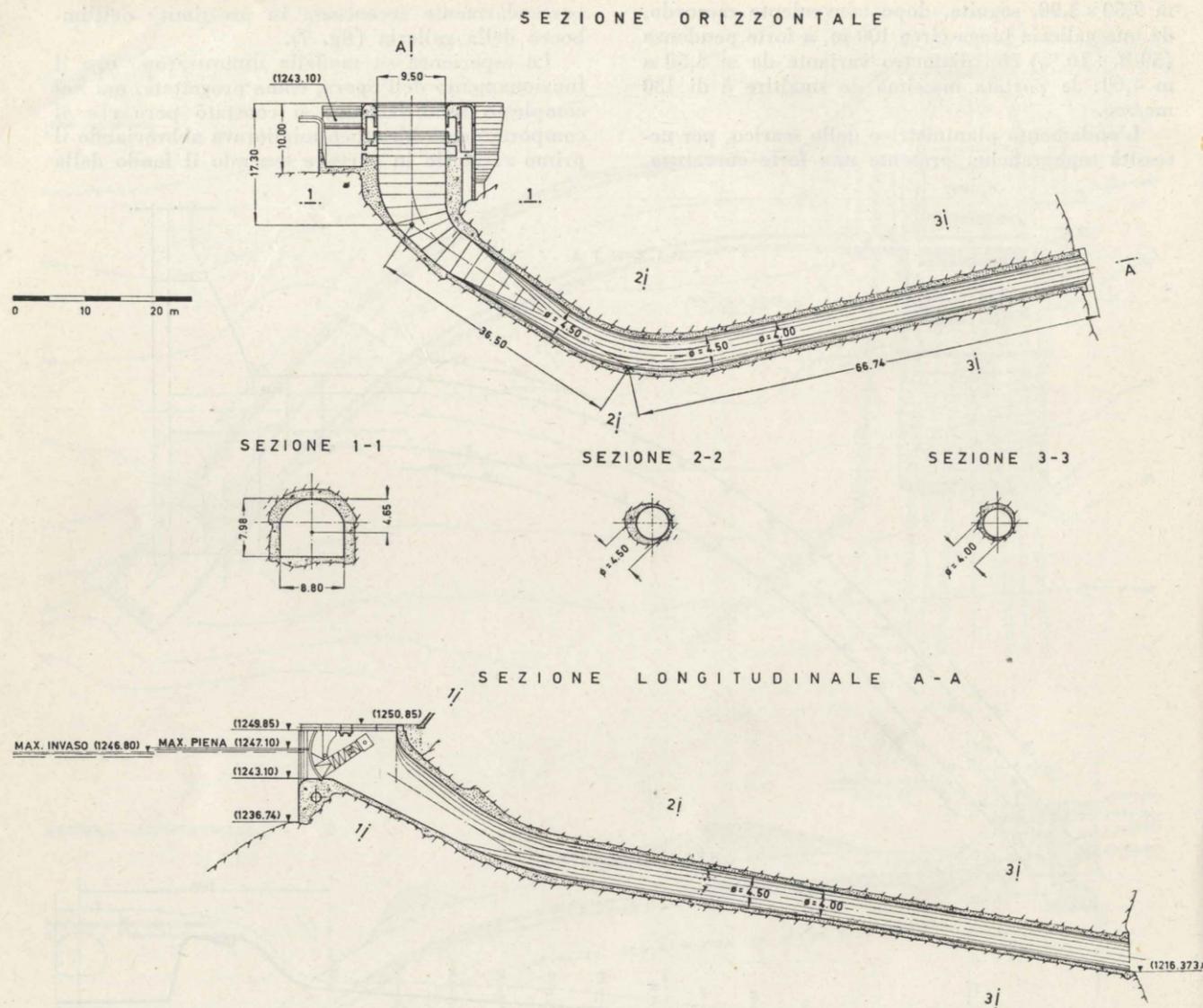


Fig. 7 - Impianto idroelettrico del Liro. 3° salto. Scarico di superficie del serbatoio di Isolato.

galleria piano anzichè sopraelevato verso l'esterno delle curve (fig. 8).

Poichè queste modifiche consentivano anche dei vantaggi economici e delle semplificazioni costruttive, furono senz'altro adottate.

Il modello fu eseguito nel 1951 in iscala 1:30. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Il funzionamento dell'opera è stato soddisfacente.

#### 5 - IMPIANTO DI SONICO CEDEGOLO

*Condotti di spurgo del dissabbiatore alla presa del canale di derivazione.*

Il dissabbiatore è costituito da due vasche in parallelo, al termine delle quali erano stati previsti due condotti di spurgo (uno per vasca) che, con una curva accentuata, si riunivano in un'unica tubazione ovoidale per la restituzione al fiume. Su

ogni condotto era installata una paratoia immediatamente a monte della confluenza della tubazione ovoidale.

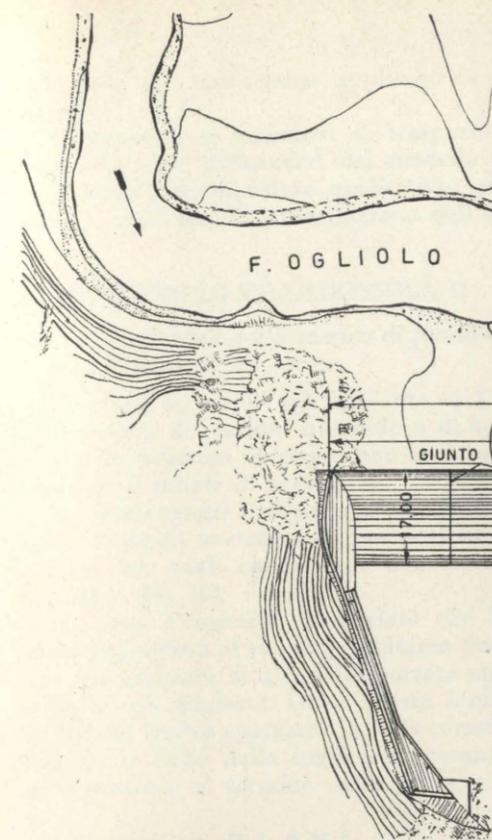
Il modello dimostrò che le portate di spurgo erano insufficienti a rimuovere e a trasportare la sabbia depositata davanti alle bocche di spurgo o nei condotti. I provvedimenti presi per ovviare all'inconveniente furono i seguenti (fig. 9 planimetria):

a) la sezione della tubazione di restituzione fu notevolmente aumentata;

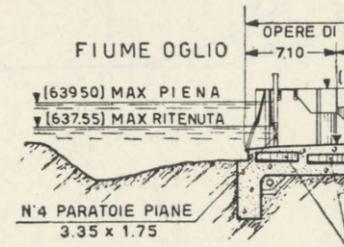
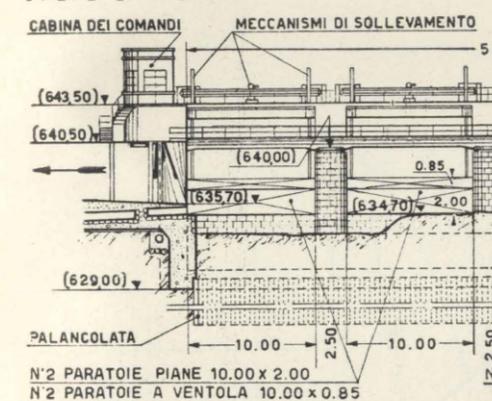
b) i condotti di spurgo furono portati da due a quattro, ciascuno munito di una paratoia di manovra;

c) fu prescritto di azionare soltanto una paratoia per volta, in modo che in ogni condotto si stabilisca una portata sufficiente alla rimozione dei depositi.

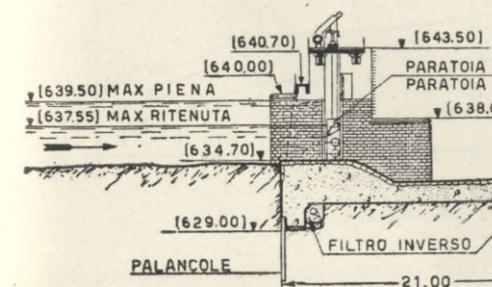
Il modello fu eseguito nel 1949, in iscala 1:10.



#### OPERE DI PRESA

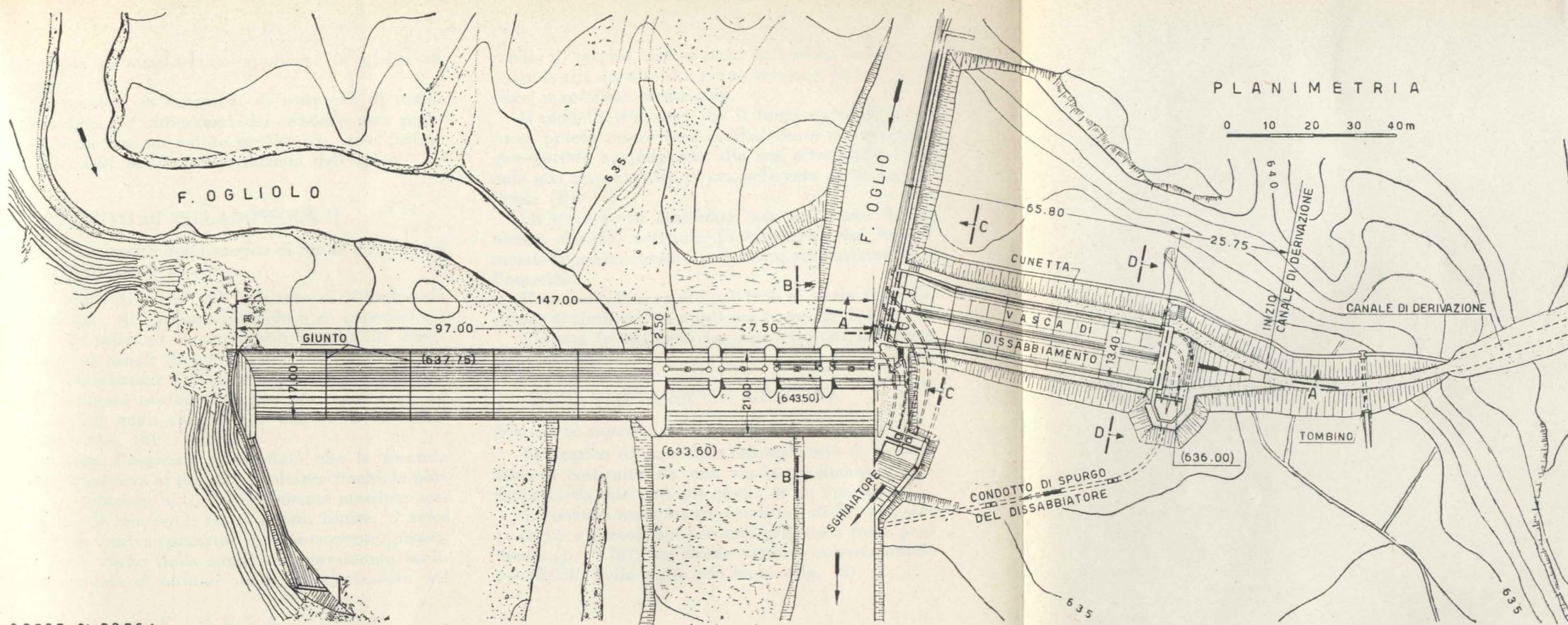


#### SEZIONE B-B



8028

Fig. 9 - Impianto idroelettrico del Liro. 3° salto. Scarico di superficie del serbatoio di Isolato.



**OPERE DI PRESA**

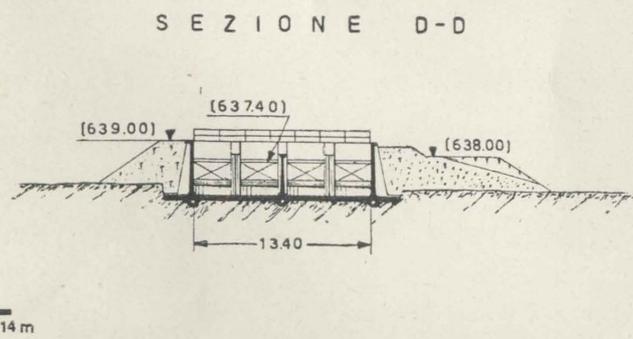
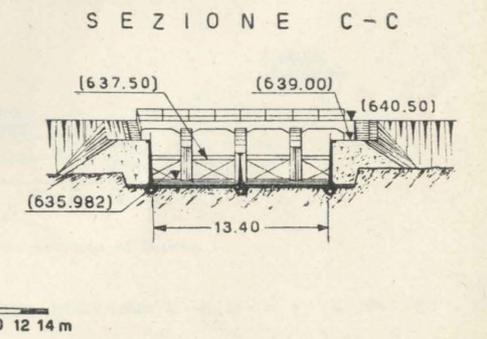
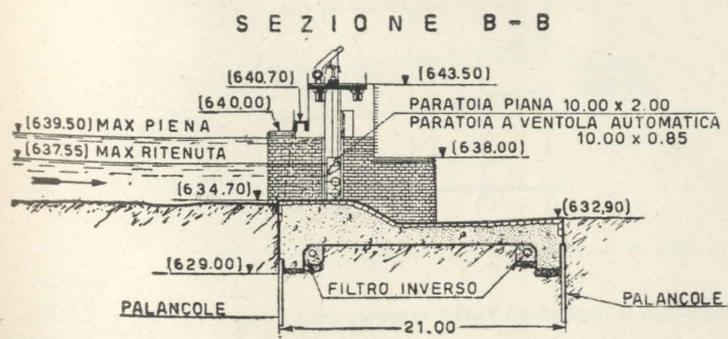
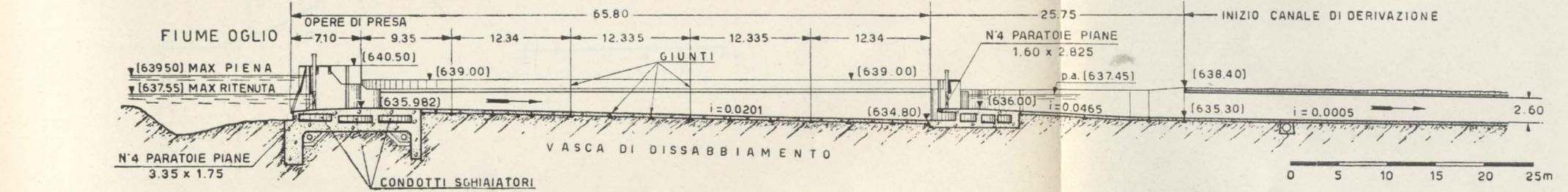


Fig. 9 - Impianto idroelettrico di Sonico-Cedegolo. Opere di sbarramento e di presa.

La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Trattandosi di fenomeni di trasporto di materiale solido, le indicazioni del modello non potevano avere che un valore qualitativo: esse furono tuttavia utili per la progettazione dell'opera.

## 6 - IMPIANTO DI VILLADOSSOLA II

*Vasca smorzatrice dello scarico di fondo e di superficie del canale di carico.*

Il canale di carico dell'impianto di Villadossola II è munito di scarichi di fondo e di superficie, i quali restituiscono le acque non turbinabili direttamente al canale di scarico.

La dissipazione dell'energia posseduta dalla corrente scaricata avviene con due salti successivi, ad ognuno dei quali corrisponde una vasca di smorzamento (fig. 10).

Durante l'esercizio si constatò che la seconda vasca rispondeva al suo scopo soltanto finché la portata era inferiore ai  $\frac{2}{3}$  della portata massima scaricabile (46 mc/sec.). Oltre questo limite, il salto di Bidone veniva spazzato via, e la corrente, proiettata verso l'alto dalla soglia con paramento inclinato esistente al termine della vasca, ricadeva nel

canale di scarico, provocando un'intensa agitazione e danni alle sponde che erano rivestite di una semplice mantellata semirigida.

Il modello dimostrò che il funzionamento della vasca poteva essere reso soddisfacente con qualunque portata aggiungendo alla sua estremità terminale una traversa alta 40 cm, sollevata di 30 cm dal fondo (fig. 11).

La traversa fu realizzata con una trave in cemento armato, costruita fuori opera, che fu poi messa in posto durante una breve sospensione dell'esercizio.

Il modello fu eseguito nel 1950 in iscala 1:20. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

L'opera in esercizio ha dato risultati del tutto soddisfacenti.

## 7 - IMPIANTO DI SANTA GIUSTINA

*Scarico di superficie del serbatoio.*

Lo scarico di superficie del serbatoio di S. Giustina è costituito da una soglia tracimabile, sormontata da due paratoie piane da m  $9,00 \times 4,50$ .

La portata massima tracimabile è di 343 mc/sec; la soglia è raccordata con una galleria a forte pendenza ( $p=0,767$ ) nel primo tratto e suborizzontale ( $p=0,008$ ) nella parte più bassa (fig. 12).

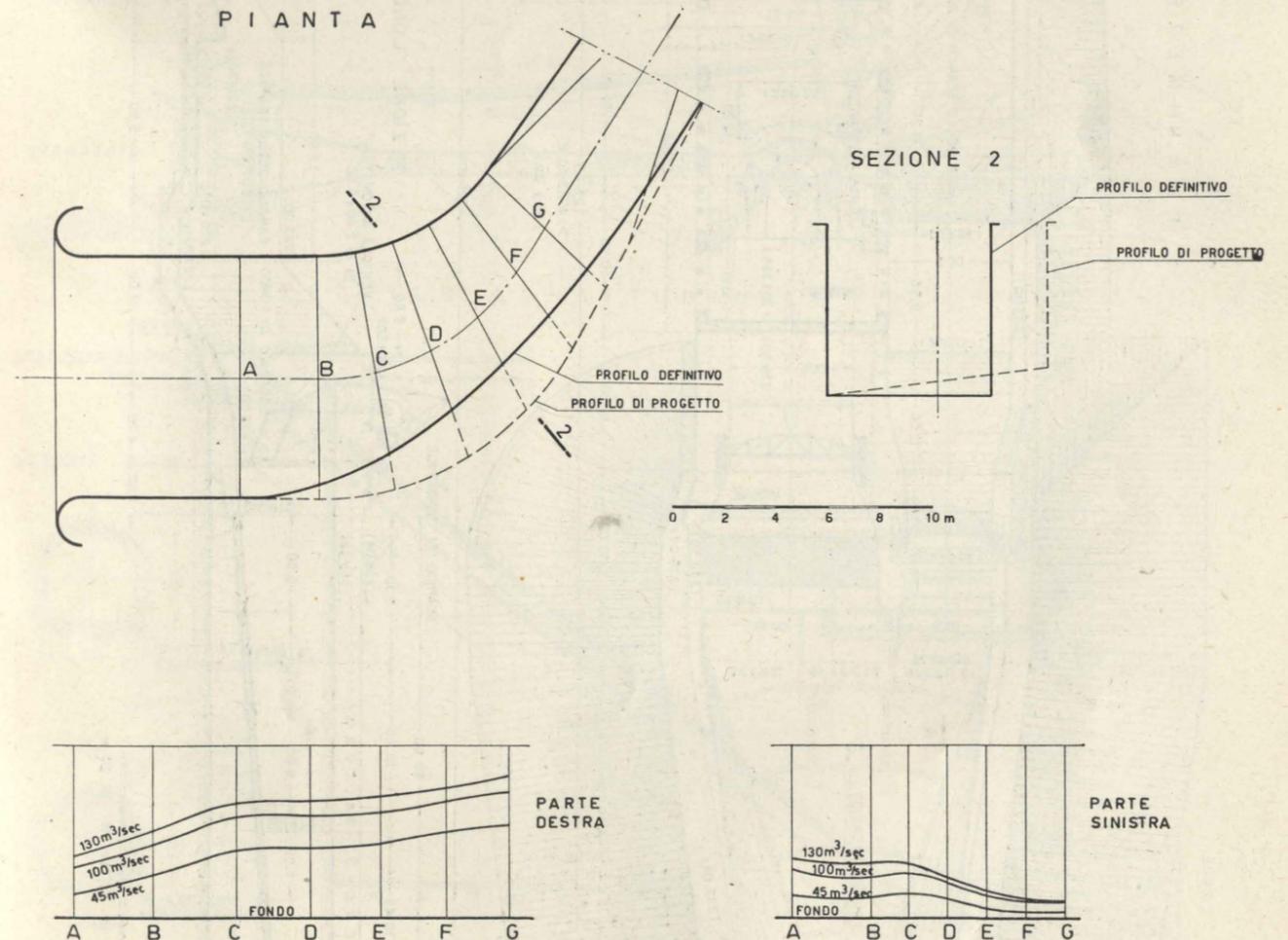


Fig. 8 - Impianto idroelettrico del Liro. 3° salto. Scarico di superficie del serbatoio di Isolato.

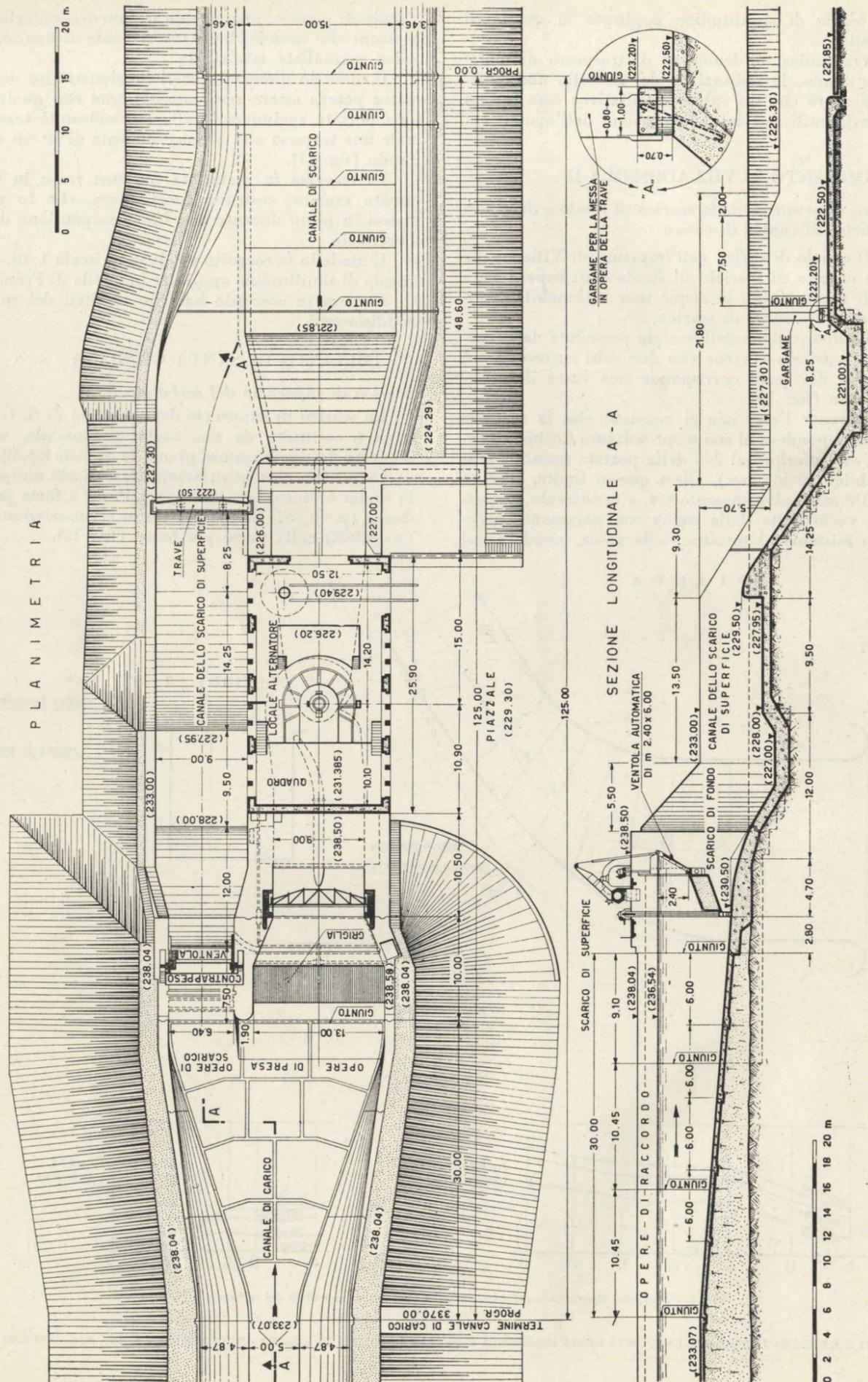


Fig. 10 - Impianto di Villadossola II. Scarico di fondo e di superficie.

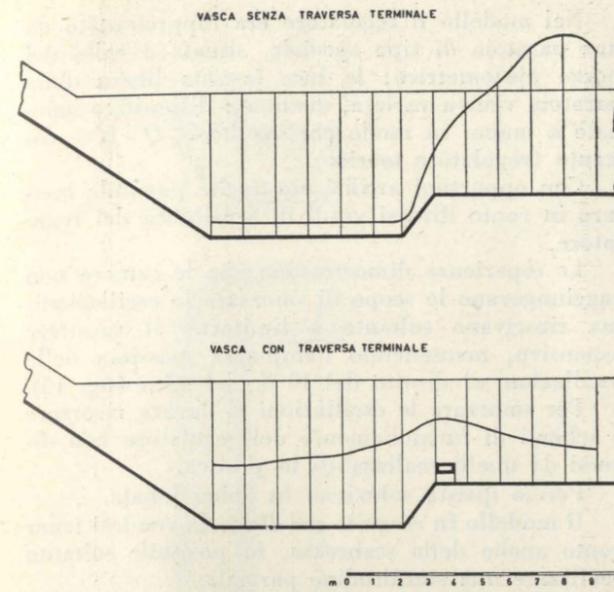


Fig. 11 - Impianto idroelettrico di Villadossola II. Vasca smorzatrice dello scarico di fondo e di superficie del canale.

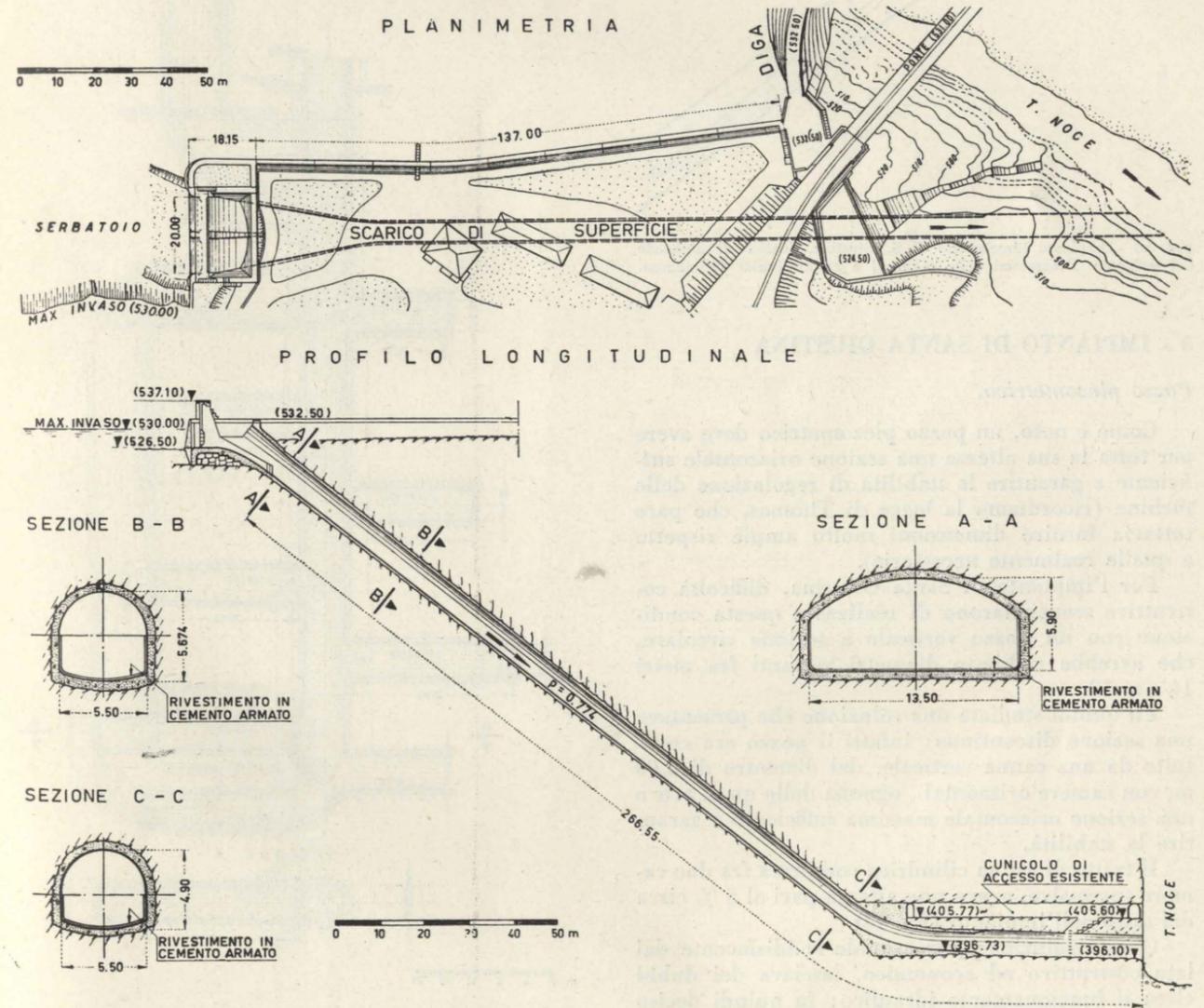


Fig. 12 - Impianto idroelettrico di S. Giustina. Scarico di superficie.

Scopo delle esperienze fu la determinazione:

a) della scala di deflusso dello sfioratore, con ambedue le paratoie aperte; per i carichi più alti il coefficiente di deflusso risultò pari a 0,40 ca.;

b) dei profili liquidi della galleria di scarico e nell'alveo del fiume, immediatamente a valle dello sbocco della galleria, con una o entrambe le paratoie aperte. Le esperienze, pur dimostrando il soddisfacente comportamento idraulico dell'opera progettata, indussero ad allungare leggermente il raccordo fra la soglia e la galleria a ferro di cavallo in modo da evitare che quest'ultima entrasse in carico, sia pure con pressioni modestissime (fig. 13).

Il modello fu eseguito nel 1948 in iscala 1:40. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Le prove in esercizio confermarono l'opportunità delle modifiche suggerite dal modello: tuttavia i fenomeni di cavitazione e di emulsione della corrente, non prevedibili col modello, diedero luogo a qualche inconveniente.

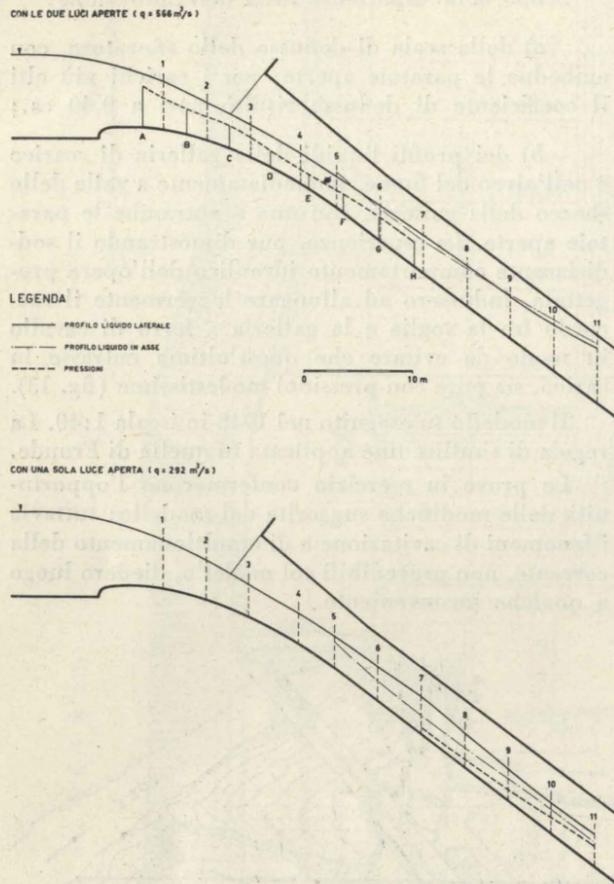


Fig. 13 - Impianto idroelettrico di S. Giustina. Scarico di superficie del serbatoio. Diagrammi delle pressioni e profili liquidi all'imbocco.

## 8 - IMPIANTO DI SANTA GIUSTINA

### Pozzo piezometrico.

Come è noto, un pozzo piezometrico deve avere per tutta la sua altezza una sezione orizzontale sufficiente a garantire la stabilità di regolazione delle turbine (ricordiamo la legge di Thomas, che pare tuttavia fornire dimensioni molto ampie rispetto a quelle realmente necessarie).

Per l'impianto di Santa Giustina, difficoltà costruttive scongiurarono di realizzare questa condizione con un pozzo verticale a sezione circolare, che avrebbe richiesto diametri varianti fra metri 14 e m 10.

Fu quindi studiata una soluzione che presentava una sezione discontinua: infatti il pozzo era costituito da una canna verticale, del diametro di 6,00 m, con camere orizzontali, ognuna delle quali aveva una sezione orizzontale massima sufficiente a garantire la stabilità.

Il tratto di canna cilindrica compresa fra due camere successive, aveva una altezza pari al 5 % circa del salto dell'impianto (fig. 14).

Questa soluzione pur essendo soddisfacente dal lato costruttivo ed economico, lasciava dei dubbi circa il funzionamento idraulico: fu quindi deciso di sperimentarla in laboratorio.

Nel modello il regolatore era rappresentato da una paratoia di tipo speciale, situata a valle del pozzo piezometrico: la luce lasciata libera dalla paratoia veniva variata, mediante dispositivo azionato a mano, in modo che risultasse  $Q \times H = \text{costante}$  (regolatore teorico).

Con opportuni artifici era anche possibile mettere in conto diversi gradi di sensibilità del regolatore.

Le esperienze dimostrarono che le camere non raggiungevano lo scopo di smorzare le oscillazioni, ma riuscivano soltanto a limitarne il carattere espansivo, mantenendo l'ampiezza massima delle oscillazioni al disotto del 10 % del salto (fig. 15).

Per smorzare le oscillazioni si doveva ricorrere a schemi di funzionamento del regolatore ben diversi da quelli realizzabili in pratica.

Perciò questa soluzione fu abbandonata.

Il modello fu eseguito nel 1948. Dovendosi tener conto anche della scabrezza, fu possibile soltanto realizzare una similitudine parziale.

Si rinunciò quindi alla similitudine geometrica: la scala adottata fu di 1:26,05 per le escursioni del

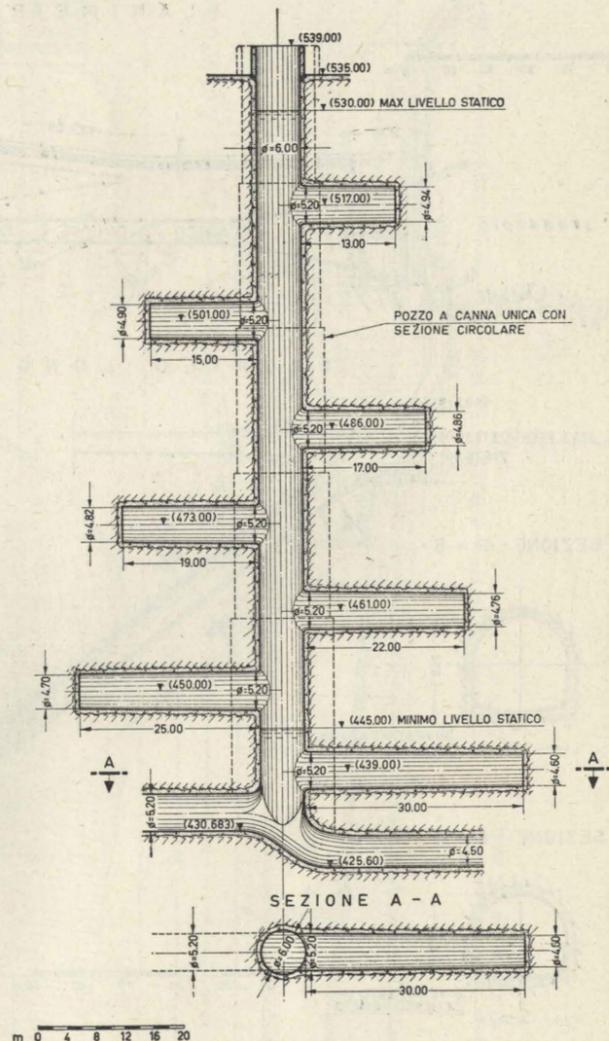
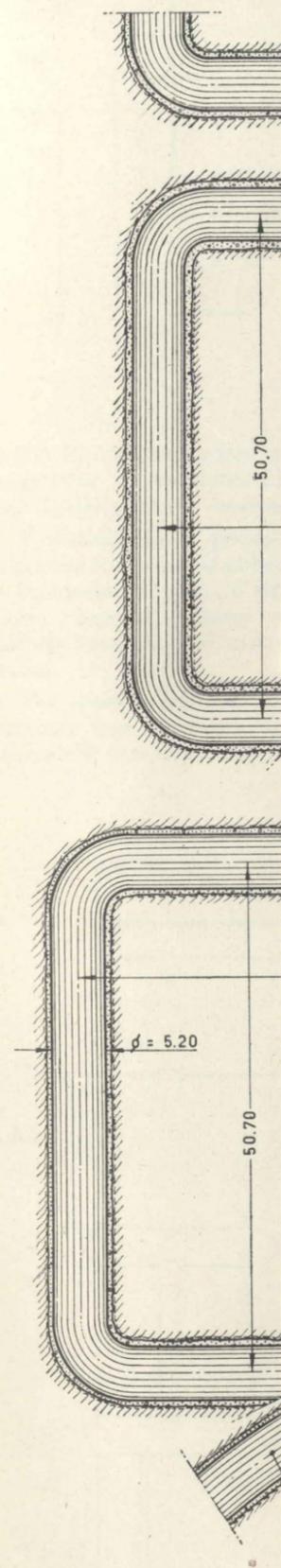


Fig. 14 - Impianto idroelettrico di S. Giustina. Pozzo piezometrico a camere multiple.

### PROIEZIONI ORI.



PROIEZIONI ORIZZONTALI DELLA GALLERIA INCLINATA

SEZIONE VERTICALE

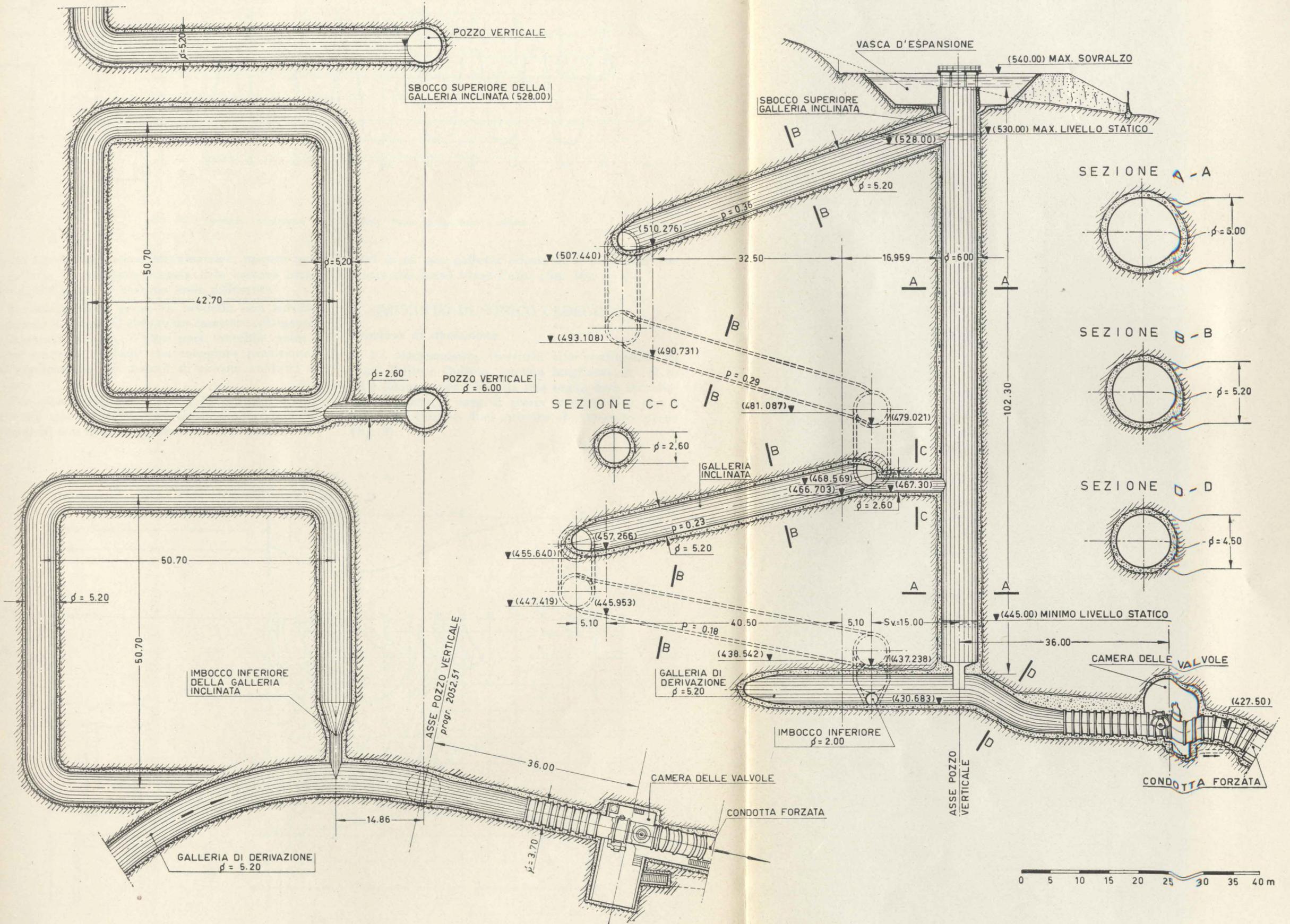


Fig. 16 - Impianto idroelettrico di S. Giustina. Pozzo piezometrico.

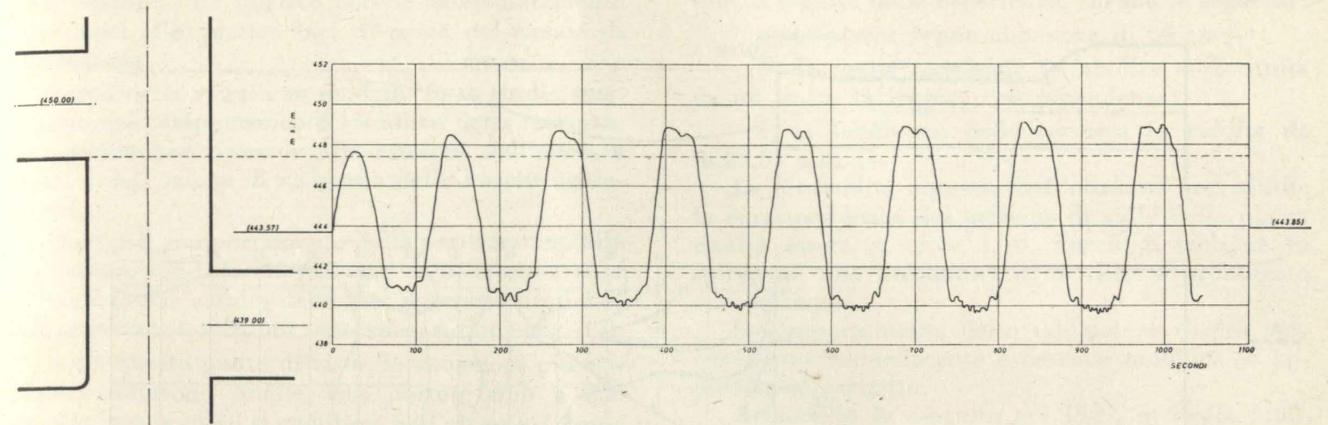


Fig. 15 - Impianto idroelettrico di S. Giustina. Pozzo piezometrico a camere.

livello liquido nel pozzo piezometrico, mentre per la galleria, la condotta forzata e le camere orizzontali del pozzo si usarono scale differenti.

I risultati delle prove su modello non furono di grande interesse ed ebbero un carattere solamente di orientamento che, d'altra parte avrebbe potuto essere ottenuto, e forse con maggiore precisione, coll'applicazione dei metodi di calcolo analitici e grafici.

Per quanto riguarda l'opera fu proposta dallo scrivente una soluzione diversa da quella studiata su modelli con una canna verticale del diametro di

6,00 m ed una galleria elicoidale a pendenza crescente dal basso verso l'alto (fig. 16).

#### 9 - IMPIANTO DI SONICO CEDEGOLO

##### Traversa di deviazione.

Lo sbarramento, costruito alla confluenza dei fiumi Oglio e Ogliolo, ha una lunghezza di 147 m ed è formato per 97 m da una soglia fissa tracimabile soltanto in caso di piene eccezionali e per il resto da quattro luci munite di paratoie piane (fig. 9).

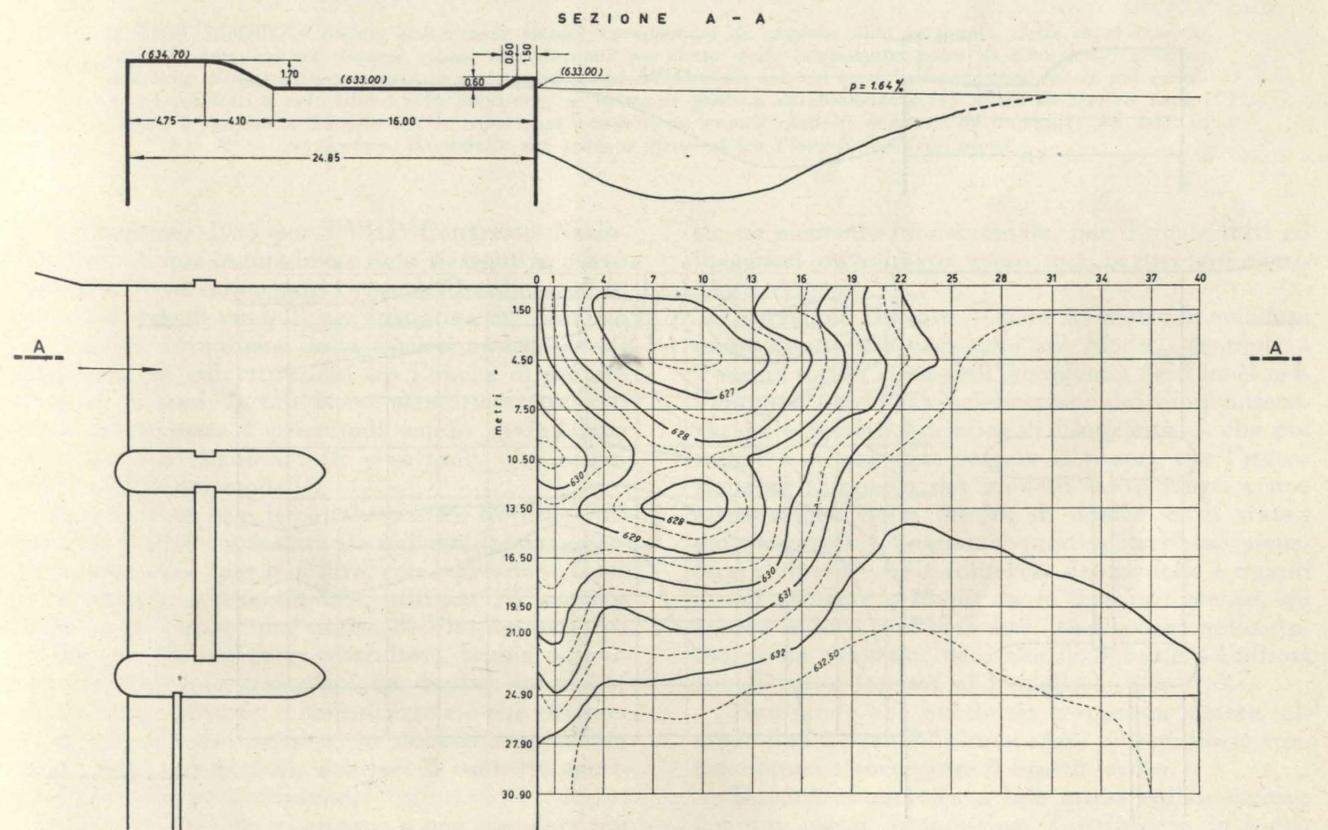


Fig. 17a.

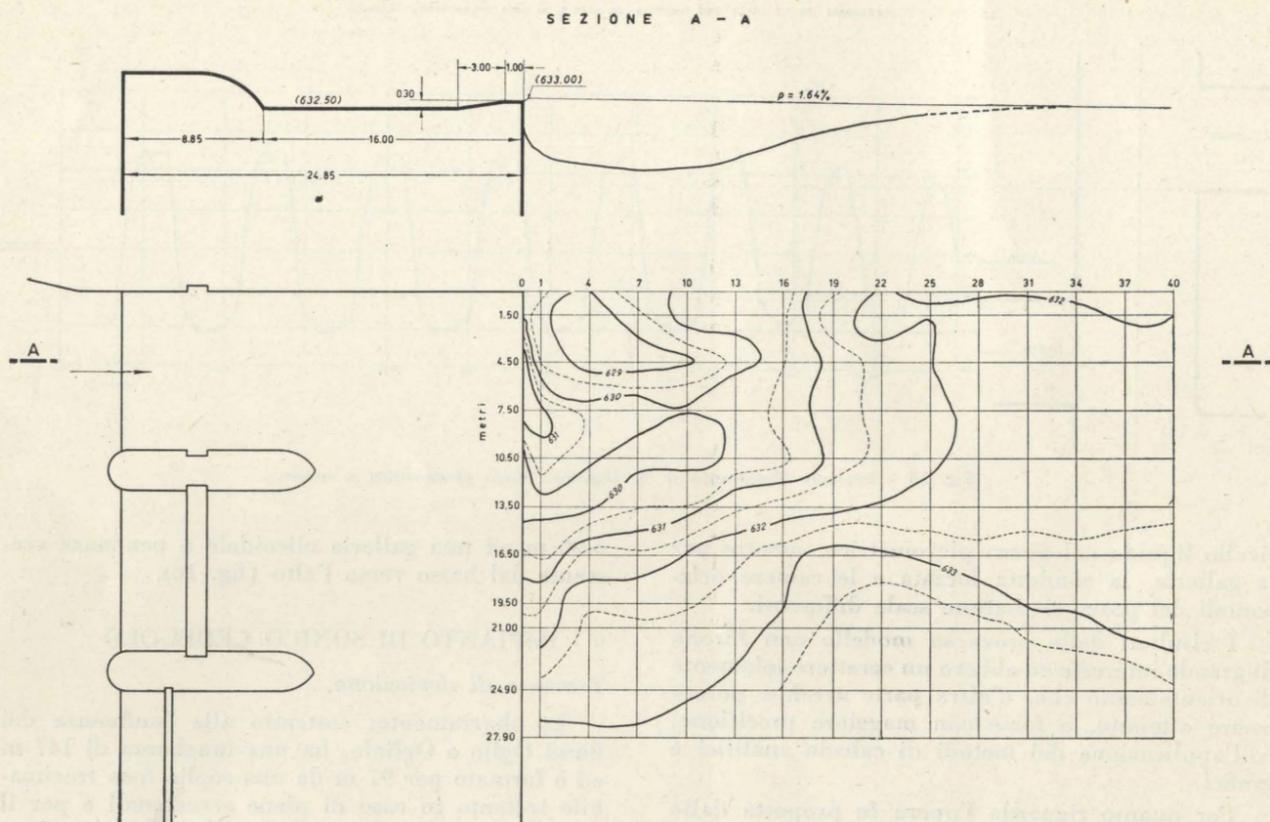


Fig. 17b.

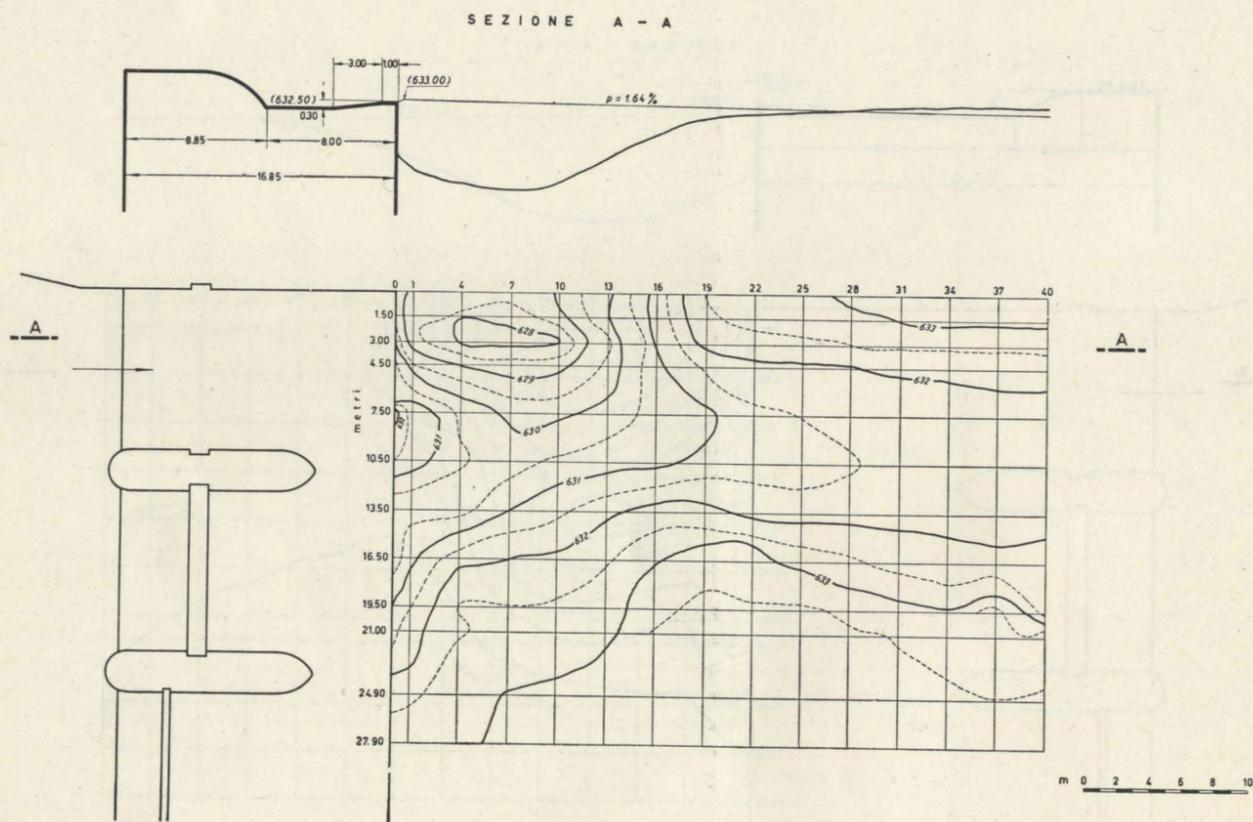


Fig. 17 - Impianto idroelettrico di Sonico Cedegolo. Traversa di deviazione. Principali disposizioni sottoposte a prova (con la luce completamente aperta).

In vicinanza di queste luci è situato lo sghiaiatore, costituito da quattro bocche immediatamente sottostanti alle quattro luci di presa del canale di derivazione.

Scopo della ricerca su modello fu lo studio qualitativo del comportamento idraulico della traversa, con particolare riguardo alle erosioni dell'alveo a valle, e dell'azione di richiamo delle bocche sghiaiatrici.

Mentre il comportamento della parte tracimabile si dimostrò soddisfacente in ogni caso, le esperienze indicarono che a valle delle luci potevano prodursi, in particolari condizioni, notevoli erosioni (fig. 17).

Sotto questo punto di vista, le situazioni più critiche risultarono quelle con portate fino a 350 mc/sec, con le quali si stabilisce nell'alveo del fiume una corrente veloce. Con portate maggiori (la massima piena prevista è di circa 1000 mc/sec), si creano invece dei rigurgiti, che interessano anche la traversa. In conseguenza di ciò la velocità dell'acqua viene sensibilmente ridotta, con un rallentamento dell'azione erosiva. Si constatò pure che la condizione di funzionamento più sfavorevole è quella con una sola paratoia aperta.

Le modifiche apportate alla traversa con paratoie, a seguito delle esperienze, furono le seguenti:

- a) la platea venne abbassata di 50 cm;
- b) la soglia terminale fu abolita e sostituita da un tratto in leggera contropendenza;
- c) la lunghezza della traversa fu ridotta da m 24,85 a m 21.

La profondità massima dell'erosione prevedibile in corrispondenza del taglione di valle della platea risultò essere di circa 3 m. Perciò il taglione fu spinto ad una profondità di 4 metri e prolungato con palancole.

Il comportamento dello sghiaiatore risultò perfettamente soddisfacente e nessuna modifica fu apportata al progetto.

Il modello fu eseguito nel 1949, in scala 1:30. La regola di similitudine applicata fu quella di Froude.

Per quanto i dati forniti dal modello non potessero avere carattere quantitativo, le indicazioni ottenute servirono di orientamento per la determinazione di alcune modifiche da apportare al progetto iniziale. Le opere in esercizio si sono comportate regolarmente.

Claudio Marcello

## UNA BREVE SINTESI DELLE ESPERIENZE SU MODELLO RECENTEMENTE ESEGUITE PER CONTO DELLA S.A.D.E.

*CARLO SEMENZA traccia una rapida sintesi, commentata da qualche nota personale, delle esperienze su modelli eseguite nei scorsi ultimi due decenni per conto della Società Adriatica di Elettricità; accenna anzitutto alle esperienze destinate a risolvere problemi parziali, tra cui studi sui fenomeni locali nei canali e nei condotti a pelo libero e in pressione, su opere di presa o di sbramento, su opere di scarico superficiale e profondo. Espone poi le esperienze condotte su grandi modelli organici di impianti: tra essi, in particolare, il modello del sistema idroelettrico Piave-Boite-Maè-Vajont.*

Nel lontano 1935 per l'VIII° Congresso Nazionale delle Acque in una breve nota riassuntiva avevo ricordato le più importanti ricerche idrauliche effettuate a mezzo di modelli per iniziativa del Servizio Costruzioni Idrauliche della Società Adriatica di Elettricità, le cui attuazioni ho l'onore di seguire da quasi 38 anni. In tale breve memoria erano stati messi in evidenza i principali campi di indagine per i quali si riteneva utile e in molti casi essenziale l'ausilio dei modelli.

Da allora ad oggi la collaborazione fra i costruttori e le Università è stata da noi sempre maggiormente promossa, per non dire, con espressione forse un po' troppo... commerciale, utilizzata. Essenzialmente, per tentare una sintesi dell'importanza dei modelli per gli ingegneri costruttori, la mia opinione è che essi hanno per noi un duplice interesse:

1) sono destinati a convalidare ciò che chiamerei il nostro senso tecnico, in definitiva la nostra intuizione di progettisti, dandoci il conforto sperimentale nella progettazione;

2) in tale modo, ci aiutano a non spendere più di quanto risulta strettamente necessario: ed è que-

sto un elemento fondamentale, per il quale tutti gli ingegneri dovrebbero avere una particolare sensibilità.

Vorrei qui rilevare — come ho messo in evidenza in occasione del Convegno sui Modelli tenutosi a Venezia sotto l'egida dell'Accademia dei Lincei nell'autunno del 1955 a celebrazione del Cinquantenario della Società Adriatica di Elettricità — che potrebbe a prima vista sorgere il timore che l'estensione dell'impiego dei modelli desse luogo a una attenuazione della facoltà di analisi e di sintesi dei progettisti, in quanto questi potrebbero assuefarsi a riposare sulla conferma del modello e quindi a non spingere a fondo sia le loro conoscenze, sia ancora le loro, per così dire, meditazioni nello studio di un progetto, dato che in definitiva l'ultima parola viene lasciata al modello.

Non credo che questo sia troppo da temere, almeno fino a quando il buon senso e l'equilibrio continueranno a sorreggere il nostro lavoro.

Da una sistematica e ben intesa collaborazione dei due mezzi di indagine, l'analitico e lo sperimentale, dovrebbe derivare un affinamento dell'in-

tuizione, la quale quindi, aiutata dall'esperienza fornita dai controlli sperimentali sempre più lunghi ed estesi, non potrebbe che risultarne, nel seguito, più aderente alla realtà.

Le esperienze su modello fanno sì che i progettisti in un certo senso arrivino a « sentire » sempre di più le opere che essi progettano, con tutte le possibilità di funzionamento. « Si accentua in altre parole l'avvicinamento fra la mentalità del progettista e quella dell'ingegnere che esercisce le opere, avvicinamento che può essere di grande utilità perchè, non dimentichiamolo — e qui mi rivolgo a tutti i colleghi idraulici e progettisti — dobbiamo sempre tener presente il concetto fondamentale che le opere che noi eseguiamo sono destinate anzitutto a funzionare, e a funzionare bene, rendendosi utili proprio per il loro funzionamento.

Ciò premesso in linea generale ho pensato che potesse risultare di qualche interesse per il nostro Convegno un rapido riassunto, commentato da qualche nota personale, delle nostre maggiori esperienze in fatto di applicazione della ricerca su modello. Esporrò anzitutto alcune indicazioni sui modelli destinati a risolvere dei problemi parziali, per ricordare alla fine i grandi modelli organici di impianti.

#### *Fenomeni locali nei canali e nei condotti a pelo libero o in pressione.*

Già nella memoria del 1935 avevo messo in evidenza la necessità che gli ingegneri curassero nel miglior modo possibile i fenomeni locali, onde ridurre al minimo le perdite di carico; e l'ausilio che la ricerca su modello avrebbe potuto dare a tale scopo.

Seguendo questo concetto abbiamo sperimentato, ad esempio per l'impianto idroelettrico sul Brenta a Bassano del Grappa, le variazioni di sezione nel canale derivatore, nonché quelle di imbocco e sbocco del grande ponte canale per l'attraversamento del fiume, raggiungendo notevoli percentuali nel ricupero delle perdite dovute alle variazioni di velocità. Analogamente abbiamo studiato modifiche ai raccordi del canale Piave-S. Croce, nel quale a seguito dell'abbassamento del coefficiente di attrito (valutato secondo Gaukler-Strickler) si era riscontrata una notevole riduzione della capacità massima di portata: tale riduzione ha potuto essere attenuata grazie appunto allo studio appropriato di alcuni raccordi.

Analoghi studi sono stati rivolti a raccordi e incroci locali nelle opere idrauliche a valle della centrale di Soverzene: prima fra tutte la confluenza a pettine dei quattro condotti di scarico delle turbine nel condotto principale. Altre ricerche sono state da noi effettuate con notevole profitto per la razionale progettazione dei tubi susseguenti ai diffusori delle turbine. Abbiamo inoltre studiato, anche da un punto di vista generale, le perdite di carico derivanti dall'inserzione di paratoie e diaframmi in condotti in pressione, che hanno trovato molte applicazioni nell'impianto Piave-Boite-Maè-Vaiont.

Ritengo che questi studi di dettaglio siano da

considerare con molta attenzione perchè da essi possono derivare dei vantaggi economici rilevanti. Ricordo anche che un appropriato studio dei raccordi e in genere delle variazioni di sezione, oltre a dar luogo a minori perdite di carico, può portare a notevoli vantaggi nella conservazione delle opere, nelle spese di esercizio per riduzioni di depositi, ecc.

#### *Opere di presa e di sbarramento.*

L'argomento delle opere di presa è sempre, nel nostro lavoro, all'ordine del giorno ed è oggetto di opinioni largamente controverse.

Siamo tendenzialmente portati a fissare con una certa larghezza le perdite di carico nelle varie parti delle opere di presa a pelo libero. Una adeguata elasticità nel dimensionamento delle opere idrauliche è sempre opportuna: è questo uno dei primi insegnamenti che ho ricevuto dal mio Maestro Ing. Ferniani e che mi è stato confermato dalla pratica professionale. Ma l'estendere questa larghezza anche alle previsioni altimetriche può risultare inutilmente dannoso. Quando noi assegniamo a una presa seguita da un canale a pelo libero una perdita ad esempio di 50 cm, ed essa risulta poi in pratica di 40 cm, abbiamo nettamente perduto 10 cm di salto, che non si potrebbero in seguito recuperare se non con provvedimenti assai costosi riguardanti l'intero canale di derivazione. Una accurata determinazione delle effettive perdite di carico è dunque molto importante.

Se si dà una valutazione economica alle conseguenze di una perdita di salto di un ordine di grandezza appena apprezzabile, si trova subito che si possono spendere in un modello, allo scopo di ottenere un affinamento sperimentale nel dimensionamento altimetrico, anche delle cifre notevoli.

Credo doveroso quindi ripetere che in questo campo non dovremmo stancarci di affinare ulteriormente il nostro lavoro. Vorrei dire che si tratta qui di abbinare all'intuizione, oltre che l'analisi, la pazienza.

Ricorderò fra le ricerche più importanti che abbiamo effettuato nel campo delle opere di presa e dispositivi annessi quelle sulle prese dal Brenta dell'impianto di Bassano e dal Tagliamento a Caprizi; inoltre sulla presa automatica della Tovanella (derivazione secondaria del Piave-Boite-Maè-Vaiont).

Altri fenomeni connessi a sbarramenti e opere di presa, in particolare le erosioni a valle degli sbarramenti, sono stati oggetto di numerose ricerche sia in sede di manutenzione straordinaria e di miglioramento a opere già esistenti, come quella dell'Ansiei, sia costruendo e cioè in sede di progetto, come quelle di Aiba, del Rovalto, del Ghirlo e per lo sbarramento del Brenta a Bassano, per la corretta progettazione del profilo di sbarramento e delle opere di difesa a valle; infine la profilatura della soglia sfiorante della diga di Sottosella sull'Isonzo.

#### *Opere di scarico superficiali e profonde.*

L'applicazione dei modelli allo studio degli scarichi di superficie è stata da noi molto estesamente applicata. Ricordo il grande modello per lo scarico di superficie del lago di S. Croce, seguito da una

condotta in galleria e da un canale in terra a piccola velocità; le opere di scarico del serbatoio di Sottosella sopracitato e più recentemente lo scarico di superficie del serbatoio di Pieve di Cadore e quelli a calice dei serbatoi di Barcis e di Pontesei.

Per quanto in particolare riguarda invece gli scaricatori con dissipazione, ricordo lo studio del canale di disimpegno della centrale del Partidor, la condotta di scarico della centrale del Ledra, il dissipatore dello scarico dell'impianto di Saviner. Più recentemente, abbiamo lungamente indagato con un grande modello la galleria di restituzione dell'impianto di Somplago, destinata a funzionare tanto a pelo libero quanto in pressione; opera di costo rilevante e per la quale quindi il modello ha dato un contributo essenziale.

L'opera di immissione delle acque di scarico dal lago di Cavazzo nel torrente Leale, nello stesso impianto, è stato pure esaminato secondo varie soluzioni. Altro problema da noi pure studiato a mezzo di modello e che si può secondo certi punti di vista ricondurre ai precedenti è quello del condotto artificiale per il torrente Pora, sottopassante la cabina esterna della centrale di Soverzene.

I due ultimi problemi che ho citato sono particolarmente degni di nota per motivi di ordine costruttivo e pratico. Il primo, quello dello scarico nel Leale, per le conseguenze dell'immissione di una notevole portata in un alveo naturale ma già sistemato dall'Amministrazione dello Stato; da qui una situazione che evidentemente andava chiarita con un particolare senso di responsabilità. Il secondo, quello dell'alveo artificiale del torrente Pora, esige il più corretto dimensionamento per avere la pratica garanzia di evitare allagamenti della cabina esterna della centrale senza d'altra parte dare all'opera una dimensione eccessiva.

Un altro caso particolarmente interessante, fra le ultime ricerche da noi eseguite in questo campo, è quello relativo alla centrale di Pelos.

Lo studio dei fenomeni che si determinano per inghiaiami e onde di piena nell'alveo di fronte a una centrale (nel caso di esame appunto la centrale di Pelos) che è venuta a trovarsi, per nuove costruzioni a valle, alla radice di un serbatoio, ci ha portati a costruire un modello in scala notevolmente grande, nel quale poter riprodurre tutte le possibili soluzioni per ovviare a tali inconvenienti. Poichè si tratta di provvedimenti comunque assai dispendiosi e che implicano in seguito una determinata linea di condotta nell'esercizio, la loro scelta e il loro corretto dimensionamento rivestono una importanza economica molto notevole. Il modello può consentire inoltre una notevole efficacia dimostrativa per il personale addetto all'impianto.

Personalmente credo che in ultima analisi anche nel campo dei fenomeni di erosione e di trasporto dei materiali, l'ausilio dei modelli, se molte volte non può dare dei risultati precisi dal lato quantitativo, possa sempre essere utile almeno dal punto di vista qualitativo per indicare la direzione dei fenomeni e la loro localizzazione.

Veniamo ora ai modelli su

#### *Fenomeni di moto vario.*

La progettazione dei pozzi piezometrici, per la quale presso l'Università di Padova sono state eseguite notevoli ricerche, è stata da noi da lunga data frequentemente appoggiata alle esperienze su modello. Queste ci hanno chiarito fra l'altro, come è noto, la reale applicabilità delle espressioni del Thoma, il che ha valso a ridurre notevolmente in alcuni impianti il costo del pozzo e delle opere inerti.

Ricorderò qui per incidenza che, anche sotto l'egida dell'A.N.I.D.E.L. sono state svolte ricerche di carattere generale in questo campo tanto nel Laboratorio di Padova quanto in quello di Bologna con risultati di grande interesse.

Fra le ricerche in questo campo possono considerarsi anche quelle eseguite per gli impianti della S.A.D.E. su modelli di gallerie di scarico a forte pressione, con particolare riferimento alle opere di scarico dal serbatoio del Vaiont.

Una estensione dei concetti che hanno condotto agli studi di cui sopra rappresentano i grandi modelli funzionali di interi impianti, atti a darci non soltanto le caratteristiche del movimento dell'acqua in singole parti dell'impianto ma tutto il complesso del funzionamento di una rete di gallerie in pressione con numerosi pozzi, serbatoi interposti ecc. Tipico per questo caso è il sistema dell'impianto Piave-Boite-Maè-Vaiont. Mi riferisco a questo proposito alla memoria dei Proff. Ingg. Ghetti e Indri che viene presentata al Convegno.

Il concetto che ci ha condotti a questi modelli è soprattutto la ricerca delle più opportune disposizioni di esercizio, con il risultato di un migliore coordinamento delle diverse manovre che possono essere richieste, manovre atte a determinare ripercussioni idrodinamiche anche in parti dell'impianto che non sono immediatamente influenzate dalla manovra stessa.

Come ho più sopra ricordato per il modello della centrale di Pelos, costruito per lo studio di altri fenomeni, l'utilità di questi modelli può essere notevole anche per l'istruzione del personale di esercizio.

Ho esposto sommariamente alcune mie esperienze particolari nel campo della modellistica idraulica; credo superfluo indugiarmi oltre e scendere ai dettagli, tanto più che molti degli studi da noi promossi sono già stati illustrati adeguatamente dai docenti o fanno oggetto di loro esaurienti memorie in questo stesso Convegno.

Ritengo tuttavia non inutili le mie brevi indicazioni sia per dare l'idea del lavoro compiuto, sia perchè possano servire di incitamento ai più giovani ingegneri.

Carlo Semenza

Venezia, Aprile 1957.

# LE PROVE SU MODELLO ED IL COMPORTAMENTO DELLE OPERE DI SCARICO DELLA DIGA DEL POGLIA

Durante la progettazione della diga sul fiume Poggia la Direzione Costruzione Impianti Idroelettrici della Società Edison fece allestire e provare presso il Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano un modello idraulico in scala 1:40 per lo studio del comportamento dei due scarichi di superficie e dello scario di fondo della diga. LUIGI NOE dà notizia delle principali indicazioni fornite dalle prove su modello nei riguardi soprattutto della pendenza e delle curvature dei canali che convogliano le acque smaltite dagli scarichi di superficie e dell'effettivo funzionamento delle opere.

La diga del Poggia, che è stata realizzata dalla Direzione Costruzioni Impianti Idroelettrici della Soc. Edison sotto la guida dell'ing. Claudio Marcello, sottende un bacino di 109 kmq e crea un serbatoio della capacità di 450.000 mc destinato alla regolazione settimanale delle portate che alimentano la nuova centrale idroelettrica di Cedegolo.

La diga è formata da quattro elementi a gravità alleggeriti del tipo Marcello e da due raccordi laterali a gravità normale.

Lo scarico delle piene è assicurato da due scarichi di superficie, ricavati su due degli elementi alleggeriti, e da uno scarico di fondo, ricavato nell'elemento alleggerito centrale, in corrispondenza all'alveo del fiume. La portata totale scaricabile è



Fig. 3 - Diga del Poggia.

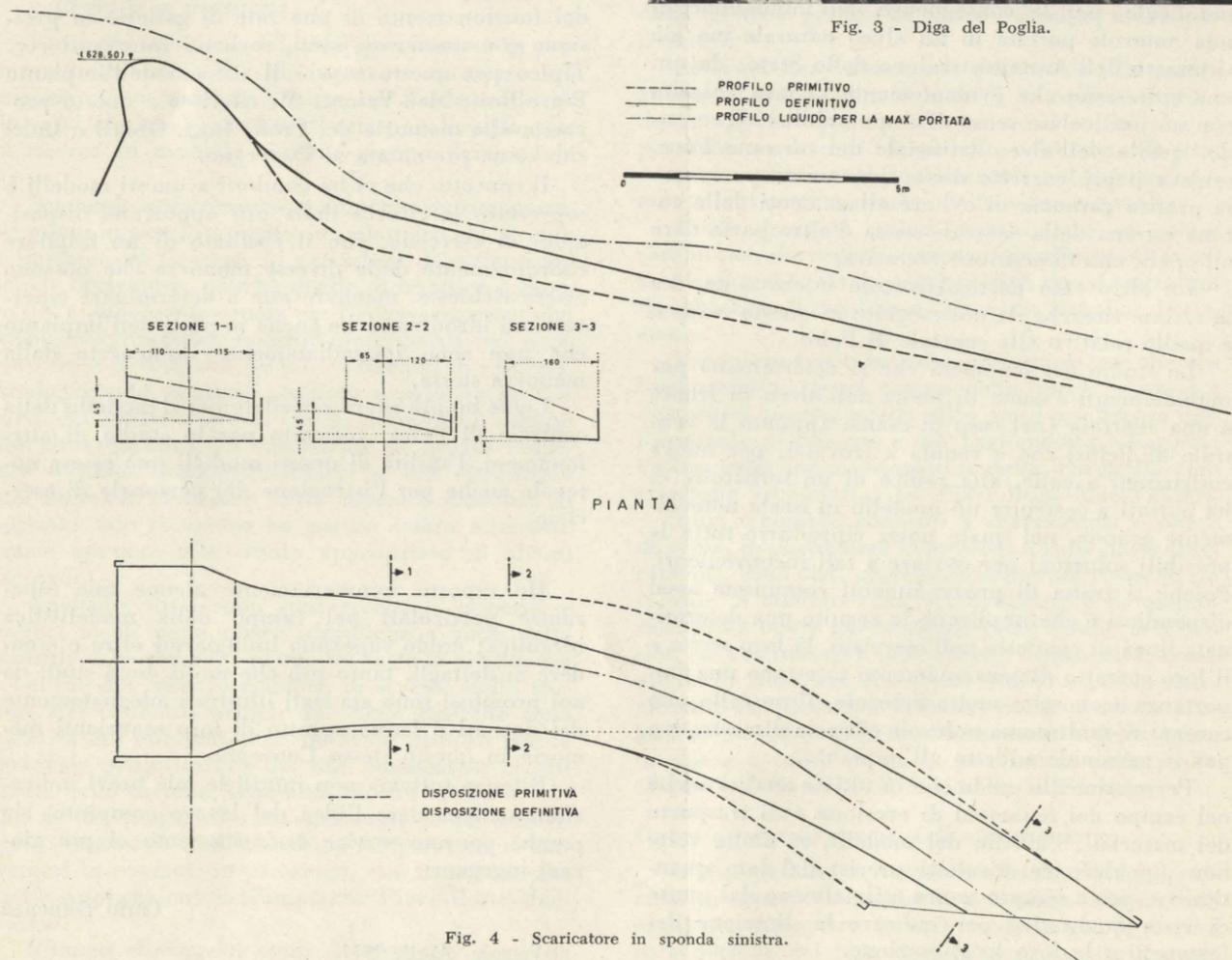


Fig. 4 - Scaricatore in sponda sinistra.

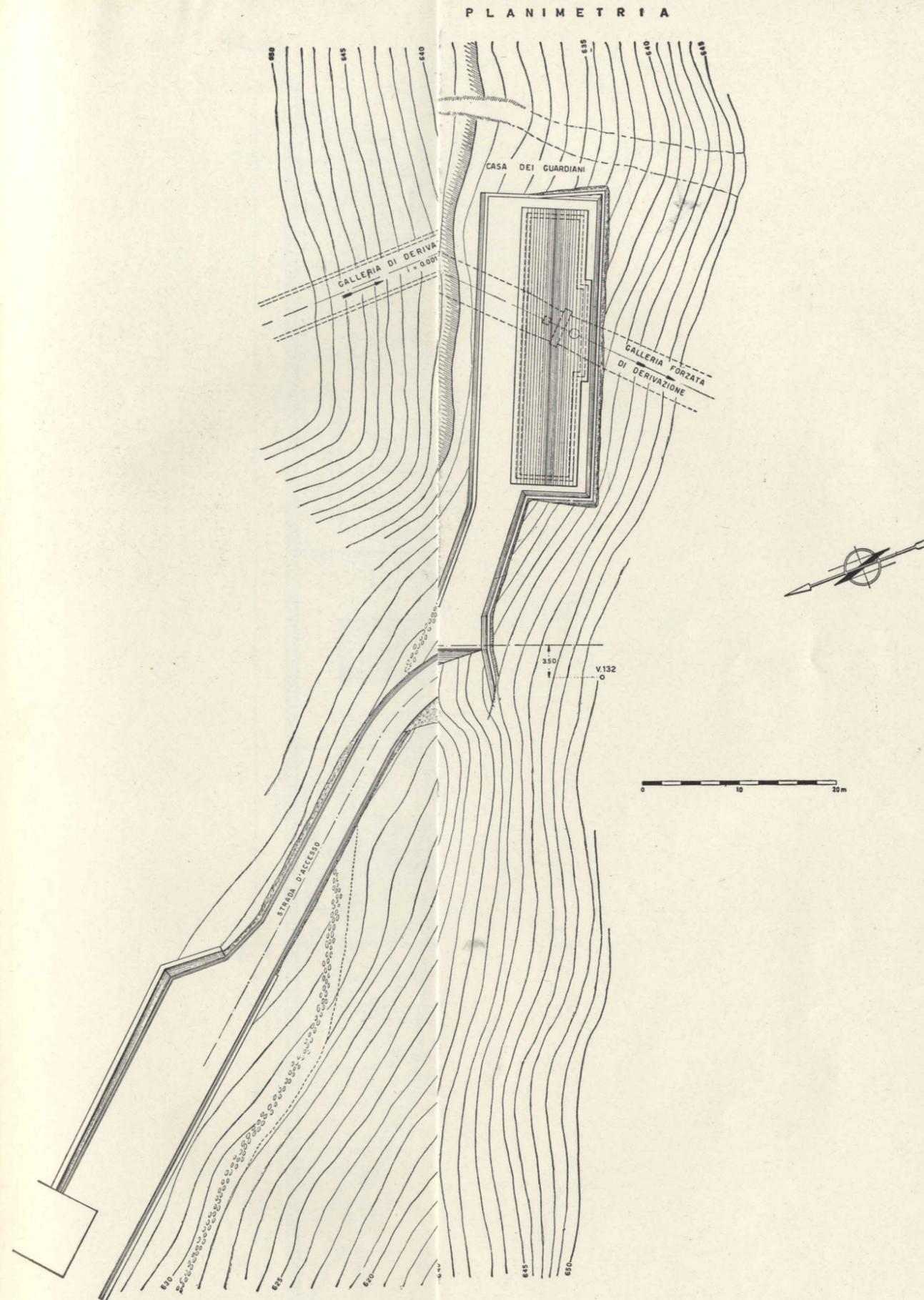


Fig. 1 - Impianto idroelettrico

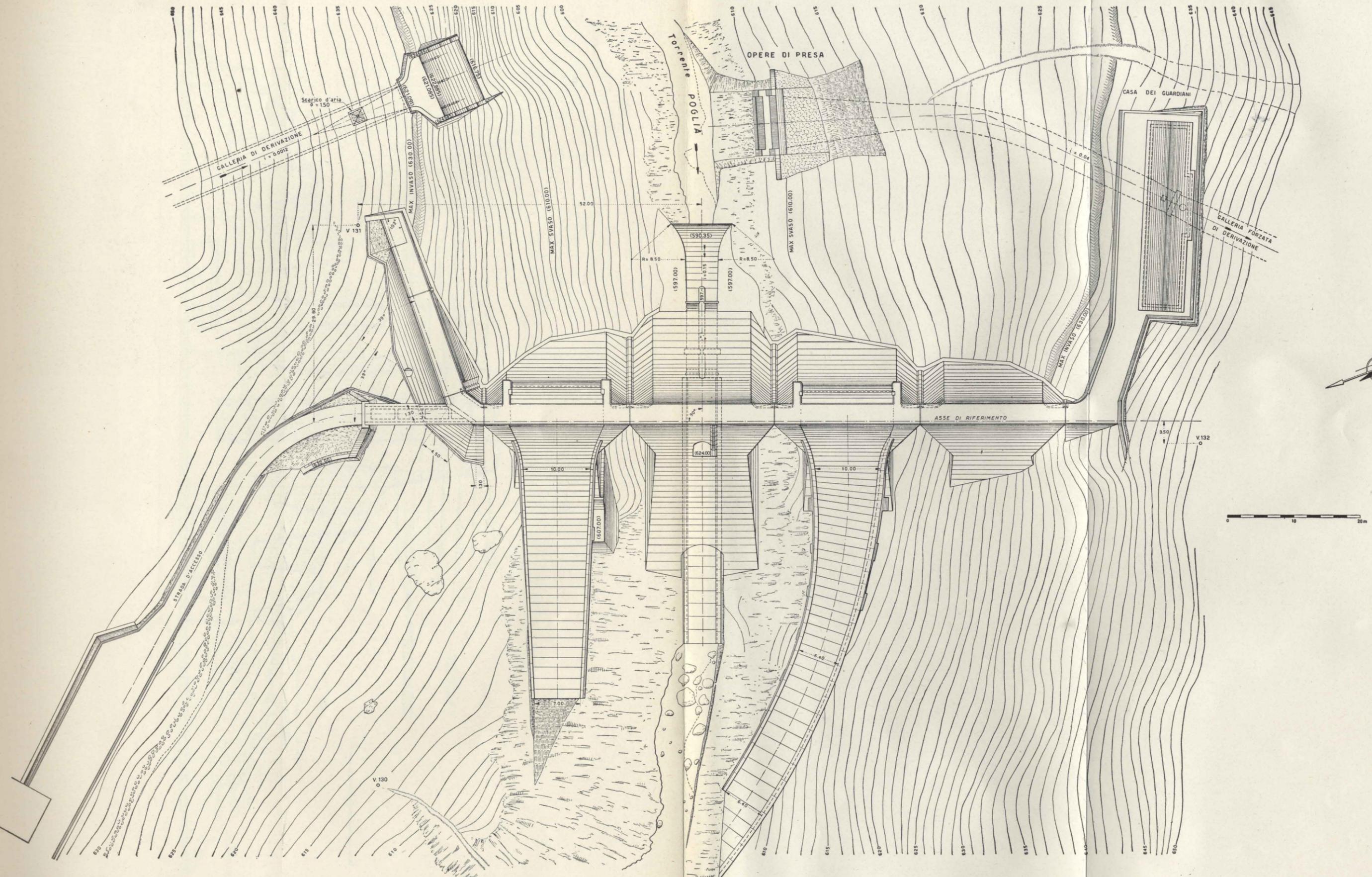


Fig. 1 - Impianto idroelettrico di Sonico-Cedegolo. Diga del Poglia.

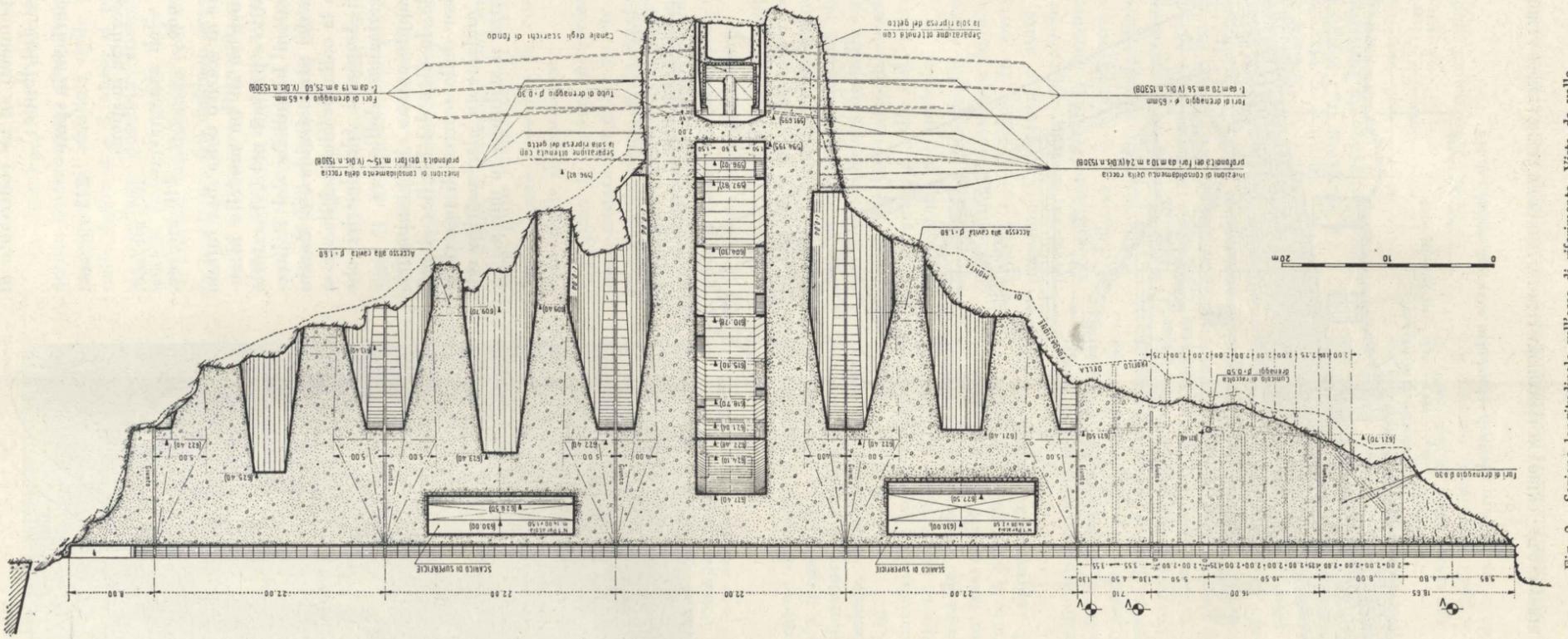


Fig. 2 - Sezione longitudinale sull'asse di riferimento. Vista da valle.

di 520 mc/sec, corrispondenti ad un contributo di 4,77 mc/sec. kmq, così distribuita:

- dallo scarico di superficie in sponda sinistra 243 mc/sec.
- dallo scarico di superficie in sponda destra 167 mc/sec.
- dallo scarico di fondo 110 mc/sec.

Tutte e tre le opere di scarico della diga furono sottoposte a varie prove su di un modello idraulico in scala 1:40 allestito e provato nel Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano a cura dei proff. Guido De Marchi e Aldo Marchetti, con la collaborazione della stessa Direzione Costruzioni Impianti Idroelettrici che stava curando la progettazione dell'opera.

Le figure 1 e 2 rappresentano, in planimetria e sezione longitudinale, la diga del Poggia; si può notare che mentre l'asse dello scarico di superficie di destra presenta un andamento planimetrico rettilineo, quello di sinistra si sviluppa in curva.

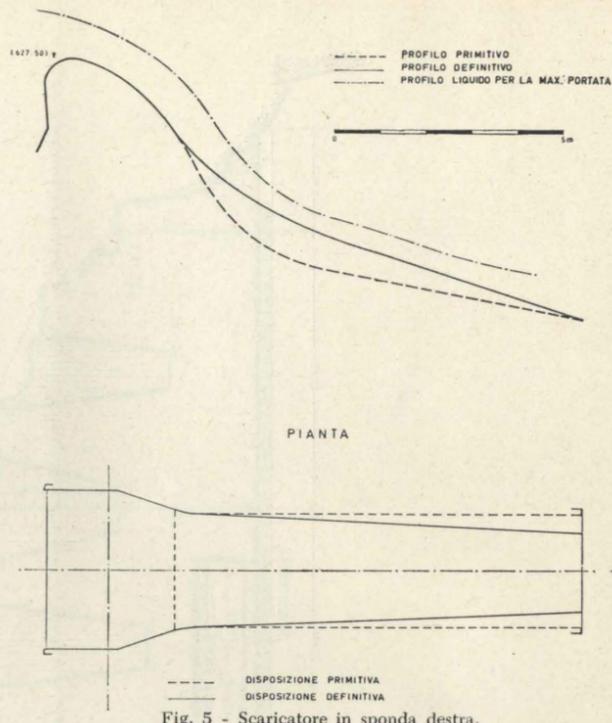


Fig. 5 - Scaricatore in sponda destra.

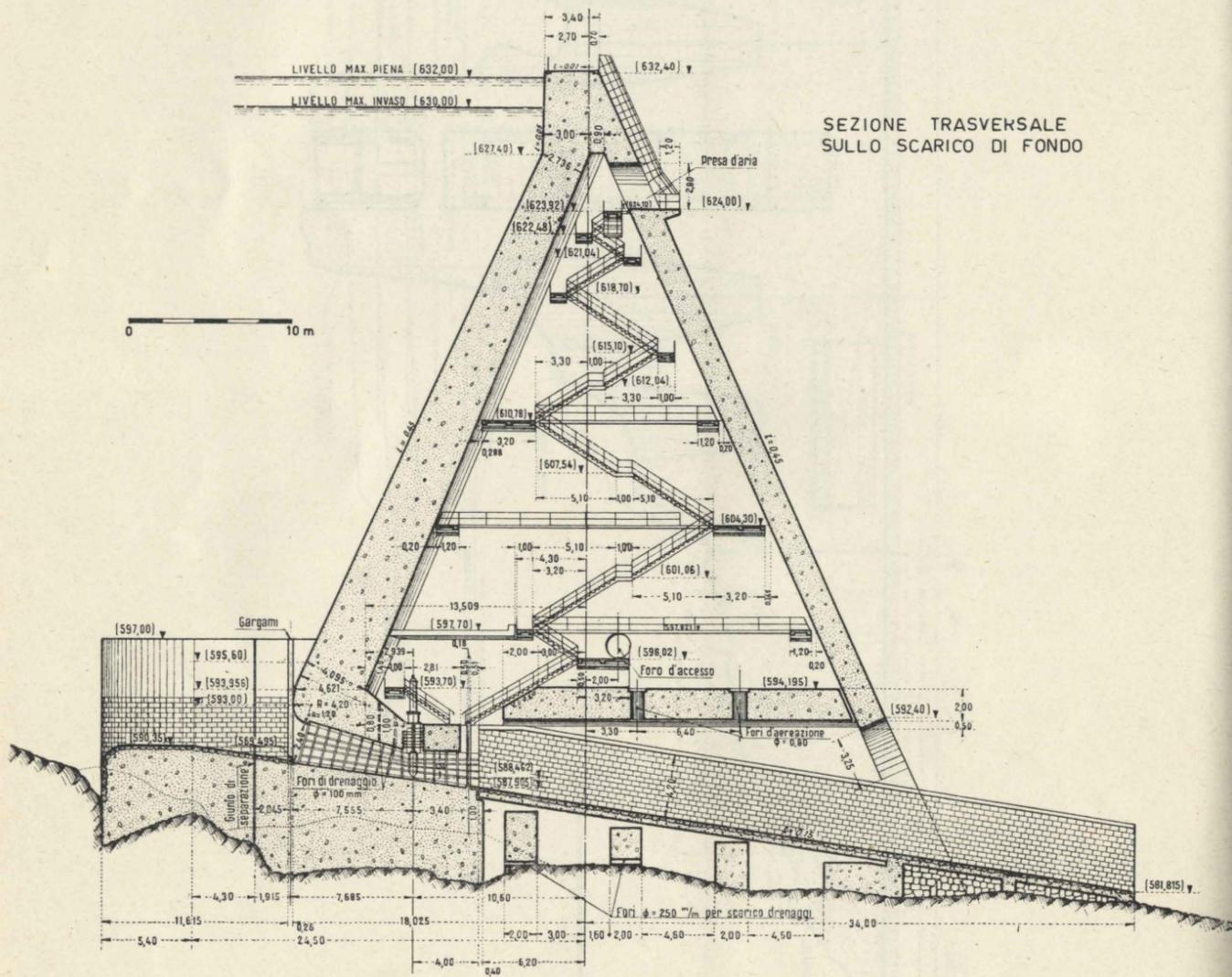


Fig. 6 - Sezione trasversale sullo scarico di fondo.



Fig. 7 - Diga del Poggia.

La luce dello sfioratore di destra è regolata da una paratoia a ventola larga 14 m e alta 2,50 m, mentre quella dello sfioratore di sinistra è sormontata da un organo analogo, della stessa lunghezza, ma alto soltanto 1,50 m.

In entrambi gli scarichi alla soglia larga, come si è detto, 14 m fa seguito uno scivolo a forte pendenza, in corrispondenza del quale si ha un restringimento della sezione trasversale dei canali di scarico, e, quindi, tratto a pendenza più dolce.

La fotografia n. 3 rappresenta la diga del Poggia vista da valle.

Le prove sul modello si proponevano, per quanto riguarda gli scarichi di superficie, di determinare quali fossero le pendenze più convenienti da assegnare ai due scivoli e quali i valori più appropriati per i raggi di curvatura dei raccordi alimetrici di detti scivoli, e, limitatamente per lo sfioratore di sinistra, di studiare la curvatura planimetrica più opportuna per il canale di scarico.

Per quanto riguarda lo scaricatore di destra, a pianta rettilinea, le prove idrauliche eseguite sul modello hanno chiaramente mostrato la necessità di non assegnare allo scivolo un'inclinazione superiore a 0,8 per evitare che, in corrispondenza del successivo raccordo terminale, l'acqua avesse a « picchiare » sul fondo del canale e, di conseguenza, a debordare.

In altre parole è apparsa chiara la necessità di evitare che i filetti liquidi dovessero seguire dei profili che avessero delle curvature troppo sentite.

La differenza fra l'andamento dei due profili, quello inizialmente progettato e quello modificato in seguito ai risultati delle prove, è ben visibile nelle figure 4 e 5, dove si può pure notare come sia risultato possibile aumentare leggermente, in pianta, la convergenza delle sponde del canale di scarico, realizzando così un'economia senza che la regolarità del deflusso avesse a soffrirne.

Lo scaricatore di sponda sinistra ha pure denunciato, durante la prova idraulica, la necessità di rettificare leggermente la pendenza dello scivolo e altresì di aumentare, in pianta, il raggio di curvatura assegnato all'opera.

Utili indicazioni sono state date dal modello al fine di determinare la più appropriata sequenza delle pendenze trasversali del fondo del canale di scarico, al fine di ridurre la pendenza trasversale del pelo libero.

Varie disposizioni con setti longitudinali sono state pure esaminate; i risultati delle prove non hanno però mostrato la convenienza di adottare una simile disposizione.

Infine le prove indicarono l'esistenza di una zona situata lungo la parete esterna nella seconda metà della curva nella quale forti pulsazioni provocavano notevoli variazioni di livello.

La determinazione dei franchi da assegnare alle sponde è stata naturalmente eseguita tenendo conto di questo fatto particolare.

Lo scarico di fondo, rappresentato nella fig. 6 e munito di due paratoie a saracinesca, è stato provato sul modello dimostrando un funzionamento soddisfacente per quanto riguarda il deflusso sia nel canale ricavato nella cavità dell'elemento centrale, che nel tratto di alveo naturale posto immediatamente a valle dell'opera e che era pure rappresentato nel modello.

La diga del Poggia è entrata in esercizio nel 1950; dopo di allora lo scarico di fondo è stato aperto varie volte. In corrispondenza del carico massimo l'apertura è stata limitata ad una sola paratoia, mentre con carichi parziali è stata estesa ad entrambe le luci; durante tutte queste manovre il deflusso si è svolto senza alcun inconveniente.

Gli scarichi di superficie non hanno mai dovuto, sino ad ora, scaricare portate rilevanti. Il massimo deflusso si è avuto il 27 settembre 1952 con uno scarico di 64,3 mc/sec. dalla paratoia dello scarico di destra e di 28,3 mc/sec. da quella dello scarico di sinistra. Il funzionamento dell'opera, con queste portate parziali, è stato del tutto regolare.

La fotografia n. 7 rappresenta gli scarichi di superficie durante un loro funzionamento.

Luigi Noè

Direzione Costruzioni impianti Idroelettrici della Soc. Edison.

# RICERCHE SU MODELLI IDRAULICI PROMOSSE DALL' A. N. I. D. E. L.

CARLO SEMENZA, sottolineata la grande importanza assunta negli ultimi anni delle ricerche su modelli nel campo degli impianti idroelettrici, ricorda come l'A.N.I.D.E.L. si sia fatta sin dal 1948 promotrice, con adeguati contributi, di indagini sperimentali di interesse generale, per gli studi relativi agli impianti, da effettuarsi presso i Laboratori degli Istituti Universitari di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. L'Autore passa poi ad illustrare i risultati più importanti ottenuti, dando una breve sintesi delle ricerche stesse.

La grande importanza assunta negli ultimi anni dalle ricerche su modelli idraulici ha indotto la A.N.I.D.E.L. a farsi promotrice fin dal 1948 di un vasto piano di indagini sperimentali di carattere generale, da effettuarsi presso i Laboratori degli Istituti Universitari di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. I programmi e il coordinamento di queste ricerche sono stati affidati dalla Presidenza dell'A.N.I.D.E.L. alla Sezione Tecnologica, la quale ha nominato all'uopo una speciale Commissione (Commissione n. 10: « Coordinamento dei rapporti con i Laboratori di Idraulica ») che fin dalla sua istituzione ho avuto l'onore di presiedere. I compiti della Commissione n. 10 si sono andati poi via via sviluppando, estendendosi anche ad altre indagini, di laboratorio o non, interessanti comunque le costruzioni idrauliche.

I risultati delle varie ricerche sono raccolti essenzialmente in 44 memorie pubblicate in gran parte su « L'Energia Elettrica » e comunque raccolte in una serie — a tutt'oggi — di sette volumi dal titolo: « Relazioni su ricerche e studi promossi dall'A.N.I.D.E.L. ».

Si ritiene possa essere di un certo interesse illustrare a questo Convegno i più importanti risultati ottenuti nel campo delle ricerche sui modelli idraulici, rinviando ovviamente, per i dettagli, alle memorie originali. Per comodità di trattazione le varie ricerche sono state raggruppate in alcune sezioni principali.

Sez. « A »

*Opere di presa ed opere annesse complementari.*

Nel campo delle opere di presa è di particolare interesse lo studio di quelle situate in media ed alta montagna che immettono generalmente nei canali di gronda per l'aumento degli apporti ai serbatoi di regolazione.

Tali opere sono nella maggior parte dei casi ubicate in zone impervie e di difficile accesso anche nella buona stagione; generalmente sbarrano corsi d'acqua di carattere eminentemente torrentizio e con cospicuo trasporto solido. Fenomeno quest'ultimo della massima importanza per il funzionamento delle opere, che richiederebbero continua sorveglianza e manutenzione in contrasto con l'inaccessibilità delle opere stesse e la loro modesta entità.

Questa situazione ha richiesto lo studio dei vari accorgimenti necessari per mantenere funzionante l'impianto, (soprattutto sghiaiamiento delle bocche di presa) con sistemi che escludano sia l'opera del-

l'uomo, sia l'applicazione di meccanismi automatici che facilmente possono guastarsi. L'attenzione degli sperimentatori si è in proposito particolarmente volta a quel particolare tipo di manufatto di presa costituito da un canale attraversante il corso d'acqua, chiuso superiormente da una griglia inclinata verso valle, complesso recentemente denominato « a traversa derivante ». In caso di piena, sia l'acqua che il materiale da essa trasportato devono superare la traversa stessa ed è appunto in questi casi che non poco materiale solido viene a cadere nel canale sottostante la griglia. Il problema sta appunto nel trovare il sistema più pratico per smaltire tale materiale, qualora non si adotti il criterio, piuttosto drastico, di escludere, a comando o automaticamente, la derivazione in tempo di forte trasporto solido.

Alcuni degli Autori, che hanno studiato il problema, sono orientati verso una soluzione mediante sifoni autoinnescanti di vario tipo; si hanno quindi sull'argomento numerose prove sperimentali nonché alcuni notevoli contributi teorici che servono di utile controllo sull'attendibilità delle esperienze in confronto con i risultati del calcolo.

Le indagini e gli studi su alcuni particolari tipi di manufatti di presa e sui sistemi di sghiaiamiento e dissabbiamento sono stati svolti nei laboratori degli Istituti di Idraulica e Costruzioni Idrauliche delle Università di Bologna e di Padova e del Politecnico di Milano.

Il particolare il prof. Bruno Poggi dell'Istituto di Costruzioni Idrauliche dell'Università di Bologna ha affrontato, con un primo studio sperimentale « Sulla velocità di equilibrio di corpi immersi in correnti ascendenti verticali »<sup>1</sup>, il problema della determinazione della velocità minima di una corrente liquida ascendente per realizzare l'equilibrio del materiale solido immerso in essa.

Tale studio rappresenta la base per un esame approfondito del trasporto solido mediante sifoni autoadescenti.

Il Poggi ricorda come il problema non sia del tutto nuovo ma sia stato affrontato sin dal 1928 dall'ing. Scotti-Foglieni con una serie di prove sperimentali. I risultati però differiscono per quanto riguarda l'espressione matematica della velocità di equilibrio. Infatti il Poggi, che tiene conto della forma del materiale, giunge a queste due formule conclusive ( $V$  = velocità in mc/sec;  $d$  = diametro del materiale in mm):

<sup>1</sup> Pubblicata nel fascicolo di febbraio 1951 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

- a) per materiale pressochè sferico  $V = 0,0644 \cdot d^{0,688}$   
b) per materiale piatto  $V = 0,0344 \cdot d^{0,767}$

mentre lo Scotti-Foglieni espone la seguente formula valevole per qualsiasi forma del materiale:

$$V = 3,8 \cdot \sqrt{d} + 8,3 d$$

In conclusione secondo il Poggi la velocità di equilibrio risulta inferiore a 1 m/sec per pezzi sferici del diametro di 50 mm e peso di circa 160 grammi, mentre per i pezzi piatti del diametro di 50 mm e peso di 50 grammi è di circa 0,7 m/sec. Poichè la velocità normale di regime nei sifoni è sensibilmente superiore alla velocità di equilibrio di cui sopra, ne consegue che il sistema di scarico a mezzo sifone dovrebbe essere sempre di funzionamento sicuro e soddisfacente.

Con la presentazione di due tipi di presa a traversa derivante preceduta da una serie di prove sperimentali su un particolare tipo di sifone, il prof. Giuseppe Evangelisti, in una sua nota: « Sul problema delle prese sussidiarie per utilizzazioni idroelettriche »<sup>2</sup>, chiude gli studi svolti sull'argomento nel Laboratorio dell'Istituto di Bologna.

Il prof. Evangelisti si occupa più estesamente del complesso delle opere di presa vere e proprie, riallacciandosi per quanto riguarda i sifoni a quanto esposto dal prof. Poggi. Interessanti le note sulla progettazione delle opere di presa, della traversa derivante e le considerazioni per un ottimo funzionamento dei sifoni di scarico.

Un altro ciclo di studi sullo stesso argomento è stato svolto presso il Laboratorio di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche dell'Università di Padova da parte del prof. Egidio Indri.

L'Indri nella sua relazione « Ricerche su modello per un'opera di presa a funzionamento automatico »<sup>3</sup> esamina diffusamente il problema delle piccole opere di presa montate sviluppando nella introduzione alla parte sperimentale le sue osservazioni sulla opportunità di rendere automatico sia lo sghiaiamiento che il dissabbiamento.

Dopo aver illustrato e discusso il comportamento sperimentale di una serie di modelli di presa, ponendone in evidenza i difetti riscontrati in essi, i quali hanno messo in luce alcuni caratteri del meccanismo di messa in moto e di trasporto dei materiali, l'Autore esamina in dettaglio il modello definitivo dove si hanno due sifoni indipendenti che funzionano alternativamente e in relazione alla effettiva necessità di asportazione dei materiali depositi. I sifoni, secondo quanto è anche risultato dalle esperienze in vera grandezza, qualora siano correttamente sagomati e alimentati di materiale solido hanno ottima efficacia di pulizia, con consumo totale di portata relativamente modesto.

In una successiva comunicazione « Esperienze sulla capacità di trasporto solido di sifoni sghiaiatori »<sup>4</sup>, l'Indri illustra una lunga serie di esperienze

<sup>2</sup> Pubblicata nel fascicolo di maggio 1951 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>3</sup> Pubblicata nel fascicolo di agosto 1953 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>4</sup> Pubblicata nel fascicolo di dicembre 1954 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

su vari tipi di sifoni sghiaiatori eseguite per la determinazione delle caratteristiche e dei diagrammi di rendimento in funzione della concentrazione del materiale solido. Tali prove possono ritenersi come una continuazione di quelle effettuate dal Poggi.

Ancora sull'argomento dei manufatti di presa a « traversa derivante » è da ricordare il contributo del prof. Giorgio Nosedà, dell'Istituto di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano, che affronta il problema delle griglie orizzontali o suborizzontali e precisamente lo studio del comportamento della vena d'acqua al passaggio sopra di esse. L'Autore esamina due tipi di griglie a barre longitudinali ed a barre trasversali, dedicando in particolare la sua attenzione al primo tipo.

In una prima comunicazione « Correnti permanenti su portata progressivamente decrescente defluenti su griglie di fondo »<sup>5</sup>, viene esaminato il problema dal lato teorico tracciandone i relativi profili liquidi considerando costante l'energia specifica ( $e = \text{cost}$ ) oppure il carico totale ( $H = \text{cost}$ ), sia per correnti lente che veloci. Un fattore che viene considerato in ogni caso per valutarne l'influenza sulla capacità di derivazione è, ovviamente, l'inclinazione della griglia.

In una seconda comunicazione dello stesso titolo della prima<sup>6</sup>, viene invece trattata la parte sperimentale, confrontandone i risultati con quelli teorici già ricavati. Per le esperienze sono stati considerati tre tipi di griglia a barre longitudinali e uno a barre trasversali, per i quali tipi sono stati preliminarmente determinati i coefficienti di afflusso  $\mu$  attraverso la griglia a carico costante, con risultati riassunti in un diagramma  $H/h$  ( $h = \text{carico nelle fessure}$ ) utili per calcoli di orientamento.

In una seconda determinazione dello stesso coefficiente con  $h$  variabile (più rispondente alla realtà) vengono ricavate le due formule semiempiriche seguenti: per correnti lente nel canale a monte e veloci nella griglia  $\mu = 0,66\psi^{-0,16} \left(\frac{h}{l}\right)^{-0,13}$  e per correnti veloci sia nel canale, che nella griglia  $\mu = 0,78 \left(\frac{h}{l}\right)^{-0,13}$  dove  $\psi = \frac{\text{vuoto}}{\text{vuoto} + \text{pieno}}$  per ogni tipo di griglia.

L'Autore conclude l'esame delle sue prove affermando che il processo di movimento di una corrente defluente su griglia orizzontale o suborizzontale si svolge nelle condizioni previste dalla teoria se si considera costante su tutta la griglia l'energia specifica, gli scostamenti fra teoria e risultati del modello essendo dell'ordine del 2 % per griglie orizzontali e del 4-5 % per griglie inclinate.

Il prof. Guglielmo Benfratello pure dell'Istituto di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano ha preso a sua volta in esame in una nota: « Il transitorio nei sifoni autoinnescanti »<sup>7</sup>, una fase interessante del funzionamento di

<sup>5</sup> Pubblicata nel fascicolo di gennaio 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>6</sup> Pubblicata nel fascicolo di giugno 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>7</sup> Pubblicata nel fascicolo di novembre 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

un sifone per sghiaimento o meno, e precisamente quella che precede immediatamente l'innesco del sifone.

L'Autore chiama questa fase « transitorio », data la brevità di durata del fenomeno e l'influenza concomitante di parametri variabili dipendenti dall'area della vasca di carico e dell'incremento di portata nel tempo che affluisce alla vasca stessa e quindi della velocità con cui cresce il livello.

In definitiva lo studio del « transitorio » si riduce all'esame della sensibilità all'innesco del tipo di sifone scelto. Questa sensibilità dipende anche da fattori dimensionali propri del sifone: dalla posizione dell'imbocco, dalla sagoma longitudinale del sifone e dalla posizione e conformazione del dente all'intradosso, fulcro principale per raggiungere l'innesco, e altri ancora.

Lo studio è corredato, per ogni caso sperimentale, di diagrammi illustranti l'andamento delle prove eseguite in confronto con i risultati teorici.

Un'altra relazione interessante le opere di presa con bocche in fregio al corso d'acqua è dovuta al prof. Giuseppe Benini dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche dell'Università di Padova, che esamina l'angolo di migliore incidenza di una derivazione al fine di limitarne il trasporto solido in essa.

L'Autore in una prima comunicazione « *Sull'angolo di migliore incidenza di una derivazione* »<sup>8</sup>, espone i risultati ottenuti da vari sperimentatori italiani e stranieri confrontandone e discutendone le conclusioni. In una seconda comunicazione « *Sull'angolo di presa di una derivazione* »<sup>9</sup> il Benini illustra invece una lunga serie di esperienze eseguite su modello illustrandone i risultati sintetizzati da alcuni chiari diagrammi.

Viene così messa in evidenza l'influenza dei vari parametri considerati nelle prove sperimentali: prove che portano a concludere sulla pratica incertezza di poter determinare un angolo di migliore incidenza nei riguardi del trasporto solido che può essere limitato soprattutto con la presenza di un grande tirante d'acqua ed una bassa velocità.

Sempre sull'argomento delle prese va infine ricordata la monografia redatta dal prof. Egidio Indri<sup>10</sup>, in base ai dati raccolti con la collaborazione delle Società esercenti, nella quale sono descritte ed analizzate le principali opere di presa degli impianti idroelettrici italiani: dal loro esame si sono potute stabilire alcune nozioni fondamentali circa i criteri di progettazione e di dimensionamento che vengono adottati per tali opere. Lo studio ha permesso di raccogliere le caratteristiche di circa 120 opere di presa di vario tipo e grandezza.

Sez. « B »

*Correnti a pelo libero.*

Lo studio delle correnti a pelo libero costituisce nel campo sperimentale dell'idraulica e delle co-

<sup>8</sup> Pubblicata nel fascicolo di giugno 1952 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>9</sup> Pubblicata nel fascicolo di settembre 1955 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>10</sup> Pubblicata nei resoconti dell'anno 1954.

struzioni idrauliche un argomento che si può ben dire inesauribile. Non si deve pertanto ritenere inutile l'iniziativa di molti sperimentatori nel riprendere in esame argomenti che potrebbero sembrare sorpassati, ma che invece il progredire della tecnica presenta da sempre nuovi punti di vista con la possibilità di pervenire a soluzioni più aderenti alla realtà del fenomeno.

Il prof. Michele Viparelli dell'Istituto di Costruzioni Idrauliche dell'Università di Napoli, con una sua nota « *Premessa ad una ricerca sulle correnti rapide* »<sup>11</sup>, prima di una terna di comunicazioni sulle correnti veloci, affronta l'argomento esaminando i vari problemi che si incontrano nello studio di correnti a pelo libero con velocità assai superiore a quella critica, dove si è in presenza non di sola acqua ma di una miscela acqua-aria di varia concentrazione il cui tenore di aria è crescente verso la superficie libera, sopra la quale si ha un vero flusso di gocce d'acqua sospese in aria. L'Autore, illustrato il procedimento di calcolo che tiene conto delle caratteristiche di detta miscela, dà notizia delle misure di velocità eseguite con tubi di Pitot usati con determinate precauzioni in una delicata installazione sperimentale inaugurata ad hoc.

Infine l'Autore illustra i diagrammi tipo che riassumono per una visione generale del fenomeno i dati sperimentali.

In una successiva nota « *Correnti rapide — Risultati su canalette a 45°* »<sup>12</sup>, il Viparelli passa ad illustrare una serie di esperienze i cui risultati vengono inquadrati in una nuova serie di diagrammi. L'Autore, rimarcando che lo strato superiore di quello di pura acqua è formato di gocce in aria, precisa che in tal caso la distribuzione dei volumi d'acqua segue la curva normale delle probabilità. Lo stato delle attuali esperienze può in conclusione ben soddisfare il fisico ma non il tecnico; per queste ragioni si rende necessario un ulteriore ciclo di studi sperimentali per poterne ricavare elementi atti alla realizzazione pratica di opere idrauliche.

La terza nota sull'argomento è presentata dal prof. Bruno Poggi dell'Istituto di Costruzioni Idrauliche dell'Università di Bologna; tratta delle « *Correnti veloci in canali in curva* »<sup>13</sup>. Il Poggi nella prima parte del suo studio, dopo un breve cenno critico sulle ricerche precedenti, tratta il problema dal punto di vista teorico riferendosi agli studi di Von Karman, Ippen e Knapp ed alle ipotesi a « carico specifico costante » adottate dal primo studioso ed a « velocità costante » adottate invece dagli altri due. L'Autore passa quindi alla parte sperimentale accennando che le prove furono eseguite su tre canalette in curva aventi la larghezza costante di 25 cm; raggi di curvatura per le prime due di 3 m e per la terza di 6,25 m; pendenza sul fondo per le prime due del 5 % e per la terza del 10 %. La ricerca verteva sulla determinazione delle altezze dei

<sup>11</sup> Pubblicata nel fascicolo di gennaio 1951 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>12</sup> Pubblicata nel fascicolo di giugno 1954 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>13</sup> Pubblicata nel fascicolo di maggio 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

peli liquidi sul fondo in alcuni punti dei due lati della canaletta; e sul confronto di questi dati con l'altezza media di una canaletta rettilinea e con i valori teorici, ricavati con il metodo di Von Karman e quello di Ippen e Knapp. Un ulteriore elemento che è risultato assai utile nella pratica è il valore dell'angolo compreso fra la tangente all'inizio della curva e quella passante per il punto della parete d'estradosso della canaletta dove si verifica la massima altezza del pelo liquido.

Il prof. Gianni Formica nella sua nota « *Esperienze preliminari sulle perdite di carico nei canali dovute a cambiamenti di sezione* »<sup>14</sup>, riporta i risultati di 171 prove sperimentali eseguite nel Laboratorio dell'Istituto di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano, prove che l'Autore definisce « preliminari di una più ampia ricerca » per la determinazione del coefficiente «  $\alpha$  » di Coriolis, che in prima approssimazione si ammette pari all'unità, ma il cui valore più esatto può essere richiesto nella trattazione di particolari problemi e che può salire anche a 1,11. In una seconda serie di prove l'Autore procede alla determinazione teorica-sperimentale della perdita di carico. Per ambedue le serie di prove sono stati esaminati i due casi di allargamento e restringimento di sezione. I risultati delle esperienze, raccolti in tabelle e diagrammi, consentono al Formica di concludere che le perdite localizzate per brusco restringimento (senza raccordo) sono del 50 % superiori a quelle per brusco allargamento, per l'inevitabile contrazione della corrente all'imbocco nel caso di brusco restringimento. Per questa ragione i raccordi di restringimento devono essere completi, mentre ciò non è necessario nei casi di allargamento essendo sufficiente indirizzare i filetti fluidi, mancando qualsiasi contrazione.

In una nota dal titolo « *Studio preliminare per un raccordo fra tratti di canale ad alveo fisso e ad alveo mobile* »<sup>15</sup>, il prof. Stefano Teofilato dell'Istituto di Idraulica dell'Università di Roma, riferisce a sua volta sulle prove eseguite su un canale in parte rivestito e in parte no. L'Autore esamina i fenomeni che hanno luogo nel punto di passaggio e più a valle nell'alveo mobile anche quando la sezione del canale a valle sia più ampia, studiando in questo caso il raccordo più adatto perchè siano limitate le erosioni.

Le prove sperimentali sono state eseguite per un primo gruppo in un canale rettangolare e per un secondo gruppo in uno a sezione trapezia. È soltanto in questo secondo caso che si è esaminato l'effetto di una rapida variazione di sezione.

Presso il Laboratorio dell'Istituto di Idraulica dell'Università di Pisa il prof. Ferdinando Paderi ha istituito una serie di prove sperimentali relative alla chiamata di sbocco riferendone i risultati in due note. La prima dal titolo « *Sulla chiamata di sbocco* » (Notizie preliminari sui rilevamenti per canale a fondo orizzontale)<sup>16</sup> è un esame della portata nella zona terminale di un canale rettangolare

<sup>14</sup> Pubblicata nel fascicolo di luglio 1955 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>15</sup> Pubblicata nel fascicolo di agosto 1950 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

0,50 × 0,50 m con fondo orizzontale; esame che è una ripresa ed estensione delle classiche esperienze del Rouse (1933). Sono state nel complesso eseguite 9 prove, delle quali 5 con coordinatografo disposto presso la sezione di sbocco e le altre 4 con un coordinatografo spostato più a monte, in modo da poter indagare una più estesa zona, a monte della sezione critica, che risulta normalmente perturbata. Con gli elementi rilevati l'Autore costruisce i relativi profili liquidi e quindi i profili liquidi adimensionali aventi per coordinate  $\frac{x}{y_c}$  e  $\frac{z}{y_c}$  dove  $y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$

coefficiente di Coriolis uguale ad  $L$ , e li confronta coi profili adimensionali del Rouse e dell'Hippen. Nelle conclusioni il Paderi rileva che la sezione critica (perturbata) si verifica ad una distanza dalla sezione di sbocco pari a  $3 y_c$  e che l'altezza d'acqua in corrispondenza della sezione di sbocco, e per corrente lenta, è uguale a  $0.7 y_c$ .

In una successiva nota « *Sulla chiamata di sbocco in canale a fondo declive* »<sup>17</sup>, il Paderi riferisce su una seconda serie di venti esperienze eseguite nella stessa canaletta 0,50 × 0,50 delle prove precedenti, ma con il fondo inclinato. Le prime sette esperienze, eseguite con pendenza del fondo variabile da 0,001 a 0,0035 e portata oscillante da 82,15 a 96,90 l/sec., hanno servito per lo studio del profilo liquido e della zona critica con determinazione della distanza di questa dalla sezione di sbocco, ottenuta con la relazione:

$$x_c = x_A + 0,100 \frac{y_c - y_A}{y_B - y_A}$$

e inoltre per la determinazione della pendenza media del pelo liquido nella zona critica mediante la relazione:

$$J_{mc} = i - \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} \sqrt{l - i^2}$$

Le rimanenti 13 esperienze sono state dedicate ad uno studio approfondito della sezione di sbocco con rilevamento del profilo liquido nella zona a cavaliere della sezione stessa e con determinazione dell'altezza della lama d'acqua nella sezione di sbocco per due pendenze del ranale  $i=0,000$  e  $i=0,002$ . Tutti i risultati sono raccolti in tabelle e grafici molto espressivi. Sono in corso ulteriori ricerche sulla chiamata di sbocco sui canali a fondo acclive.

Il prof. Augusto Ghetti dell'Istituto di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche all'Università di Padova, nella sua nota « *Distribuzione delle velocità all'interno e sforzi di scorrimento al contorno nelle correnti a regime uniforme* »<sup>18</sup>, sviluppa un dettagliato e profondo esame critico riesumando vecchie esperienze e studi, nel campo del moto laminare e del moto turbolento. L'argomento viene trattato dal lato puramente teorico; tuttavia l'esposizione del Ghetti dovrebbe aprire una feconda serie di studi

<sup>16</sup> Pubblicata nel fascicolo di ottobre 1954 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>17</sup> Pubblicata nel fascicolo di agosto 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>18</sup> Pubblicata nel fascicolo 11/12 1950 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

sperimentali aventi lo scopo di migliorare le nostre conoscenze sui movimenti interni nelle correnti a regime uniforme dei quali l'Autore passa in rassegna i principali aspetti che rimangono ancora da chiarire.

Ancora nel campo delle correnti a pelo libero è da segnalare la nota « *Onde di ampiezza crescente su moto base permanente* »<sup>19</sup> del prof. Giulio Supino dell'Istituto di Idraulica dell'Università di Bologna, con la quale sono comunicati i risultati di uno studio teorico-sperimentale sul moto ondoso in regime di rigurgito.

Esaminato dapprima il problema dal punto di vista teorico vengono successivamente confrontati i valori ottenuti dal calcolo con quelli ricavati dalle prove analizzandone e interpretandone le ragioni delle eventuali divergenze. Divergenze comunque del tutto accettabili, il che conferma la riuscita dell'esperienza che ha messo in luce fra l'altro l'esistenza di onde con la caratteristica di esaltarsi in ampiezza partendo da un valore nullo.

Sez. « C »

*Opere di modulazione e regolazione.*

Queste opere, del massimo interesse per gli impianti idroelettrici e per l'irrigazione, hanno dato luogo a varie ricerche su alcuni dei loro più significativi aspetti.

Il prof. Bruno Gentilini, ancora dell'Istituto di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano, con la nota « *L'azione di uno sfioratore laterale sull'onda positiva ascendente di un canale* »<sup>20</sup> comunica i risultati di una serie di esperienze su modello, per determinare l'effetto smorzatore di uno sfioratore laterale sull'onda prodotta dalla rapida chiusura di una paratoia posta subito a valle dello sfioratore stesso. È questa la situazione tipica di una derivazione a pelo libero, per impianto idroelettrico terminante in una vasca di carico, munita di uno sfioratore laterale per poter troncare la cresta dell'onda di chiusura nel caso di scatto delle macchine.

L'Autore ha rilevato con registrazioni cinematografiche l'andamento del pelo liquido in due sezioni, una immediatamente a monte dello sfioratore e l'altra un po' a valle di esso.

Le esperienze sono condotte per varie portate e per varie lunghezze di sfioratore, con risultati che in conclusione corrispondono con quelli forniti dal calcolo (Drioli).

Il Gentilini ha pure esaminato il caso di sfioratori laterali su ambedue i lati del canale; le esperienze in proposito hanno dimostrato che l'attenuazione dell'onda è la stessa che si sarebbe ottenuta con uno sfioratore unico, da un solo lato, avente lo sviluppo uguale alla somma degli sviluppi di due laterali.

Due note con lo stesso titolo « *Azione di uno sfioratore a ventola sull'onda positiva provocata dall'arresto delle macchine nel canale adduttore di un*

*impianto idroelettrico* »<sup>21</sup> e <sup>22</sup>, del prof. Giulio De Marchi e dell'ing. Savio Penati dell'Istituto di Idraulica e di Costruzioni Idrauliche del Politecnico di Milano riferiscono su due cicli successivi di esperienze, eseguiti su un modello in scala 1 : 30 del canale derivatore della centrale di Tornavento della Soc. Vizzola, sulle intumescenze che vengono a formarsi per manovre od arresto rapido alle macchine in centrale. Il De Marchi confronta il comportamento dell'onda di chiusura con ventole bloccate e con ventole libere dimostrando l'influenza del fattore tempo fra il momento dell'arresto delle macchine e quello di apertura delle ventole e definendo infine lo sfasamento necessario per ottenere il massimo effetto.

Il De Marchi precisa inoltre come il bacino di carico annesso alla centrale eserciti per la sua ampiezza una notevole azione livellatrice sulla prima onda positiva.

Il Penati, ha ripreso e continuato lo studio del De Marchi con una più completa attrezzatura sperimentale, comprendente fra l'altro un oscillografo elettromagnetico Hathaway a 8 e a 12 equipaggi, con il che è stato possibile controllare l'andamento del pelo liquido in più sezioni nel bacino di carico e nel canale alimentatore nonché controllare i tempi di apertura delle ventole. Nelle sezioni in esame sono state inoltre installate delle celle per la misura della pressione Statham modello P 5 a variazione di resistenza e assai sensibili anche ai valori molto piccoli. Con questo secondo ciclo di prove si è potuto rilevare l'influenza della durata della manovra di chiusura sulla formazione di onde secondarie.

Nel laboratorio dell'Istituto di Idraulica dell'Università di Pisa il prof. ing. Corrado Ruggiero con l'ing. Piero Giudici ha eseguito una serie di prove sperimentali su particolari misuratori di portata: la descrizione delle prove stesse e i risultati conseguiti sono riportati nella nota « *Sui misuratori di portata a grande campo di variabilità* »<sup>23</sup>. La comunicazione, di carattere teorico-sperimentale, si inizia con la giustificazione della scelta del misuratore a risalto senza soglia come il più adatto allo scopo. Segue una parte analitica e quindi vari confronti fra le scale teoriche e quelle sperimentali del misuratore prescelto nonché fra le scale teoriche dello stesso misuratore con altri misuratori dello stesso tipo, ma di diverse caratteristiche pur essendo tutti senza soglia.

Fra le numerose prove complementari sono da segnalare quelle relative al funzionamento del misuratore in presenza di materiale di trasporto sul fondo. È stato così rilevato che questo fatto crea delle alterazioni sensibili nella taratura del misuratore, che per uno strato di materiale sul foro di 28 mm dà valori con scarti del 57 %. Ma la mancanza di soglia non dovrebbe in realtà consentire il verificarsi di un tale evento, per cui in definitiva il tipo

<sup>21</sup> Pubblicata nel fasc. di dicembre 1953 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>22</sup> Pubblicata nel fascicolo di ottobre 1954 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>23</sup> Pubblicata nel fascicolo di aprile 1952 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

di misuratore proposto sembrerebbe adatto per il controllo delle portate a mezzo di idrometrografo su canali di gronda, in zone poco accessibili e pertanto ispezionabili soltanto saltuariamente.

Con una nota dal titolo: « *Su alcuni tipi di partitori idraulici* »<sup>24</sup>, il prof. Gastone De Martino dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche dell'Università di Napoli, riferisce su una ricerca su partitori realizzati con misuratori a risalto. Lo studio teorico e sperimentale, limitato al tipo formato da due canali derivatori affiancati, è basato sulla determinazione del rapporto teorico di ripartizione fra le varie portate e la determinazione dello scarto percentuale fra questo rapporto e quello sperimentale, nonché degli scarti percentuali fra i valori reali delle singole portate e quelli teorici.

La ricerca, corredata da numerosi abachi, è stata estesa a più tipi di partitori e per varie portate; dall'esiguità degli scarti fra valori sperimentali e valori teorici che ne sono risultati, l'Autore conclude per la piena rispondenza del partitore a venturimetri affiancati con alimentazione comune dal canale adduttore per gli usi pratici.

Sez. « D »

*Correnti in pressione.*

Quantunque i fenomeni connessi alle correnti in pressione abbiano la ben nota importanza nel campo delle costruzioni idrauliche, si ha soltanto una nota relativa ad un particolare problema di moto vario, quella del prof. Giuseppe Benini dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche dell'Università di Padova, che riferisce su alcune esperienze relative ai pozzi piezometrici nella nota « *Sui fenomeni di colpo d'ariete nelle gallerie munite di pozzo piezometrico con luce strozzata* »<sup>25</sup>.

Il Benini riprende in esame un importante problema ed esegue una serie di prove sperimentali per rilevare l'effettivo andamento delle sovrappressioni alla base del pozzo per due posizioni di questo rispetto alle estremità di sbocco della condotta e per varie strozzature, confrontando poi i risultati con quelli ottenuti analiticamente con il metodo grafico di Bergeron e con quello di Jaeger, che danno risultati praticamente uguali.

L'accordo dei risultati sperimentali con quelli teorici costituisce una soddisfacente conferma dei metodi di calcolo dei pozzi piezometrici con strozzatura alla base.

Sez. « E »

*Argomenti vari.*

Il prof. Giulio Supino dell'Istituto di Idraulica dell'Università di Bologna con la sua nota « *La similitudine aria-acqua e lo studio dei modelli idraulici* »<sup>26</sup> premette le basi teoriche a un gruppo di ricerche sperimentali interessanti l'idraulica, per le quali verrà utilizzata l'analogia aria-acqua.

<sup>24</sup> Pubblicata nel fascicolo di febbraio 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>25</sup> Pubblicata nel fasc. di novembre-dicembre 1950 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>26</sup> Pubblicata nel fascicolo di novembre 1951 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

Nonostante alcune limitazioni connesse al passaggio dalla similitudine in acqua a quella in aria, il complesso dei fenomeni idraulici che si possono studiare con esperienze in aria abbraccia un campo abbastanza esteso che potrà essere così più facilmente esplorato.

Il prof. Michele Viparelli dell'Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche dell'Università di Napoli comunica con la sua nota « *Trasporto di aria da parte di correnti idriche in condotti chiusi* »<sup>27</sup> una serie di esperienze eseguite in condotte verticali, inclinate e orizzontali al fine di determinare l'effettiva quantità di aria che viene trascinata dal moto di correnti idriche, discutendone i risultati anche alla luce delle teorie sull'argomento.

Dai risultati delle non semplici esperienze appare fra l'altro che il maggior trasporto d'aria non si ha nei casi più vistosi, ma quando l'aria entra in miscela con l'acqua in frazioni minutissime (v. il caso del pozzo con scarico libero). La determinazione della quantità d'aria trascinata è comunque problema sperimentale assai delicato, che si spera di poter migliorare con un nuovo ciclo, già programmato, di ricerche.

Gli appunti di cui sopra riguardano soltanto le ricerche effettuate ed esaurite: di esse, come già accennato, è stata data per lo più notizia con relazioni dei rispettivi ricercatori su « *L'Energia Elettrica* ».

Molte altre ricerche di importanza essenziale sono in corso: per esse non ritengo opportuno esemplificare, perchè il valore di una ricerca sta soprattutto nei suoi risultati, che non si potranno avere se non all'ultima fine.

Cito soltanto, per il particolare interesse che hanno nel campo costruttivo, le indagini sulla scabrezza dei grandi canali industriali ed irrigui a pelo libero e in pressione, destinate a continuare la preziosa serie già iniziata dal compianto prof. Ettore Scimemi e dal prof. De Marchi. Purtroppo si tratta di ricerche che devono subire continue sospensioni per le preminenti necessità di esercizio degli impianti e la conseguente difficoltà di ottenere le volute condizioni di deflusso per una durata adeguata.

Comunque desidero sottolineare che in generale tutte le ricerche promosse dall'Anidel su proposta dei Direttori dei Laboratori e attraverso il vaglio non formale della competente Commissione, tendono soprattutto a risolvere problemi di interesse generale per le nostre costruzioni, stabilendo un collegamento più stretto e continuo fra il lavoro di Laboratorio e quello nella realtà costruttiva. Sotto questo punto di vista anche le diverse valutazioni e le differenze inevitabili negli indirizzi dei singoli docenti trovano un opportuno inquadramento ed un indirizzo unitario entro i limiti delle possibilità.

Nella redazione della presente nota mi è stato di valido aiuto, primo fra tutti i miei collaboratori, l'ing. Carlo Marangoni, al quale quindi rivolgo un particolare ringraziamento.

Carlo Semenza

Venezia, Aprile 1957.

<sup>27</sup> Pubblicata nel fascicolo di novembre 1954 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>19</sup> Pubblicata nel fascicolo di novembre 1956 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

<sup>20</sup> Pubblicata nel fascicolo di gennaio 1950 della Rivista « L'Energia Elettrica ».

# SOPRA L'EFFETTO DI SCALA NEI MODELLI IDRAULICI

GIULIO SUPINO suggerisce l'uso di più modelli con le stesse scale orizzontali e differente scala verticale (modelli in scale alterate) per controllare l'influenza della variazione del numero di Reynolds nel prototipo.

1. È noto che quando si costruisce un modello sulla base delle equazioni dell'idraulica non è necessario conservare il numero di Froude pur di alterare in modo differente le coordinate orizzontali rispetto a quella verticale. Desidero indicare nella presente nota come si possa utilizzare questa maggiore libertà per avere una indicazione circa l'effetto di scala.

2. Scriviamo le equazioni dell'idraulica relativamente ad un prototipo. Si ha:

$$\frac{\partial \Omega_p}{\partial t} + \frac{\partial Q_p}{\partial x} = 0 \quad (1a)$$

$$i_p - \frac{\partial y_p}{\partial x} = \frac{U_p^2}{\lambda_p^2 R_p} + \frac{\alpha}{g} U_p \frac{\partial U_p}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial U_p}{\partial t} \quad (1b)$$

La equazione (1a) non interviene nella similitudine; essa è in ogni caso soddisfatta. La trasformazione della (1b) dal prototipo al modello implica invece qualche condizione. Indicando col pedice  $m$  le grandezze del modello, col pedice  $p$  quelle del prototipo e riferendoci alla trasformazione generale (con scala verticale diversa da quella orizzontale) si ha:

$$x_m = \lambda_1 x_p, \quad y_m = \lambda_2 y_p, \quad t_m = \tau t_p, \\ \chi_m^2 = \lambda_4 \chi_p^2, \quad R_m = \lambda_3 R_p,$$

e quindi scrivendo, con le grandezze che intervengono nel prototipo, l'equazione (1b) relativa al modello, si ha:

$$\frac{\lambda_2}{\lambda_1} \left( i_p - \frac{\partial y_p}{\partial x} \right) = \frac{\lambda_1^2 \tau^{-2}}{\lambda_3 \lambda_4} \frac{U_p^2}{\lambda_p^2 R_p} + \\ + \lambda_1 \tau^{-2} \frac{\alpha}{g} U_p \frac{\partial U_p}{\partial x} + \lambda_1 \tau^{-2} \frac{\beta}{g} \frac{\partial U_p}{\partial t}.$$

Poichè la (1b) vale per il prototipo e la (2) per il modello, così, perchè il moto possa sussistere con le stesse caratteristiche nell'originale e nel modello, deve essere

$$\frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \lambda_1 \tau^{-2}, \quad \frac{\lambda_1}{\lambda_3 \lambda_4} = 1. \quad (3)$$

Si osservi che essendo  $\Omega_m = \lambda_1 \lambda_2 \Omega_p$  e, almeno per sezioni sufficientemente larghe,  $B_m \approx \lambda_1 B_p$  così normalmente sarà  $R_m \approx \lambda_2 R_p$  cioè  $\lambda_3$  differirà assai poco da  $\lambda_2$ .

Ora la riduzione delle ascisse è generalmente più forte di quella delle ordinate; ne segue che è  $\lambda_1/\lambda_2 < 1$ . La seconda delle condizioni (3) richiederebbe pertanto che fosse  $\lambda_4 < 1$ .

Riferendoci alla formula di Gaukler e Strickler si ha

$$\chi_p^2 = C_p^2 R_p^{\frac{1}{3}}, \quad \chi_m^2 = C_m^2 R_m \\ \lambda_4 = \frac{C_m^2}{C_p^2} \left( \frac{R_m}{R_p} \right)^{\frac{1}{3}} \approx \frac{C_m^2}{C_p^2} (\lambda_2)^{\frac{1}{3}};$$

pertanto per la validità della seconda delle (3) dovremo spesso usare nel modello una scabrezza superiore (almeno in senso relativo) a quella del prototipo (perchè deve essere  $C_m < C_p$ ).<sup>1</sup>

Alcune volte il passaggio modello-prototipo può essere effettuato in modo più semplice; ciò accade quando siano piccole le variazioni di energia cinetica (e quindi nell'equazione dell'idraulica si possa prescindere dalla non completa rispondenza dei termini relativi a questa, cioè dei termini  $\frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t}$ ). In tali circostanze la similitudine (a scale alterate) impone soltanto che si abbia

$$\frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \frac{\lambda_1^2}{\tau^2 \lambda_3 \lambda_4} = \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2 \lambda_4 \tau^2}$$

ossia

$$\lambda_2^2 = \frac{\lambda_1^3}{\tau^2 \lambda_4}$$

sicchè possono essere fissate la scabrezza e le due scale delle lunghezze e delle altezze risultando determinata in conseguenza la scala dei tempi.

3. Nei corsi d'acqua a pelo libero il passaggio prototipo-modello, effettuato per mezzo delle equazioni idrauliche, è soggetto ad alcune limitazioni che l'Eisner ha elencato per primo.

Questo A. indicava « sette condizioni limite » da rispettare, ma a noi sembra sufficiente elencarne qui un numero minore dato che fin dall'inizio della nostra esposizione si è ammesso la validità della equazione idraulica del moto<sup>2</sup>. Si deve dunque tener presente che:

1) Al moto turbolento del prototipo deve corrispondere moto turbolento nel modello perchè l'equazione dell'idraulica vale soltanto nel caso di moto turbolento (e con scabrezza indipendente dal n° di Reynolds);

<sup>1</sup> Se fosse  $\lambda_1 = \frac{1}{100}$ ,  $\lambda_2 = \frac{1}{10}$ , dovrebbe essere  $\lambda_4 = \frac{\lambda_1}{\lambda_2} = \frac{1}{10}$ . Ma  $(\lambda_2)^{1/3} \approx \frac{1}{2,1544}$  onde  $C_m = 0,2154 C_p^3$ ,  $C_m = 0,464 C_p$ .

<sup>2</sup> F. Eisner ha dato le sue condizioni nel libro: *Offene Gerinne* - In *Handbuch der Experimental Physik* - Bd. 4 - IV Teil, pp. 209-459 (Akademisches Verlagsgesellschaft, Lipsia, 1932). Si deve rilevare che egli non fonda la similitudine su le equazioni del fenomeno, come (seguendo un'idea esposta dal Foà ne « L'Industria » del 1928) noi facciamo invece costantemente.

2) A corrente veloce nel prototipo deve corrispondere corrente veloce nel modello (e a corrente lenta, corrente lenta);

3) Al trasporto di materiale nel prototipo deve corrispondere un analogo trasporto nel modello (generalmente rilevabile attraverso la determinazione delle velocità limite dei grani);

4) Non si deve ridurre la velocità nel modello oltre il limite di propagazione delle piccole onde superficiali di capillarità (circa 23 cm/sec);

5) Nelle condotte chiuse (ma a pelo libero) la riduzione di carico (effettuata con la similitudine) non deve portare a cavitazioni;

6) Nel modello, il n° di Reynolds e il n° di Froude, anche se alterati devono trovarsi nello stesso tratto continuo in cui si trovano nel prototipo (rispetto alla funzione della quale interessa la determinazione sperimentale).

Queste condizioni non sono tutte di ugual importanza nè ugualmente definite. La condizione 4) non sembra sempre necessaria: può essere certamente omessa tutte le volte che il moto è permanente, e probabilmente anche nel moto vario a lungo periodo (per es. nel caso di onde di piena). La condizione 6) non sembra invece ben definita. Nel campo delle condotte in pressione essa avrebbe un significato ben chiaro: se si passa dal prototipo al modello occorre che a regime nettamente turbolento corrisponda regime nettamente turbolento; non si può ammettere che nel modello si abbia moto turbolento sì, ma con caratteristiche diverse (come sarebbe per es. il regime « intermedio »). Ma non è facile, allo stato attuale delle nostre cognizioni, sapere cosa vuol dire la condizione 6) in un alveo a pelo libero, nei casi nei quali essa non coincide con la 2); ossia quando accade un fenomeno X che dipende dal n° di Froude e da quello di Reynolds si trovi in condizione tale che  $X(F, R_e)$  sia continua nell'intervallo di variabilità di  $F$  e  $R_e$  che determina il passaggio modello-prototipo. Direi che questa condizione è per ora affidata alla sensibilità dello sperimentatore.

Il quale, in generale, sperimenta, almeno negli alvei a pelo libero, a numero di Froude costante e ritiene che la variazione del n° di Reynolds abbia importanza limitata. Se però si vuol tener conto anche della variabilità del n° di Reynolds, allora l'Eisner suggerisce di usare a questo scopo più modelli in scale differenti. Supponiamo, per es., di avere preparato modelli in scala  $\frac{1}{200}$ ,  $\frac{1}{100}$ ,  $\frac{1}{50}$ ; in ciascun modello si eseguirà l'esperienza

rispettando il numero di Froude del prototipo e ad ogni modello corrisponderà un diverso numero di Reynolds. Riportiamo i risultati delle esperienze in un diagramma in cui siano ascisse i numeri di Reynolds corrispondenti alle esperienze stesse; estrapolando potremo prevedere — con minore incertezza che con una sola esperienza — il risultato relativo a numeri di Reynolds più grandi di quelli sperimentati, cioè a numeri di Reynolds più prossimi a quelli del prototipo. È appunto per permettere questa estrapolazione che l'Eisner

insiste sulla condizione 6) che chiama « limite di concordanza »<sup>3</sup>.

Il suggerimento dell'Eisner non trova tuttavia applicazione frequente, soprattutto per la difficoltà di ingrandire il modello (dato lo spazio disponibile nei laboratori).

4. I risultati precedenti sono sostanzialmente noti: essi portano alla necessità di costruire — almeno per i corsi a pelo libero — più modelli, in scala differente se si vuole conoscere l'influenza, sul risultato sperimentale, di variazioni contemporanee del n° di Reynolds e del n° di Froude.

Vogliamo ora mostrare come questa ricerca possa essere effettuata in modo più semplice quando si operi su scale alterate.

Eseguiamo infatti un modello rispettando la regola di Froude e operando, in un primo tempo, con la stessa riduzione delle larghezze e delle altezze. Avremo allora:

$$\frac{U_m^2}{g R_m} = \frac{U_p^2}{g R_p}$$

perchè è  $\lambda_2 = \lambda_1$ ,  $\lambda_1 \tau^{-2} = 1$ .

Con questa trasformazione il n° di Reynolds diminuisce sensibilmente; se  $\lambda_1 = \frac{1}{100}$ ,  $\tau = \frac{1}{10}$ , allora è  $\frac{U_m R_m}{\nu} = \lambda_1^2 \tau^{-1} = \frac{1}{1000}$ .

Prepariamo ora una seconda esperienza, ponendo  $\lambda'_1 = \lambda_1$  e  $\lambda'_2 > \lambda_1$ , cioè alteriamo le scale (ponendo per es.  $\lambda'_1 = \frac{1}{100}$  come precedentemente,  $\lambda'_2 = \frac{1}{10}$ ). Dovremo porre

$$\frac{\lambda'_2}{\lambda'_1} = \lambda'_1 \tau'^{-2} \quad (4)$$

e pertanto (avendo posto  $\lambda_1 = \lambda'_1$ ), dovremo accelerare i tempi. Per es. con  $\lambda'_1 = \frac{1}{100}$ ,  $\lambda'_2 = \frac{1}{10}$  sarebbe  $\tau' = \frac{1}{\sqrt{1000}}$ .

In generale la posizione (4) implica nel passaggio prototipo-modello un aumento del numero di Froude (ossia è  $\frac{F_m}{F_p} > 1$ ) ed una riduzione del n° di Reynolds minore di quella che si avrebbe se fosse  $F_m = F_p$ . Con  $F_m = F_p$  sarebbe infatti  $\lambda_1 \tau^{-2} = 1$  e

$$\frac{U_m R_m}{\nu} = \lambda_1^2 \tau^{-1} = (\lambda_1)^{3/2} \sqrt{\lambda_1 \tau^{-2}} = \lambda_1^{3/2}$$

mentre nel caso della (4) sarebbe

$$\frac{U_m R_m}{\nu} \approx \lambda_1 \tau^{-1} \lambda_2 = \lambda_2 \sqrt{\lambda_1^2 \tau^{-2}} = \lambda_2^{3/2}$$

[per la (4) stessa].

Quindi l'esperienza a scale alterate si svolge con numero di Reynolds ridotto presso a poco in

<sup>3</sup> La settima condizione di Eisner si riferisce alla scabrezza. Noi l'abbiamo considerata al n. 2.

proporzione di  $\lambda_2^{3/2}$  se con  $\lambda_2$  si indica la riduzione delle altezze. E più si altera la scala delle altezze in confronto a quella delle lunghezze e più alto è il n° di Reynolds che si ottiene nell'esperienza. Pertanto invece di modificare la scala del modello operando sempre con la stessa riduzione geometrica tanto in altezza che in lunghezza, si può seguire la variazione del n° di Reynolds lasciando invariate le scale orizzontali e modificando soltanto la scala delle altezze.

E ciò costituirebbe già — mi sembra — un progresso rispetto al procedimento suggerito dall'Eisner.

Ma il progresso appare anche più notevole — almeno per le esperienze relative ai corsi d'acqua di pianura — ove si tengano presenti le seguenti osservazioni:

L'alterazione della scala verticale in confronto a quella orizzontale, se il fondo non è troppo « mosso » ha per effetto nel modello di variare l'inclinazione delle sponde e la pendenza.

La differente inclinazione delle sponde ha importanza limitata; e minore importanza ancora ha la pendenza del fondo. Nelle esperienze condotte nel Laboratorio di Bologna per l'Arno e per il Reno la pendenza di fondo era dell'ordine di grandezza di 25 cm per km; e poichè il modello era lungo poco più di 10 m la differenza di livello tra gli estremi era di circa 0,25 mm, e si è ritenuto opportuno di mantenere il fondo orizzontale realizzando la differenza di quota col solo pelo libero. Quando, nel caso del Reno, si sono eseguite le esperienze in scala alterata ( $\lambda_2 \approx 10 \lambda_1$ ) la differenza di quota al fondo sarebbe salita a 2,5 mm circa ed anche in questo caso si sono ottenuti risultati soddisfacenti con fondo orizzontale. In questo caso dunque si è potuto passare da n° di Reynolds del modello par ad  $\frac{1}{1000}$  circa di quelli del prototipo a numeri di Reynolds dell'ordine di

grandezza di  $\frac{1}{35}$  di quelli dell'originale, senza variare affatto il modello ma modificando soltanto l'altezza dell'acqua in esso e la portata (secondo le regole esposte ai numeri precedenti).

Il risultato sarebbe conseguito in modo anche più rapido ove si dovesse sperimentare con correnti veloci (tanto nel prototipo che nel modello), in quanto in questo caso mancherebbe qualcuna delle condizioni precedentemente ricordate. Però al crescere della pendenza non sarebbe più possibile non tener conto di essa e sarebbe necessario eseguire il modello su un fondo ad inclinazione variabile.

5. Il risultato ottenuto ha un significato energetico. Si consideri il carico specifico in una sezione scelta arbitrariamente nel prototipo.

Avremo

$$H_p = y_p + \frac{U_p^2}{2g}$$

Eseguito il modello a scale alterate, si trova

$$H_m = \lambda_2 \left( y_p + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2} \tau^{-2} \frac{U_p^2}{2g} \right)$$

ed essendo  $\lambda_1 \tau^{-2} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}$  (per quello che si è osservato al n. 4) segue  $H_m = \lambda_2 H_p$  cioè il carico specifico nel modello è ridotto (in confronto al prototipo) in proporzione alla scala verticale.

Ciò mostra che i carichi specifici (e quindi anche i carichi effettivi) sono proporzionali alla scala delle altezze, sicchè dissipazioni ed energie utilizzate sono proporzionali a questa scala (e non dipendono dalla scala delle lunghezze). Questa osservazione porterebbe ad usare modelli in piccola scala orizzontale, ma con valore non piccolo della scala verticale.

Giulio Supino

## I MODELLI OPERATIVI

*DINO TONINI* esamina la possibilità di estendere anche nel campo dell'idraulica i modelli ad immagine o modelli operativi che già hanno largo impiego nel campo elettrotecnico. I modelli operativi sono destinati a riprodurre con analoghe variazioni di tempo e di intensità le azioni che si verificano in un prototipo in modo da consentire misure o la predisposizione di relè di segnalazione o di esecuzione automatica, di particolari operazioni non possibili o possibili soltanto con notevoli difficoltà, direttamente sul prototipo.

I modelli idraulici, come ogni altro tipo di modello, possono suddividersi, tenuto conto delle loro caratteristiche funzionali, in modelli di ricerca (di laboratorio o di progettazione) e in modelli di esercizio. A queste due categorie si ritiene sia ormai dato di poter aggiungere anche i modelli ad immagine o modelli operativi.

In linea del tutto generale i modelli operativi, inseriti in derivazione sul prototipo, sono destinati a riprodurre, con analoghe variazioni di tempo e di intensità, le azioni che si verificano nel prototipo in modo da consentire misure o la predisposizione attraverso di relè di segnalazione o di esecuzione auto-

matica, di particolari operazioni non possibili, o soltanto con notevoli difficoltà, direttamente sul prototipo.

I modelli operativi non vanno confusi con i normali segnalatori di allarme anche se questi sono collegati a servomeccanismi di protezione. I segnalatori di allarme sono infatti, nelle loro numerose varietà, apparecchi comandati direttamente dal prototipo, che agiscono soltanto col verificarsi di prefissati valori critici, il più delle volte senza possibilità di ritorno alla situazione primitiva, col cessare della fase critica.

I modelli operativi hanno invece, come caratteristica peculiare, quella di riprodurre in conveniente scala tutto l'andamento del fenomeno che si svolge sul prototipo e quindi, in base a questo andamento, di trasferire notizie ed ordini che agiscono sul prototipo. Le applicazioni più note dei modelli operativi si hanno nel campo dell'elettrotecnica e particolarmente nelle protezioni dalle sovratemperature nei cavi, nei trasformatori e nei raddrizzatori.

L'impiego dei modelli operativi, data la delicatezza dei compiti cui sono destinati, che si risolvono nelle predisposizioni di manovre essenziali per il prototipo, richiedono una perfetta corrispondenza di azione tra modello e prototipo, almeno per una vasta gamma della scala, nonchè sicurezza e continuità di funzionamento. Condizioni queste che si riscontrano ormai nei modelli idraulici il cui impiego come modelli operativi può essere previsto in varie circostanze.

Un esempio tipico è dato dalle manovre degli scarichi di un serbatoio di regolazione. Queste manovre, se si tratta di scarichi automatici, sono dovute a servomeccanismi comandati da galleggianti, contrappesi, ecc. situati in prossimità degli scarichi stessi, tarati per prefissate situazioni di emergenza che si verificano in quell'intorno (altezze idrometriche critiche ecc.). Nel caso invece di scarichi non automatici si procede alla loro manovra in base ad ordini di servizio, che tengono conto delle situazioni idrografiche che possono presentarsi in prossimità degli scarichi o in sezioni a monte, opportunamente scelte. Questi ordini di servizio si propongono soprattutto di preparare il serbatoio a contenere la piena, per cui date le molteplici varietà di aspetti con i quali le piene si presentano e il carattere assolutamente cautelativo delle manovre da effettuare, ne risultano di solito svassi del serbatoio superiori a quelli strettamente necessari, quando non abbia a verificarsi, in particolari situazioni di disponibilità energetiche, il fenomeno del tutto opposto per cui una contingente interpretazione, troppo limitativa, degli ordini in parola, non porti invece a pericolose sovraelevazioni dei livelli del serbatoio.

Nel caso dunque di manovre afferenti agli scarichi un modello operativo inserito alla radice del serbatoio dovrebbe efficacemente indicare, e con l'aiuto di servomeccanismi anche comandare, la successione più conveniente delle manovre imposte dall'arrivo della piena. In proposito non è certo difficile immaginare gli elementari accorgimenti tecnologici attraverso i quali le altezze idrometriche e le portate reali alla radice del serbatoio vengono ridotte nelle altezze idrometriche e nelle portate alla radice del modello. L'onda di piena nel modello subisce quindi tutte le trasformazioni connesse alla azione propria del serbatoio tenuto conto del suo stato iniziale, in modo da indicare portate ed altezze idrometriche in corrispondenza degli scarichi con un certo anticipo rispetto ai tempi reali, anticipo dovuto alla riduzione delle scale nel modello. A titolo di orientamento per un modello nella scala a 1:50 si ha una riduzione dei tempi di 1:7,1, il che

corrisponde, per un serbatoio lungo 5 km ed una celerità di propagazione dell'onda di piena di 15 km/ora, a prevedere la reale situazione in corrispondenza degli scarichi con un anticipo di circa 17'.

Ora, come caso limite più semplice, si può rinunciare a tutto o a gran parte di questa preconnoscenza sistemando le cose in modo che le manovre siano comandate dal modello operativo sincronicamente o quasi all'andamento del prototipo, affidando in tal modo al modello il limitato compito di sostituire con maggiore sicurezza di funzionamento i servomotori connessi direttamente al prototipo, di solito organi assai delicati soggetti a non rare interruzioni. Ma il più delle volte sarà invece assai opportuno servirsi di questa preconnoscenza per stabilire, a ragion veduta, la successione delle manovre degli scarichi (anticipato svasso del serbatoio ad esempio) in modo, che ad onda di piena esaurita il serbatoio venga a trovarsi, per quanto possibile, intorno al suo livello massimo. L'efficacia delle previste manovre sarà a sua volta dimostrata dallo stesso modello che entro certi limiti potrà anche essere automatizzato. Il modello operativo servirà comunque ad evitare precipitose e pericolose manovre agli scarichi, manovre effettuabili invece, con un cautelativo anticipo e soprattutto con notevole gradualità.

È noto come la trasformazione di un'onda di piena al procedere lungo un alveo o attraverso un serbatoio sia determinabile, conosciute alcune caratteristiche idrografiche, attraverso macchine basate su principi meccanici ed elettronici. In linea di principio queste macchine possono ben sostituire i modelli operativi, dei quali verrebbero in definitiva a costituire la corrispondente versione analogica. Si ritiene però che nel campo in esame, per i modelli operativi non si possa prescindere da una certa percezione immediata e quindi viva dell'andamento del fenomeno, in modo da poter tempestivamente intervenire nel caso di mancato trasferimento degli ordini dal modello al prototipo.

Altri settori dove si ritiene che i modelli operativi idraulici possano avere pratiche applicazioni, sono quelli della distribuzione delle acque irrigue, della previsione delle piene a partire da alcune sezioni di allarme, del funzionamento delle bonifiche a scopo meccanico, ecc.

La possibilità di trasmettere anche a notevole distanza l'andamento degli eventi idrografici naturali (non necessariamente limitati ad una sola sezione) che intervengono nel funzionamento del modello operativo e la successiva possibilità di trasferire, ancora a notevole distanza le indicazioni e gli ordini del modello stesso, consentono di ubicare quest'ultimo nella località più favorevole per il suo controllo e per i richiesti interventi, condizione di notevole importanza per l'esercizio di opere in varie epoche dell'anno difficilmente accessibili ed affidate a personale di guardianeria non sempre in grado di valutare esattamente l'importanza di eventi eccezionali e l'influenza su questi delle situazioni preesistenti e quindi di numerose e complesse manovre.

Dino Tonini

# RICERCHE SULLE FILTRAZIONI ATTRAVERSO GLI ARGINI DEL CANALE SCARICATORE IN PADOVA

ANGELO ZANOVELLO riferisce sulla ricerca effettuata sul canale scaricatore in Padova, avente per scopo lo studio di dispositivi atti a deprimere la falda freatica. I modelli tipo Hele Shaw e in sabbia, contribuendo in misura determinante alla risoluzione del problema, hanno portato a proporre un sistema di drenaggio costituito da una fila di pozzi filtranti collegati al vertice con analogo filtro orizzontale. I dati dei modelli sono stati pienamente confermati nell'opera campione realizzata in sito.

## 1. Premesse.

Il Canale Scaricatore del fiume Bacchiglione, che solca la periferia sud-orientale della città di Padova, è stato recentemente sistemato a canale navigabile (1). Ciò ha richiesto il rialzo permanente di oltre 5 m del suo precedente pelo di magra, di modo che il suo attuale livello sovrasta di ben 1,50 m in media il piano della campagna.

La falda freatica, che prima della predetta sistemazione veniva emunta dal canale, ora, in conseguenza della inversione del flusso della filtrazione è salita in misura tanto cospicua, che in molti punti della vasta zona interessata essa affiora alla superficie stessa del terreno.

L'Ufficio del Genio Civile di Padova, preoccupato per i gravi riflessi di carattere igienico, urbanistico ed agrario, che una tale situazione aveva provocato, affrontò fino dalla primavera del 1954, con la collaborazione dell'Istituto di Idraulica e

Costruzioni Idrauliche dell'Università di Padova, lo studio del fenomeno e la ricerca di mezzi efficaci per riportare la falda freatica a livelli sensibilmente più bassi, a quote tali comunque da non pregiudicare il libero sviluppo edilizio ed agrario della zona.

## 2. Programma svolto.

Esso si sviluppò attraverso le seguenti successive fasi:

— Ricognizione idrogeologica della zona interessata, cioè tutta la zona in destra e in sinistra del corso del Canale Scaricatore, lungo oltre 3 km. Tale operazione venne realizzata mediante sondaggi con prelievo di campioni indisturbati del terreno e loro analisi geotecnica, nonché mediante misure dirette dei livelli piezometrici e della permeabilità nei vari strati del terreno;

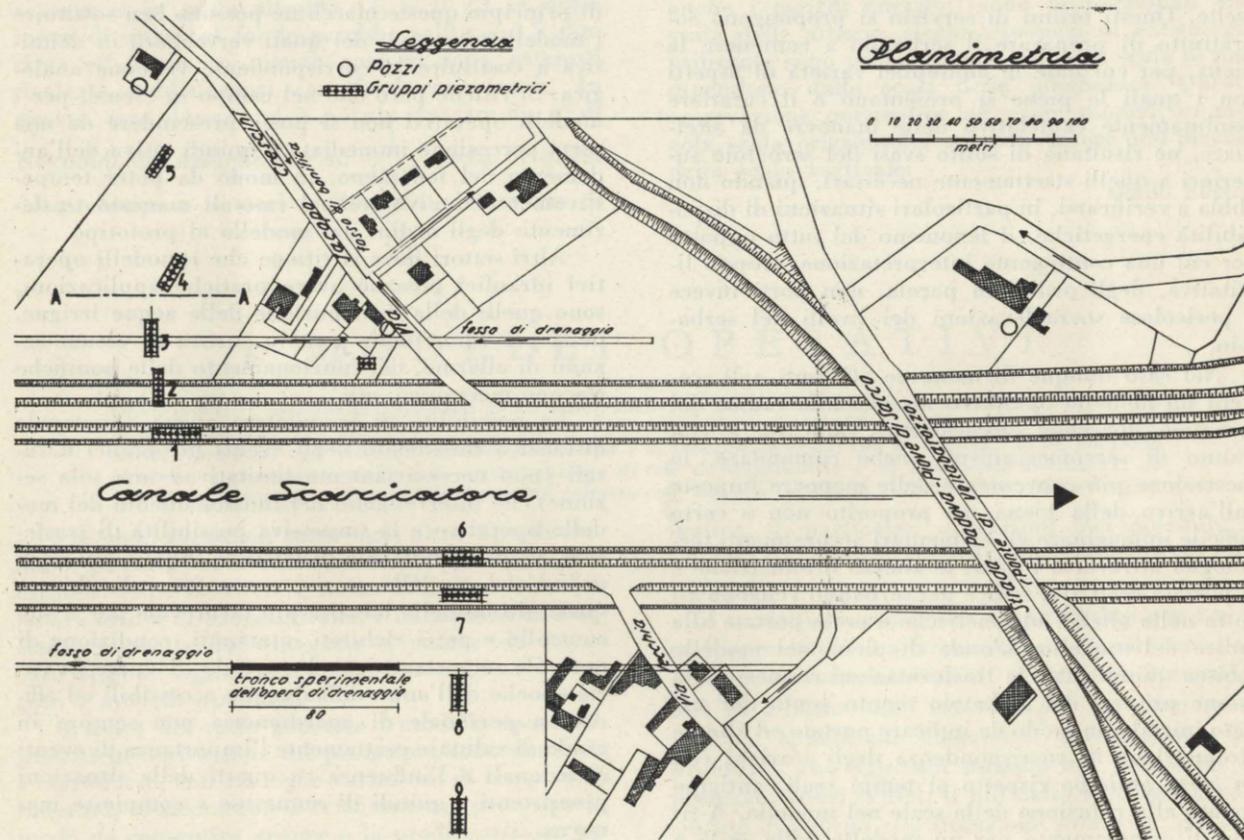


Fig. 1 - Planimetria della zona interessata dai rilievi idraulici.

— Riproduzione su modelli in scala ridotta del moto di filtrazione, e sperimentazione sui modelli stessi dei dispositivi che meglio potevano concorrere a risolvere il problema;

— Esecuzione e messa in attività di un tronco di prova, realizzando l'opera, che nei modelli apparve più efficace. Questa operazione doveva dimostrarsi particolarmente interessante per il controllo diretto ed immediato dei risultati forniti dai modelli.

Una parte dell'attività di cui sopra ha carattere più propriamente geotecnico. Di essa viene riferito con altra nota <sup>1</sup>.

## 3. Rilievo del reticolato di filtrazione nell'originale e misure dirette della permeabilità.

In due sezioni normali del canale, una in destra, l'altra in sinistra, ambedue poco a monte della località Voltabarozzo, vennero infissi (nel numero di oltre 25 per ciascuna sezione) dei piezometri tubolari in acciaio rinforzati da 1,5 pollici con puntazza corredata di filtro graduato. Essi sono stati disposti in modo da ottenere una rete di prese piezometriche di profondità ed estensione verso campagna sufficienti per poter ricavare con buona approssimazione l'andamento delle linee isopiezometriche, e conseguentemente, le linee di corrente. (La fig. 3 riproduce la disposizione di parte dei piezometri della sezione in sinistra).

L'indagine idrogeologica del terreno mise in evidenza un elemento determinante nella valutazione reale del fenomeno di filtrazione: la elevata permeabilità degli strati argillosi superficiali. Venne constatato infatti che in questi strati la permeazione non avviene per porosità, ma per fessurazione attraverso meati e cavità disseminati qua e là nella massa, e variamente orientati.

Non venne quindi per tali strati tenuto conto dei dati di permeabilità misurati sui campioni, ma di quelli rilevati in sito con apposite prove di permeabilità.

Queste prove vennero eseguite prevalentemente col metodo rapido della risalita dell'acqua nei tubi da sondaggio e piezometrici (2), metodo che è risultato sufficientemente attendibile anche in questo caso, come è apparso da saltuari confronti coi dati ricavati con altri metodi più rigorosi.

## 4. Validità della legge di Darcy nel caso in esame.

Poteva sorgere la questione se la legge di Darcy, per questo particolare caso di filtrazione, dovesse ritenersi valida nell'originale e, nel caso affermativo, se fosse lecito rappresentare il moto in questione su un modello ridotto in cui il flusso è laminare (modello tipo Hele-Shaw), oppure la filtrazione avviene per porosità (modello in sabbia).

In relazione al primo quesito sono state eseguite alcune determinazioni della velocità reale di fil-

<sup>1</sup> ZANOVELLO A., Studi ed osservazioni intorno all'abbassamento permanente di una falda freatica alimentata da filtrazioni arginali (Nota presentata al III Convegno di Geotecnica).

trazione nell'originale (velocità dell'acqua nelle fessure) con sostanze coloranti e con soluzioni saline. Si è rilevato che negli strati superficiali in questione la velocità reale non supera valori di 0,1 cm/s, anche per forti gradienti.

Essendo tale valore assai inferiore al limite, seppure approssimativo, di  $0,3 \div 0,4$  cm/s, da alcuni posto per la validità della legge Darcy, e la dimensione dei meati piuttosto piccola, inferiore ai 5 mm (è questo approssimativamente il valore massimo riscontrato) ci si poteva attendere, che anche in questo caso particolare di permeazione per fessurazione il moto fosse regolare e seguisse praticamente la legge lineare  $v=ki$ .

In relazione al secondo quesito, non potendo ovviamente riprodurre il complesso mezzo filtrante riscontrato nell'originale, questo è stato rappresentato coi dispositivi consueti, ma assumendo nel modello i valori della permeabilità misurata in sito, salvo naturalmente il rapporto arbitrario di riduzione stabilito per tale grandezza. Essendo, come già detto, la permeabilità degli strati argillosi superficiali di valore assai elevato, essi sono stati rappresentati nel modello con sabbie relativamente grosse, sostituendo a quella per fessurazione una filtrazione per porosità equivalente.

La buona concordanza ottenuta, come si vedrà più avanti, tra il reticolato rilevato nell'originale e quello visualizzato nel modello corrispondente, sembra confermare la validità pratica della sostituzione in parola.

## 5. Ricerche su modello.

Nella primavera del 1954, epoca in cui non potevano essere ancora disponibili dati di rilievo tali da permettere l'allestimento di un modello riprodotto fedelmente la situazione idraulica e stratigrafica dell'originale, le ricerche iniziarono con uno studio preliminare del fenomeno su un modello a permeabilità costante. Quest'ultimo venne installato secondo il dispositivo di Hele-Shaw (fig. 2).

Le ricerche più importanti vennero condotte successivamente su un modello in sabbia (fig. 6) riprodotte la stratigrafia rilevata nell'originale.

Esso venne realizzato con sabbie di varie dimensioni mantenendo per i coefficienti di permeabilità gli stessi rapporti misurati nell'originale.

## 6. Modello del tipo Hele-Shaw.

### a) Criteri d'impostazione del modello.

Uno dei dispositivi più noti per lo studio delle acque filtranti è quello del modello analogico di Hele-Shaw, nel quale si fa scorrere un liquido tra due lastre parallele. Se la distanza fra le lastre è sufficientemente piccola, (qualche decimo di millimetro) e le velocità sono pure limitate (alcuni centimetri al secondo) il moto sarà laminare; inoltre, essendo trascurabili i termini dovuti alle forze di inerzia (velocità piccolissima), può essere trattato come un moto a potenziale. Nel nostro caso la distanza  $d$  fra le lastre fu stabilita in 0,5 mm, mentre il valore massimo della pendenza  $i$  risultò (prova

Disegno schematico del Modello tipo Hele-Shaw.

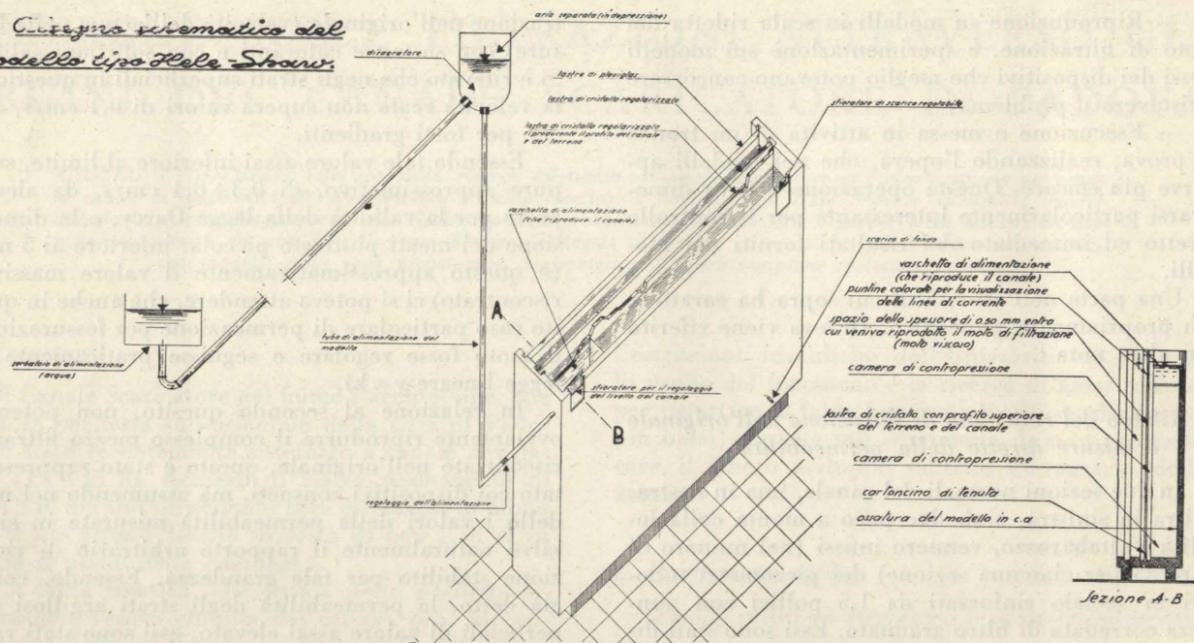


Fig. 2 - Disegno schematico del modello tipo Hele-Shaw.

n. 4) uguale ad 1 al contorno del dreno, ma negli altri punti notevolmente inferiore. La relazione che lega la pendenza con la velocità media  $v_m$  nel moto viscoso fra due piani paralleli è

$$v_m = \frac{\gamma d^2 i}{12\mu}$$

avendo  $\gamma$  e  $\mu$  il solito significato di peso specifico e viscosità dell'acqua.

Per una temperatura di 20°C e per  $i=1$  risulterà  $v_m=0,208$  m/s. Introducendo questa velocità nel numero di Reynolds

$$R_e = \frac{\rho v_m d}{\mu}$$

( $\rho$  = densità dell'acqua), sarà  $R_e=106$ , valore sensibilmente inferiore al numero critico di Reynolds, e tale da garantire il moto viscoso. Inoltre, per la piccola distanza fra le lastre anche le velocità risultano molto piccole.

Con questo tipo di modello riesce facile e nitida la visualizzazione delle linee di corrente. Con l'ausilio di queste linee si può tracciare, con sufficiente precisione e sicurezza, il reticolo delle linee di flusso e delle linee equipotenziali, che caratterizza i moti a potenziale.

b) Particolari d'installazione del modello.

I particolari esecutivi adottati nell'installazione e nel funzionamento del modello, appaiono nella fig. 2. Esso venne realizzato col rapporto geometrico di riduzione di 1/250.

L'alimentazione venne fatta con acqua corrente a temperatura ambiente, previa parziale disaerazione. Questa risolve, almeno in parte, uno dei più fastidiosi inconvenienti che turbano il regolare deflusso del liquido: la separazione delle bolle di aria sul percorso del medesimo.

Delle due lastre di vetro, di dimensioni 1,40 x 0,90 m, che realizzavano nel loro interno la sede del moto di filtrazione, una sola riproduceva col suo profilo superiore la sagoma dello originale.

Per evitare la deformazione e la rottura delle due lastre anzidette, è stata creata all'esterno delle medesime una contropressione idrostatica nel modo indicato nella figura.

La visualizzazione delle linee di corrente è stata ottenuta con puntine di pasta colorata inserite sul contorno iniziale del moto (sponde e fondo canale); queste, venendosi a trovare nella traiettoria di determinati filetti, ne colorivano la traccia.

Il livello nella vaschetta che rappresentava il canale, e nella quale giungeva, immersa, la tubazione di alimentazione, veniva regolato con sfioratore mobile.

c) Resoconto delle esperienze.

Col modello del tipo Hele-Shaw furono complessivamente eseguite 5 esperienze. Esse sono sinteticamente riportate, coi risultati relativi, nella tabella I. Ad essa si fa quindi riferimento per quanto non viene ripetuto qui.

La prova n. 1 riproduce la situazione dell'originale, salvo, come per le altre quattro prove di questa serie, per la costituzione del mezzo che, come già detto, è supposto omogeneo, al contrario di quanto risulta nell'originale.

I risultati tuttavia, si avvicinano molto a quelli dell'originale, come si può vedere nella fig. 5, in cui sono riportati, con scala delle altezze ingrandita 10 volte, il profilo della falda nelle varie prove di questa serie, e quella dell'originale. La falda, nel modello, risulta lievemente più elevata, come era da aspettarsi, considerata la particolare situazione idraulica e stratigrafica dell'originale (fig. 3).

Per tale ragione risulta quindi logico ed utile

confrontare direttamente i risultati delle prove 2, 3, 4, 5 con quelli della prova n. 1 presa a riferimento per quanto riguarda il comportamento della falda freatica.

In via subordinata interessa anche la portata di filtrazione. Infatti un abbassamento di falda comporta la contropartita dell'aumento della portata di filtrazione, ma essendo questa di entità piuttosto limitata, anche aumenti percentualmente notevoli risultano in definitiva trascurabili in valore assoluto, per cui appare lecito giudicare gli effetti dei vari dispositivi studiati essenzialmente sulla base degli abbassamenti della falda.

Per calcolare la portata di filtrazione è stato assunto un coefficiente di filtrazione  $K=5 \cdot 10^{-3}$  cm/s, che sembra meglio rispecchi la situazione media reale rilevata a mezzo delle prove di permeabilità in sito, e di misure della medesima eseguite in laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel terreno. Di queste ultime misure vennero considerate attendibili soltanto quelle operate su campioni di terre incoerenti per le ragioni già esposte sopra.

Inoltre, per alcuni casi in cui poteva interessare anche la possibilità del sifonamento, è stato calcolato il grado di sicurezza al sifonamento nei punti critici (contorno dei fossi) con la

$$n = \frac{(1-p)(\gamma_s-1)}{i}$$

essendo  $p$  la porosità  
 $\gamma_s$  il peso specifico del terreno  
 $i$  il gradiente piezometrico.

Poichè dall'esame dei campioni estratti è risultato mediamente  $p=0,40$  e  $\gamma_s=2,75$  t/m<sup>3</sup> sarà

$$n = \frac{(1-0,40)(2,75-1)}{i} = \frac{1,05}{i}$$

Il reticolato a maglie quadrate rappresentante il moto filtrante è stato elaborato sulla scorta delle linee di corrente rilevate direttamente sul modello.

Successivamente si è potuto ricavare il profilo della falda in base alle curve equipotenziali o linee di egual carico piezometrico.

Le soluzioni studiate col primo modello furono:

— La diaframmatrice profonda (20 m, cioè fino a raggiungere la quota assoluta - 7,50 m) in corrispondenza della banchina a fiume (prova n. 3)

— Il drenaggio profondo (quota assoluta +4,00 m) (prova n. 4)

— Il drenaggio superficiale (quota assoluta +8,00 m) combinato con diaframmatrice in banchina (profondità m 15,00, cioè fino a raggiungere la quota assoluta - 2,50 m) (prova n. 5, fig. 4).

— Inoltre per valutare l'effetto specifico del fosso attuale di drenaggio, venne eseguita una prova (n. 2) senza tale fosso per il confronto con la prova n. 1.

Sezione normale sinistra Canale Scaricatore a metri 970 a monte del ponte di Uolliaborozzo. Prova n.5: drenaggio e diaframma.

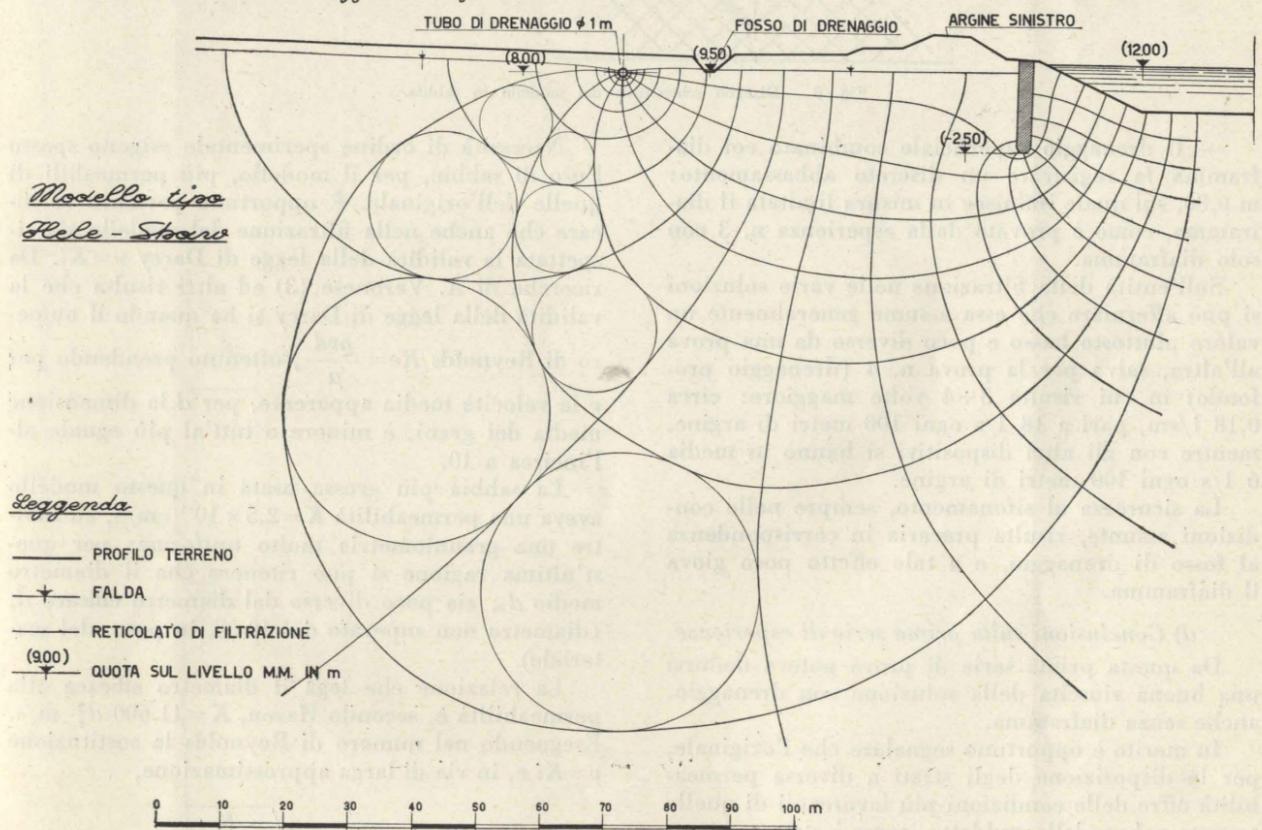


Fig. 4 - Modello tipo Hele-Shaw. Reticolato di filtrazione ottenuto col sistema diaframma-drenaggio (prova n. 5).

Dall'insieme di queste esperienze è apparso che:

— Il fosso di drenaggio anzidetto, nelle condizioni assunte nel modello, contribuisce discretamente (0,65 m) all'abbassamento della falda, misurato in una sezione caratteristica A—A (65 m a campagna del ciglio interno arginale)

— Il diaframma da solo, sempre nelle condizioni suaccennate, ha una scarsa efficacia: m 0,27 di abbassamento rispetto alla situazione attuale, misurato nella solita sezione A—A.

— Il drenaggio profondo abbassa efficacemente la falda: m 3,37; ma è una soluzione di scarso valore pratico per le evidenti difficoltà esecutive dell'opera.

Disegno schematico del Modello in sabbia

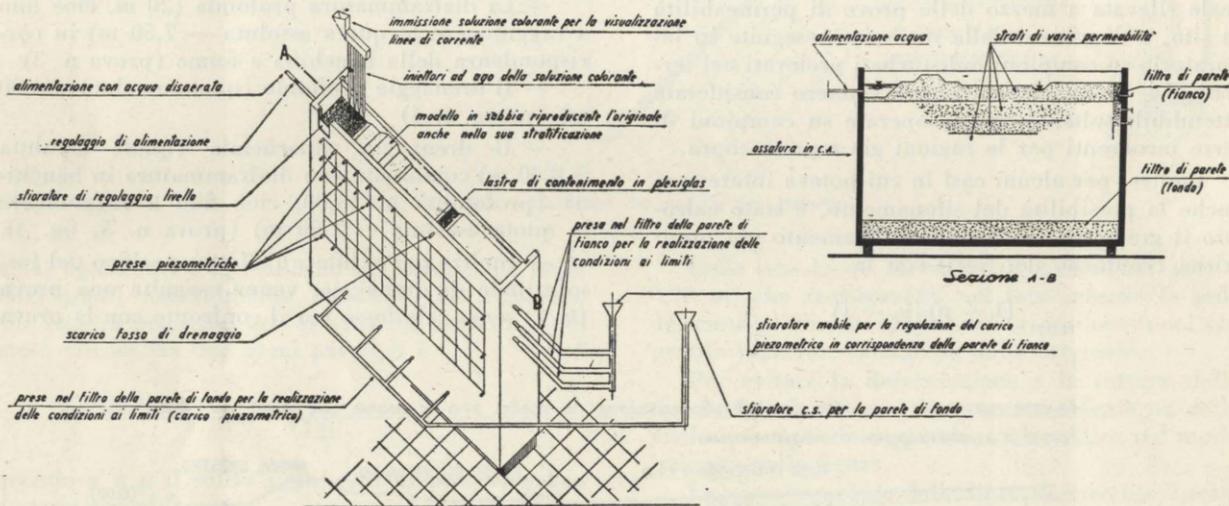


Fig. 6 - Disegno schematico del modello in sabbia.

— Il drenaggio superficiale combinato col diaframma fa registrare un discreto abbassamento: m 0,80, sul quale influisce in misura limitata il diaframma, come è provato dalla esperienza n. 3 con solo diaframma.

Sull'entità della filtrazione nelle varie soluzioni si può affermare che essa assume generalmente un valore piuttosto basso e poco diverso da una prova all'altra, salvo per la prova n. 4 (drenaggio profondo) in cui risulta 3÷4 volte maggiore: circa 0,18 l/sm, pari a 18 l/s ogni 100 metri di argine, mentre con gli altri dispositivi si hanno in media 6 l/s ogni 100 metri di argine.

La sicurezza al sifonamento, sempre nelle condizioni assunte, risulta precaria in corrispondenza al fosso di drenaggio, e a tale effetto poco giova il diaframma.

d) Conclusioni sulla prima serie di esperienze.

Da questa prima serie di prove poteva dedursi una buona riuscita della soluzione con drenaggio, anche senza diaframma.

In merito è opportuno segnalare che l'originale, per la disposizione degli strati a diversa permeabilità offre delle condizioni più favorevoli di quelle assunte nel modello suddetto, come è stato poi confermato nelle successive prove.

7. Modello in sabbia.

a) Criteri d'impostazione del modello.

Un moto filtrante può essere studiato con l'aiuto di un modello in sabbia, che riproduca in opportuna scala l'originale nella sua forma e nelle condizioni al contorno. Poiché l'andamento del moto è indipendente dalla permeabilità, si può scegliere per il modello, sia pure con le limitazioni che preciseremo più avanti, il tipo di sabbia più adatto. Solamente, se nell'originale ci si trova in presenza di sabbia a diversa permeabilità, i rapporti fra le varie permeabilità devono essere mantenuti anche per il modello.

Necessità di ordine sperimentale esigono spesso l'uso di sabbie, per il modello, più permeabili di quelle dell'originale. È opportuno pertanto verificare che anche nella filtrazione del modello sia rispettata la validità della legge di Darcy  $v=Ki$ . Da ricerche di A. Veronese (3) ed altri risulta che la validità della legge di Darcy si ha quando il numero di Reynolds  $Re = \frac{\rho v d}{\mu}$ , ottenuto prendendo per  $v$  la velocità media apparente, per  $d$  la dimensione media dei grani, è minore o tutt'al più eguale all'incirca a 10.

La sabbia più grossa usata in questo modello aveva una permeabilità  $K=2,5 \times 10^{-1}$  cm/s, ed inoltre una granulometria molto uniforme; per quest'ultima ragione si può ritenere che il diametro medio  $d_m$  sia poco diverso dal diametro efficace  $d_e$  (diametro non superato dal 10 %, in peso, del materiale).

La relazione che lega il diametro efficace alla permeabilità è, secondo Hazen,  $K=11.600 d_e^2$  m/s. Eseguendo nel numero di Reynolds la sostituzione  $v=Ki$  e, in via di larga approssimazione,

$$d_m = d_e = \sqrt{\frac{K}{11.600}}$$

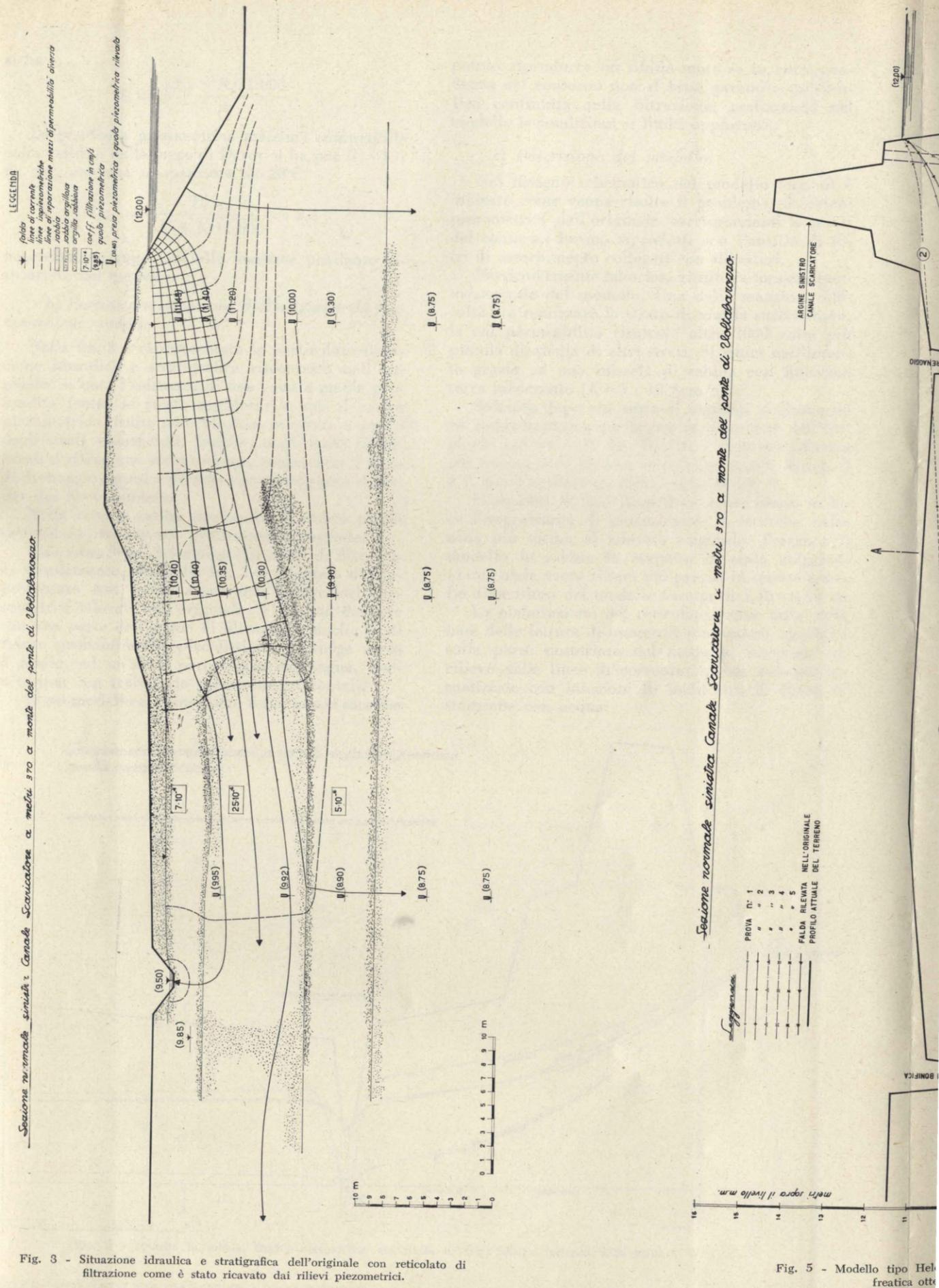


Fig. 3 - Situazione idraulica e stratigrafica dell'originale con reticolato di filtrazione come è stato ricavato dai rilievi piezometrici.

Sezione normale sinistra Canale Scaricatore a metri 370 a monte del ponte di Bollabarrozzo

PROVA N°	1	2	3	4	5
FALDA RILEVATA NELL'ORIGINALE					
PROFLO ATTUALE DEL TERRENO					

Fig. 5 - Modello tipo Helofreatica ottica

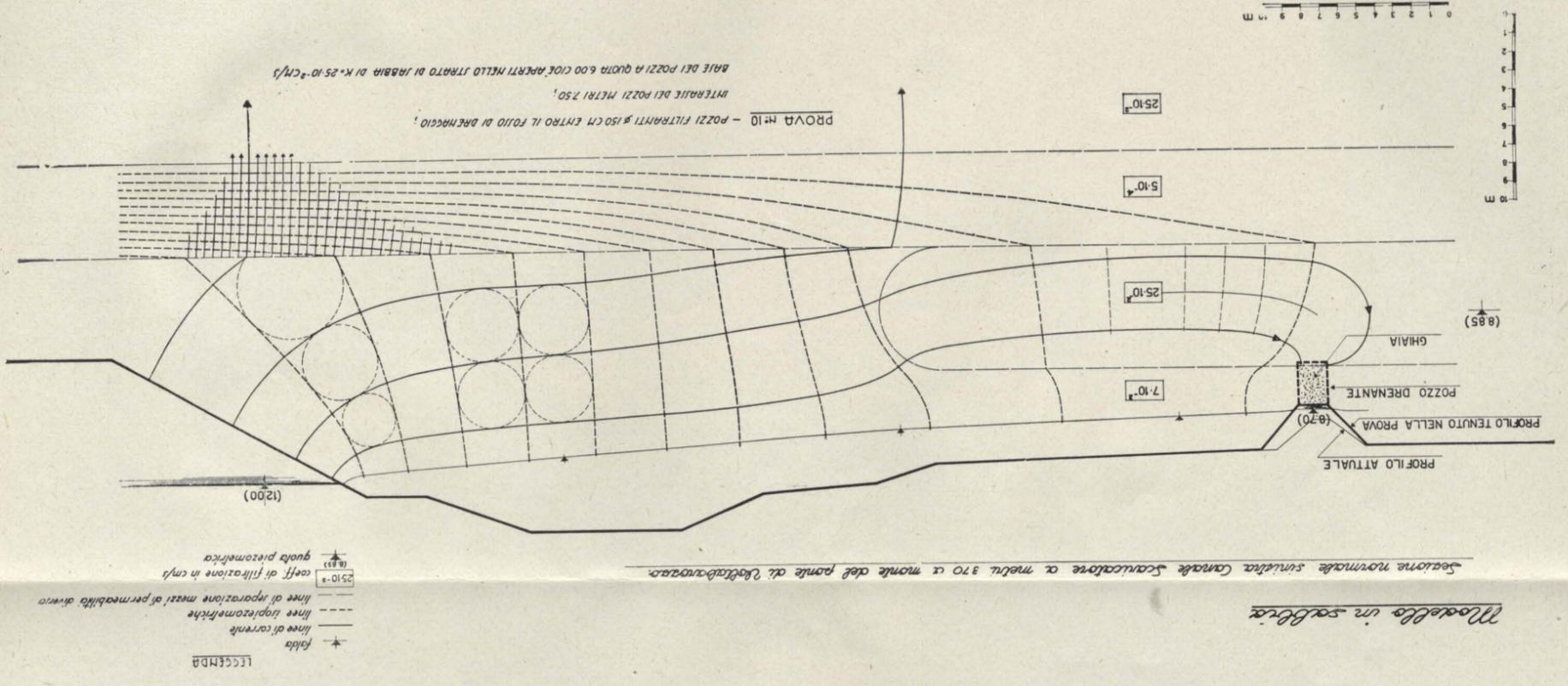


Fig. 8 - Modello in sabbia. Situazione realizzata col sistema drenante proposto per l'esecuzione: fosso di drenaggio attivato con pozzi filtranti profondi (prova n. 10).

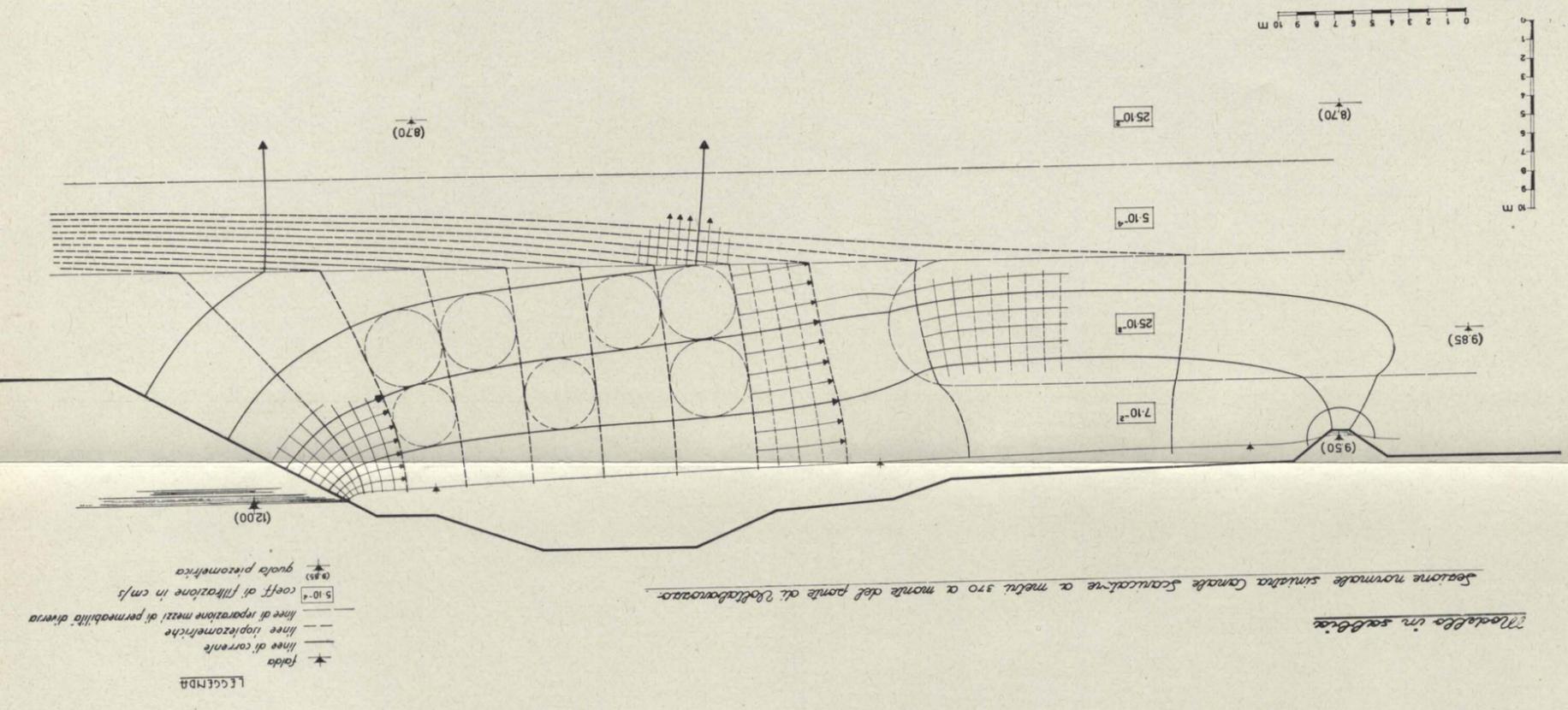


Fig. 7 - Modello in sabbia. Riproduzione del meteo filtrante rilevato nell'originale (prova n. 8).

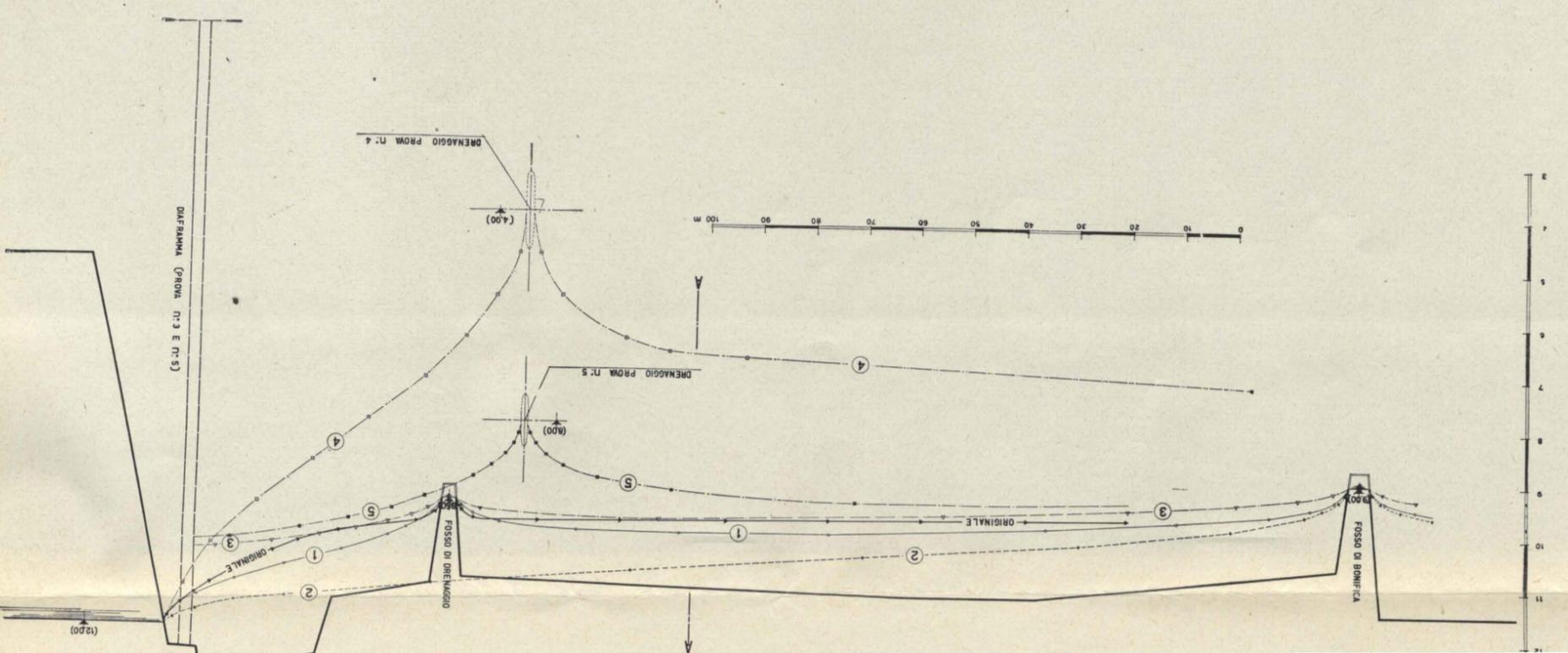


Fig. 6 - Grafico comparativo dei profili di falda freatica ottenuti nelle prove n. 1, 2, 3, 4, 5.

si ha

$$R_e = \frac{\rho K i \sqrt{K/11.600}}{\mu}$$

La pendenza piezometrica massima compatibile colla validità della legge di Darcy si ha per  $R_e = 10$ ; da cui, per una temperatura di 20°C

$$i_{\max} = \frac{10 \mu}{\rho K \sqrt{K/11.600}} = 8,5$$

notevolmente superiore alle massime pendenze riscontrate nel modello.

b) *Particolare situazione dell'originale da realizzare nel modello.*

Nella fig. 3 è rappresentata la particolare situazione idraulica e stratigrafica riscontrata nell'originale; si nota l'esistenza di una zona a media profondità (sotto lo strato argilloso) in cui il carico piezometrico risulta notevolmente inferiore a quello degli strati superficiali. Inoltre, negli strati superficiali si rileva una certa cadente, anche oltre il fosso di drenaggio, quasi uniforme verso campagna a partire dal fosso suddetto.

Nella zona a media profondità il carico piezometrico appare invece praticamente costante.

Tale situazione determina nel moto di filtrazione l'andamento, che nella fig. 3 si è tentato di rappresentare con fedele osservanza dei valori piezometrici rilevati nell'originale. Vi si può dedurre che una parte dell'acqua di filtrazione, anche se di valore probabilmente piccolissimo, si dirige verso il fondo, ed un'altra parte verso campagna, quest'ultima con traiettorie pressochè orizzontali.

In un modello di dimensioni finite non si sarebbe

potuto riprodurre un simile moto se in corrispondenza del contorno non si fosse garantita un'identica continuità nella filtrazione, realizzando nel modello le condizioni ai limiti opportune.

c) *Descrizione del modello.*

Nel disegno schematico del modello (fig. 6) è indicato come venne risolto il problema: i carichi piezometrici dell'originale corrispondenti a punti del contorno furono riprodotti con l'ausilio di filtri di assorbimento collegati con sfioratori.

Particolarmente laboriosa risultò la messa a punto generale del modello. Una delle maggiori difficoltà era realizzare lo strato di argilla suaccennato, la cui permeabilità risultava oltre 1000 volte più piccola di quella di altri strati. Si riuscì nell'intento grazie ad una miscela di sabbia con finissima terra incoerente ( $K = 5 \cdot 10^{-4}$  cm/s).

Soltanto dopo una serie di tentativi si giunse ad un soddisfacente accordo con la situazione dell'originale (prova n. 8, fig. 7). Per il raffronto diretto del reticolato di filtrazione vedansi quindi le figg. 3 e 7, per l'andamento della falda, la fig. 9.

Il modello di tipo Hele-Shaw aveva messo in luce l'opportunità di perfezionare le ricerche nella zona più vicina al rilevato originale. Pertanto il modello in sabbia fu eseguito in scala maggiore (1:66) onde avere rilievi più precisi in questa zona. Le dimensioni del modello furono di 1,40 x 0,90 m.

La elaborazione del reticolato venne fatta sulla base delle letture di numerosi piezometri, applicati sulla parte posteriore del modello, integrate col rilievo delle linee di corrente; queste vennero visualizzate con iniezioni di inchiostro di china in soluzione con acqua.

*Grafico comparativo dei profili di falda freatica nelle prove n. 8-9-10-11*

*Scala normale rispetto Canale Saronno a metri 110 a monte del ponte di Castellazzo*

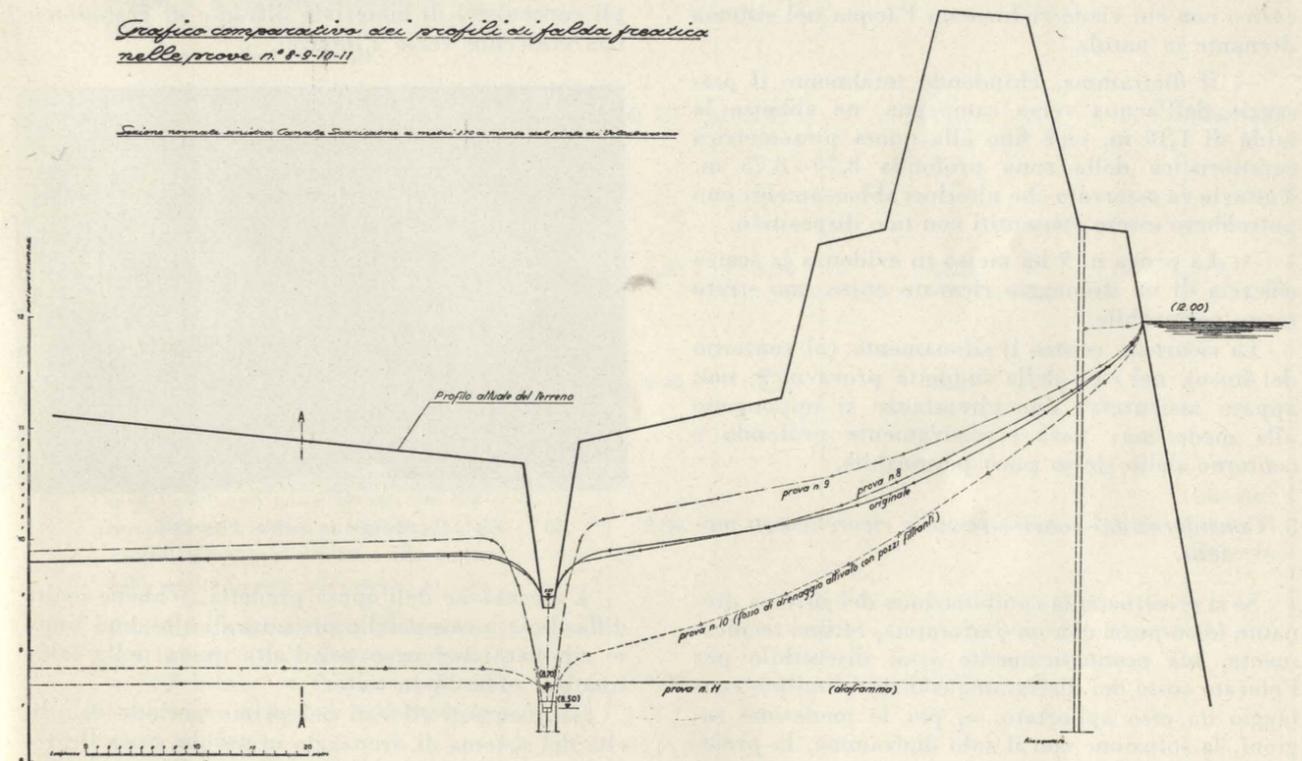


Fig. 9 - Modello in sabbia. Grafico comparativo dei profili di falda freatica realizzati nelle prove n. 8, 9, 10, 11.

Altri vari particolari del modello si possono osservare nel disegno schematico del medesimo (fig. 6) e nelle figg. 10 e 11.

È da tener presente che la complessa situazione stratigrafica dell'originale è stata semplificata nel modello, specie nel corpo arginale, dove in realtà, il banco a bassa permeabilità si eleva verso gli strati medi (vedansi per confronto la fig. 3 (originale) e la fig. 7 (modello)).

#### d) Resoconto delle esperienze.

A parte le prove n. 6, 7, 8, che si esaurirono nella regolazione del modello, furono effettuate tre prove (Tabella II) con le quali vennero vagliate le seguenti soluzioni:

— Pozzi filtranti ricavati ad intervalli di m 7,50 sul fondo del fosso di drenaggio esistente, ma approfondito fino alla quota di 8,50 m; quota del pelo libero nel fosso: 8,70 m; (prova n. 10, fig. 8).

— Diaframmatura dell'argine fino allo strato di argilla (prova n. 11).

— Inoltre venne eseguita una prova (prova n. 9) per valutare la resistenza alla permeazione nel caso che il fosso di drenaggio, notevolmente approfondito, venisse a trovarsi entro uno strato poco permeabile.

Da queste prove è risultato che:

— Il sistema drenante ottenuto con fosso approfondito ed attivato con pozzi filtranti, contribuisce efficacemente all'abbassamento della falda; esso risulta di un metro nella sez. A-A, quando la quota del pelo liquido del fosso è di m 8,70; ma è evidente che ad ulteriori diminuzioni delle quote liquide nel fosso, seguirebbero identici abbassamenti della falda; e ciò grazie alla limitata perdita di carico con cui viene richiamata l'acqua nel sistema drenante in parola.

— Il diaframma, chiudendo totalmente il passaggio dell'acqua verso campagna, ne abbassa la falda di 1,10 m, cioè fino alla quota piezometrica caratteristica della zona profonda 8,70 ÷ 8,75 m. Tuttavia va osservato che ulteriori abbassamenti non potrebbero essere consentiti con tale dispositivo.

— La prova n. 9 ha messo in evidenza la scarsa efficacia di un drenaggio ricavato entro uno strato meno permeabile.

La sicurezza contro il sifonamento (al contorno del fosso), nel caso della suddetta prova n. 9, non appare assicurata; due circostanze si oppongono alla medesima: fosso eccessivamente profondo e contorno dello stesso poco permeabile.

#### 8. Considerazioni conclusive sulle ricerche con modelli.

Se si eccettuano la combinazione del sistema drenante fosso-pozzi con un diaframma, ottima tecnicamente, ma economicamente assai discutibile per l'elevato costo del diaframma contro il limitato vantaggio da esso apportato, e, per le medesime ragioni, la soluzione con il solo diaframma, la preferenza va indubbiamente al sistema drenante fosso-

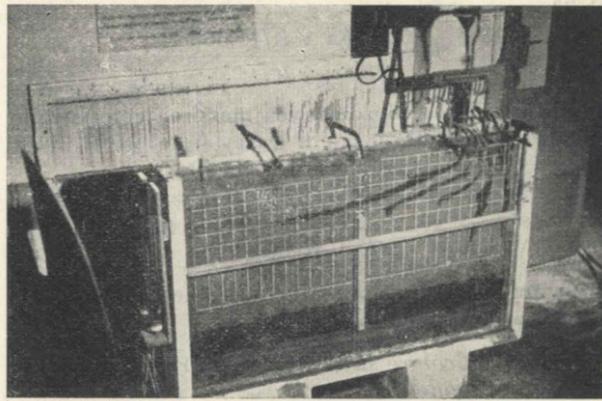


Fig. 10 - Modello in sabbia.

pozzetti filtranti; anche per il notevole minore costo che esso comporta rispetto alle altre soluzioni ora esaminate.

La portata di filtrazione risulta con quest'ultima soluzione di poco superiore a quella della situazione attuale: 0,034 l/sm contro 0,023 l/sm (calcolata nel modello).

#### 9. Opera di drenaggio sperimentale e controllo dei risultati forniti dai modelli.

Sulla scorta delle indicazioni fornite dai modelli venne elaborato il progetto di un primo tronco sperimentale dell'opera di drenaggio: una serie di pozzi filtranti profondi (4) collegati al vertice da un dreno orizzontale con tubo centrale di evacuazione delle acque di drenaggio. Sia gli elementi verticali che quelli orizzontali sono costituiti da strati multipli concentrici di materiale filtrante di granulometria crescente verso l'interno.

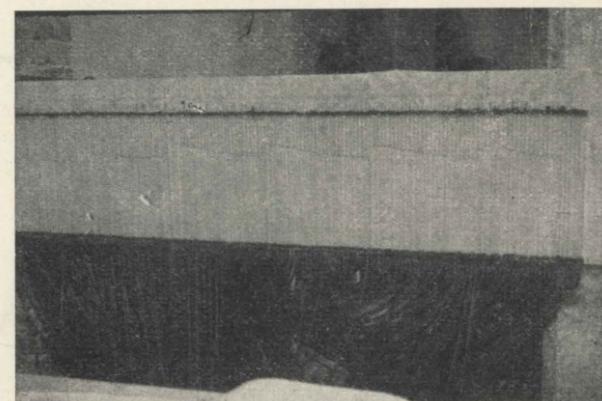


Fig. 11 - Modello in sabbia. Piezometri.

L'esecuzione dell'opera predetta, sebbene molto difficoltosa a causa della presenza di alluvioni limose ribollenti nel cavo per l'alta quota della falda freatica, ebbe buon esito.

Gli elementi rilevati nel primo periodo di attività del sistema di drenaggio in parola, ossia il profilo della falda richiamata dal sistema filtrante, non-

N. della prova	Scopo della prova e situazione sperimentata	Quota assoluta pelo canale in metri	Falda freatica nella sez. A-A in campagna		Portata di filtrazione verso campagna in l/sm di argine	Rapporto tra la portata stessa e quella dell'originale valutata in 0,015 l/sm	Grado di sicurezza al sifonamento $n = \frac{(1-p)(ys-1)}{i}$
			Quota assoluta in metri	Riferita a quella riscontrata nella riproduzione della situazione attuale			
1	Riprodurre, con terreno supposto <i>omogeneo</i> , la <i>situazione attuale</i> dell'argine sinistro e di 250 m circa di terreno a campagna, con fosso di drenaggio a ridosso dell'argine, e un fosso di bonifica	12,00	10,07	0,00	fosso drenaggio: 0,046 fosso bonifica: 0,025 Totale 0,071	4,7	2
2	Verifica nelle condizioni della prova n. 1 dell'effetto dell' <i>esclusione del fosso di drenaggio</i>	id.	10,72	+0,65	0,045	3	—
3	Esaminare l'effetto di un <i>diaframma profondo</i> m 20 (con base a quota assoluta -7,50 m) inserito in banchina a fiume; altre condizioni come alla prova n. 1	id.	9,80	-0,27	fosso drenaggio: 0,034 fosso bonifica: 0,023 Totale 0,057	3,8	2,5
4	Esaminare l'effetto di un <i>drenaggio profondo</i> del diametro di 1,5 m, posto m 15 oltre il fosso di drenaggio e alla quota 4,00 assoluta; altre condizioni come alla prova n. 1	id.	6,70	-3,37	0,18	12	—
5	Esaminare l'effetto di un <i>drenaggio superficiale combinato con diaframma</i> nelle condizioni della prova n. 1, drenaggio del diametro di 1 m posto a quota 8,00 assoluta e a m 15 oltre il fosso di drenaggio e diaframma profondo m 15 (base a quota assoluta -2,50 m) inserito in banchina a fiume	id.	9,27	-0,80	0,072	4,8	—

6-7	Prove di successive approssimazioni per la verifica del modello	12,00	—	—	—	—	—
8	Riprodurre la <i>situazione attuale</i> dell'originale anche nella sua <i>stratificazione</i> , sia pure schematica	id.	9,80	0,00	0,023	1,5	5
9	Esaminare il caso in cui il <i>fosso di drenaggio</i> , anche se <i>profondo</i> , venga ricavato <i>entro uno strato poco permeabile</i> ; altre condizioni come alla prova n. 8	id.	9,90	+0,10	0,014	0,95	1,05
10	Esaminare, nelle condizioni della prova n. 8 l'effetto di <i>pozzi filtranti</i> del diametro di m 1,50 ricavati sul fondo del fosso di drenaggio con base alla quota 6,00 assoluta e con interasse di m 7,50	id.	8,80	-1,00	0,034	2,25	elevato grado di sicurezza
11	Esaminare, nelle condizioni della prova n. 8, l'effetto di un <i>diaframma</i> profondo m 12,5 inserito in banchina a fiume (base a quota assoluta 0,00 entro lo strato argilloso)	id.	8,70	-1,10	trascurabile	—	—

# IMPRESA UMBERTO GIROLA MILANO

DIGA DI PIAN TELESSIO di 380.000 mc. in costruzione per la  
AZIENDA ELETTRICA MUNICIPALE DI TORINO

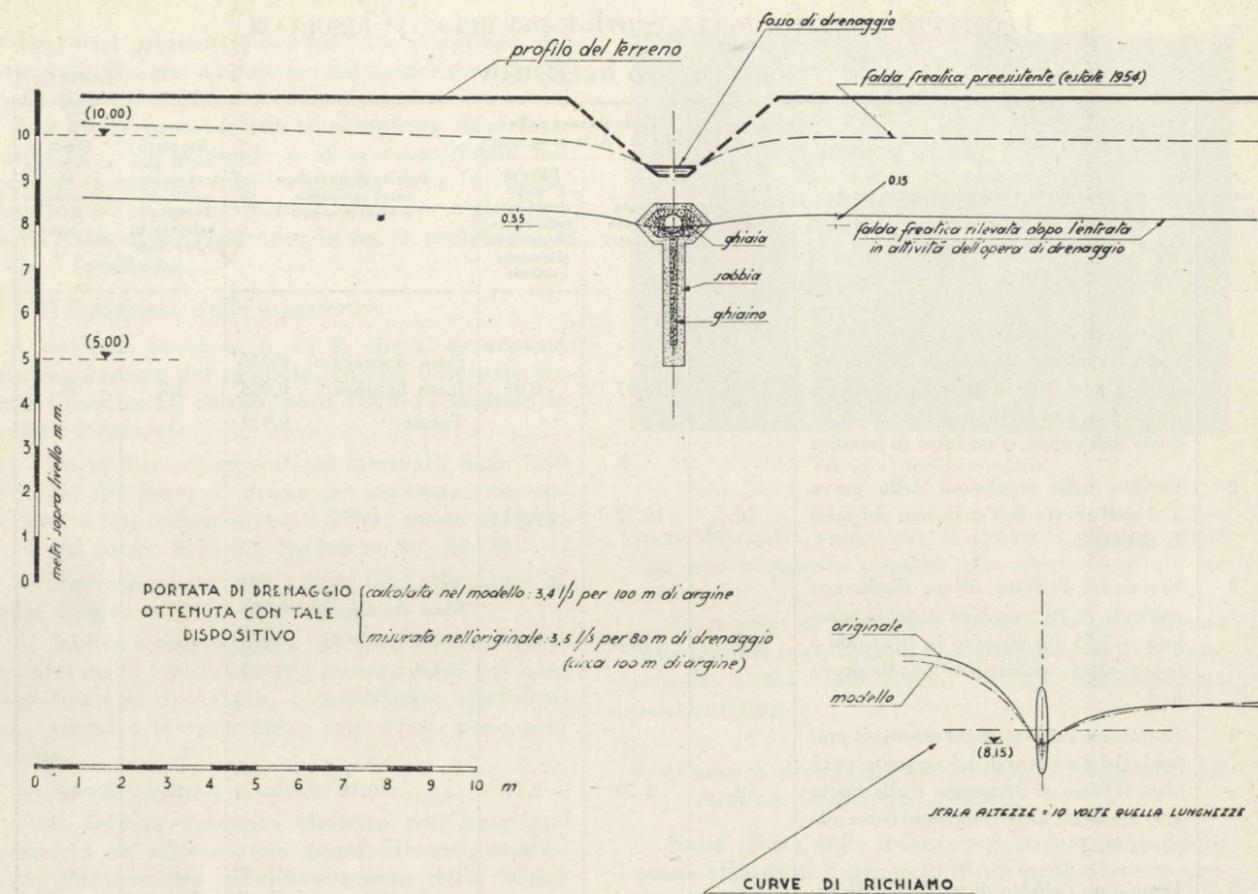


Fig. 12 - Primo tronco dell'opera di drenaggio realizzata in sito a titolo sperimentale. Sezione normale dell'opera e abbassamento del profilo di falda ottenuto dopo la sua entrata in funzione. Corrispondenza dei dati del modello con quelli dell'originale.

chè il confronto delle curve di richiamo nel modello e nell'originale, sono indicati nella fig. 12.

Come vedesi, l'efficacia dell'opera proposta non è stata minore nell'originale.

La portata di filtrazione rilevata è risultata dello stesso ordine di quella calcolata in base al reticolato visualizzato nel modello: 3,5 l/s per il primo tronco lungo 80 m (che si ritiene equivalente a circa 100 m per l'azione di richiamo agli estremi) contro 3,4 l/s calcolati nel modello per 100 m di argine.

Tale ottima corrispondenza di risultati, sia per quanto riguarda l'abbassamento del profilo di falda e le curve di richiamo del dreno, sia per quanto si riferisce alla portata di filtrazione, conferma l'attendibilità dei procedimenti seguiti nelle ricerche e nella determinazione dei dati di campagna, in particolare quelli riguardanti la permeabilità del terreno.

Da questi risultati infine si può con evidenza constatare che, nel caso ora illustrato, i modelli ridotti hanno fornito uno strumento di indagine efficace, economico, agile.

Ringrazio in modo particolare l'Ingegnere Capo

del Genio Civile di Padova, cui è dovuta l'iniziativa delle ricerche su cui ho riferito.

Ai Proff. F. Marzolo, A. Ghetti e G. Benini va la mia viva gratitudine per i suggerimenti e l'assistenza che hanno voluto benevolmente concedermi.

Angelo Zanovello

## BIBLIOGRAFIA

1. GASPARINI L., *La sistemazione dei corsi d'acqua attigui alla Città di Padova*, « Giornale G. C. », 1923, n. 8.
2. EDELMAN IR. T., *The influence of the compressibility of soil on some problems of ground-water flow*, « Proceedings of the 3d International Conference on soil mechanics and foundation engineering », vol. II.
3. VERONESE A., *Interpretazione delle prove di permeabilità nelle sabbie e ghiaie*, « L'Ingegnere », maggio 1942.
4. MANSUR C. I. - KAUFMAN R. I., *Control of underseepage Mississippi River Levees, St. Louis District*, « Journal soil mechanics and foundations Division », vol. 82, 1/1956.
5. RIDLEY J. W., *The determination of seepage and uplift pressures in and under hydraulic structures*, « New Zealand Engineering », 15-9-1953.

Direttore responsabile: **AUGUSTO CAVALLARI-MURAT**

Autorizzazione Tribunale di Torino, n. 41 del 19 Giugno 1948

STAMPERIA ARTISTICA NAZIONALE



Foto Chiolini