Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie

Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Band: 49 (1957)

Heft: 2-3

Artikel: Vergleich verschiedener Talsperrentypen für den Stausee Valle di Lei = Confronto fra diversi tipi di sbarramento sul Reno di Lei

Autor: Marcello, Claudio

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-920825

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 10.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Vergleich verschiedener Talsperrentypen für den Stausee Valle di Lei

Confronto fra diversi tipi di sbarramento sul Reno di Lei

Selten trifft man bei der Projektierung einer Talsperre topographisch-geologische Verhältnisse vor, welche die Anwendung jedes heute zur Ausführung kommenden Talsperrentyps erlauben, ohne daß sich eine bestimmte Konstruktion von Natur aus aufdrängt. Bei der Sperrstelle in Valle di Lei ist dies der Fall, und es wurden daher von den beiden Projektierungsbureaux (Società Edison, Milano, und Motor-Columbus AG, Baden) auch zahlreiche Varianten studiert und technisch-wirtschaftlich gegenübergestellt. Zur Ausführung wurde der wirtschaftlichste Typ, allerdings unter Berücksichtigung der besonderen Forderungen der schweizerischen militärischen Instanzen gewählt. Da solche Vorbereitungsstudien auch für einen weiteren Leserkreis von großem Interesse sind, haben wir uns um die Veröffentlichung derselben bemüht. Bei der Kraftwerkgruppe Valle di Lei–Hinterrhein handelt es sich um eine internationale Wasserkraftnutzung, bei der Italien und die Schweiz zusammenarbeiten, weshalb dies hier symbolisch auch in der Sprache der italienischer- und schweizerischerseits behandelten Abschnitte zum Ausdruck kommen soll. (Red.)

Nell'elaborazione del progetto di una diga, il tipo di struttura da scegliere viene indicato generalmente in modo univoco dalle condizioni topografiche e geologiche della sezione di sbarramento e dalle considerazioni del massimo tornaconto.

Nel caso della diga del Reno di Lei, le richieste e le preferenze dei diversi enti interessati hanno indotto gli uffici tecnici della Società Edison, Milano, e della S. A. Motor-Columbus, Baden, a studiare molte soluzioni, tutte compatibili con le condizioni topografiche e geologiche, tra le quali, dopo un'accurato confronto, è stata scelta quella da adottare, contemperando il criterio del minimo costo con le particolari esigenze dell'Autorità militare svizzera.

Riteniamo che uno studio preliminare di così inusitata ampiezza possa interessare una vasta cerchia di lettori, e ci siamo quindi decisi alla sua pubblicazione.

Gli impianti Valle di Lei–Hinterrhein costituiscono un'utilizzazione idroelettrica di confine alla quale Italia e Svizzera collaborano di comune accordo. Appunto per mettere simbolicamente in rilievo questa comunanza di intenti fra i tecnici dei due paesi, abbiamo lasciato i capitoli trattati da parte italiana e da parte svizzera nelle loro lingue originali. (red.)

Diga sul Reno di Lei Studi eseguiti dalla Società Edison, Milano

Claudio Marcello, direttore della Direzione Costruzione Impianti Idroelettrici del Gruppo Edison

Generalità

Si stanno concludendo gli studi del progetto del grande sistema di impianti idroelettrici (3 centrali con una potenza installata di 630 000 kW e con una producibilità media annua di 1325×10^6 kWh di cui 750 $\times 10^6$ kWh erogabili nei mesi invernali) che prevede di utilizzare le acque del Reno Posteriore (Alpi Retiche).

Le tre centrali sono previste rispettivamente a Ferrera (H = 398/499 m, P = 185 000 kW), Bärenburg (H = 282/331 m, P = 215 000 kW) ed a Sils (H = 392 m, P = 230 000 kW).

Un'ampia regolazione della portata del fiume e di alcuni bacini contigui allacciati è assicurata dal grande serbatoio previsto in Valle di Lei alla quota 1931, con una capacità utile di 200×10^6 m³. Il serbatoio e la diga che lo costituisce si trovano in territorio italiano mentre la quasi totalità delle opere di derivazione e le centrali sono in territorio svizzero.

La Società che compie gli studi e che realizzerà in un prossimo avvenire gli impianti è la *Kraftwerke Hinterrhein AG*, Thusis, di cui fanno parte molte società elettriche svizzere e la Società Edison di Milano.

È a quest'ultima che è stata affidata la progettazione e la costruzione delle opere in territorio italiano. Queste sono costituite sostanzialmente dalla grande diga alta 134 m, dalle relative opere di scarico e da parte delle opere di derivazione del primo impianto.

Accurate ricerche sul terreno, convalidate dai sondaggi, hanno permesso di considerare come assicurata, sul fianco occidentale, la impermeabilità pratica della zona interessata dal serbatoio, che è costituita dalla serie cristallina della massa dello Stella con prevalenza di paragneiss. Sul fianco orientale, dove una lingua di calcari cristallini notevolmente fessurati (Hochstegenkalk) interessa la zona d'invaso per un tratto lungo circa 700 m, sono in programma ricerche complementari sul terreno; si ritiene comunque di poter raggiungere una tenuta soddisfacente.

La zona di sbarramento è in prossimità della frontiera svizzera con un fondo d'alveo a quota 1800. Banchi di paragneiss e di micascisti delimitano la sezione. La loro disposizione è a reggipoggio sul fianco orientale ed a franapoggio su quello occidentale; due gallerie, eseguite a diversa altezza su quest'ultima sponda, hanno permesso di accertare che il frazionamento dei banchi per opera delle fessure aveva carattere eminentemente superficiale.

Studi eseguiti dalla Società Edison per la scelta del tipo di sbarramento

In considerazione principalmente del grande numero degli interessati e del carattere internazionale delle utilizzazioni, la scelta del tipo di sbarramento da adottare è stata fatta sviluppando assai profondamente i progetti di vari tipi di struttura possibili e tenendo conto, oltre che delle richieste e preferenze dei singoli interessati, anche in modo speciale delle esigenze del-

l'Autorità Militare Svizzera preoccupata della salvaguardia del territorio sottostante da un'eventuale rottura dello sbarramento per attacco bellico. Si sono così studiate varie soluzioni che avrebbero potuto essere scartate in altre condizioni senza la necessità di uno sviluppo di progetto.

La Direzione Costruzione Impianti Idroelettrici della Società Edison, sotto la guida dello scrivente, ha condotto tali studi prendendo in esame 9 soluzioni diverse, delle quali 3 a gravità, 1 ad arco gravità, 4 miste ad arco con spalle e tronchi laterali a gravità ed una in materiali sciolti. Durante la prima fase di esame di questi tipi sono stati pure eseguiti studi complementari da parte di ingegneri svizzeri. Le soluzioni studiate sono illustrate in apposita nota.

Dighe a gravità

Di questo tipo sono state studiate: una soluzione a gravità massiccia, una a gravità alleggerita ed una mista con la parte centrale a gravità massiccia e le parti laterali a gravità alleggerita. La diga a gravità massiccia è stata dimensionata assumendo per le sottopressioni un diagramma triangolare, conformemente alle prescrizioni del vigente Regolamento Italiano sulle dighe. Per soddisfare alle condizioni di stabilità allo scorrimento ed al ribaltamento, è stato necessario assegnare al paramento di monte una scarpa di 0,05 — 0,10 — 0,25 — 0,40 dall'alto al basso ed al paramento di valle una scarpa rispettivamente di 0,60 — 0,70 e 0,75 come è rappresentato nella fig. 1. Il volume di scavo è risultato di 150 000 m³ e quello del calcestruzzo di 1 750 000 m³. Il tempo necessario per la costruzione è stato stimato di 8—10 anni.

Per quanto riguarda le strutture a gravità alleggerita è stato preso in esame il tipo ad elementi cavi ideato dallo scrivente. Nella diga tipo Marcello ogni elemento ha una larghezza di 22 m ed è alleggerito da una cavità interna di ampiezza crescente con l'altezza; tra due elementi contigui è pure ricavata, verso valle, una cavità esterna, simile a quella interna. I paramenti di monte e di valle hanno entrambi una inclinazione di 0,45 (fig. 2). Di questo tipo, che fino ad oggi ha avuto 13 applicazioni in Italia ed all'estero, l'opera più importante è la diga di Ancipa (Sicilia) che con i suoi 111,50 m di altezza rappresenta la struttura a gravità alleggerita più alta del mondo. Per questa soluzione il volume di scavo necessario è risultato di 100 000 m³ e quello di calcestruzzo di 1 000 000 m³ circa. La costruzione di questa diga avrebbe richiesto circa 6—8 anni.

È stata studiata inoltre una diga mista a gravità massiccia ed a gravità alleggerita, derivata dall'adozione dei due tipi sopra descritti: l'altezza massima della diga alleggerita di tipo Marcello è stata limitata a 100 m chiudendo la parte centrale della valle con una struttura massiccia. I dati caratteristici relativi sono risultati con un volume di scavo di 120 000 m³ ed uno di calcestruzzo di 1 450 000 m³ per cui il suo studio non è stato approfondito. Il tempo di costruzione era previsto di 7—9 anni.

Dighe ad arco-gravità

Dopo alcune ricerche di carattere preliminare, è stata studiata una struttura ad arco-gravità (ved. fig. 3 e 4) i cui dati geometrici principali sono:

altezza massima	140	m
sviluppo del coronamento	575	m
corda	506	m
freccia	132	m
spessore in sommità orizzontale	8,20	m
spessore in sommità normale all'estradosso in chiave	7,15	m
spessore alla base	36,80	m
volume di calcestruzzo	750 000	m³

Le sezioni orizzontali della volta erano costituite da archi la cui fibra media si identificava da quota 1934 a quota 1871,625 con una parabola del 3° ordine, con parametri variabili con l'affondamento, e con un arco di ellisse da tale quota fino alla fondazione (quota 1794). Con ciò si era ottenuto praticamente la coincidenza della fibra media degli archi con la funicolare del carico sopportato dagli archi stessi. Lo spessore degli archi era uniforme, salvo un limitato raccordo all'intradosso con la superficie di imposta. La stabilità di questa struttura è stata verificata tenendo conto del contributo offerto alla stabilità dagli elementi orizzontali (archi) e da quelli verticali (mensole). La ripartizione delle pressioni agenti sui singoli elementi è stata calcolata seguendo i principi del «Trial Load Method» con l'ammissione di opportune ipotesi semplificative. La ripartizione del carico idrostatico tra archi e mensole è stata trovata imponendo una buona congruenza delle deformazioni radiali dei nodi della struttura per effetto delle componenti radiali delle aliquote della pressione idrostatica agenti sugli archi e sulle mensole e trascurando gli effetti del taglio e dei momenti torcenti. Nei calcoli, in via di prima approssimazione, il modulo elastico della roccia è stato supposto uguale a quello del calcestruzzo.

Dighe di tipo misto ad arco con spalle a gravità

È stato poi esaminato anche il tipo di struttura ad arco con spalle a gravità nell'intento di assegnare alla volta la forma più conveniente. La soluzione più rappresentativa tra quelle studiate, è quella illustrata in pianta e sezioni nelle figure 5 e 6.

La volta a cupola dell'altezza massima di 140 m, era impostata direttamente sulla roccia per 80 m di altezza e su spalle in calcestruzzo per i rimanenti 60 m. La

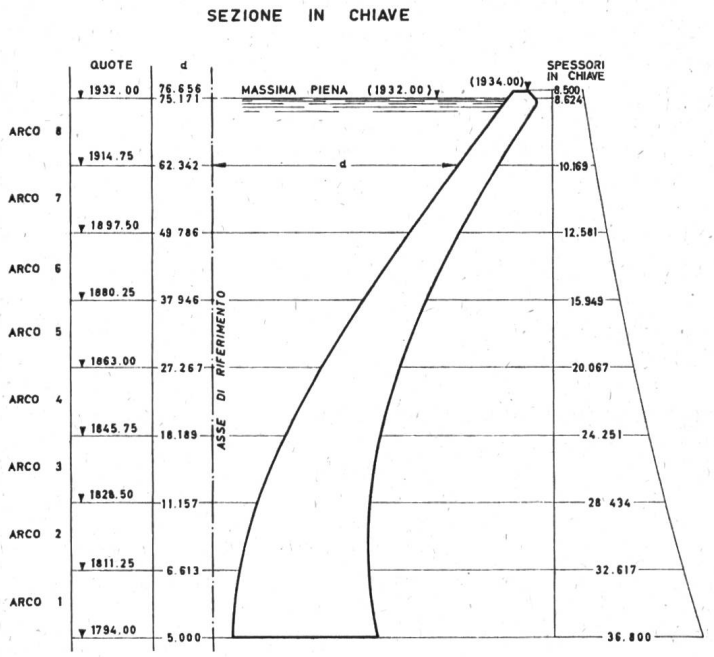


Fig. 4 Diga ad arco-gravità

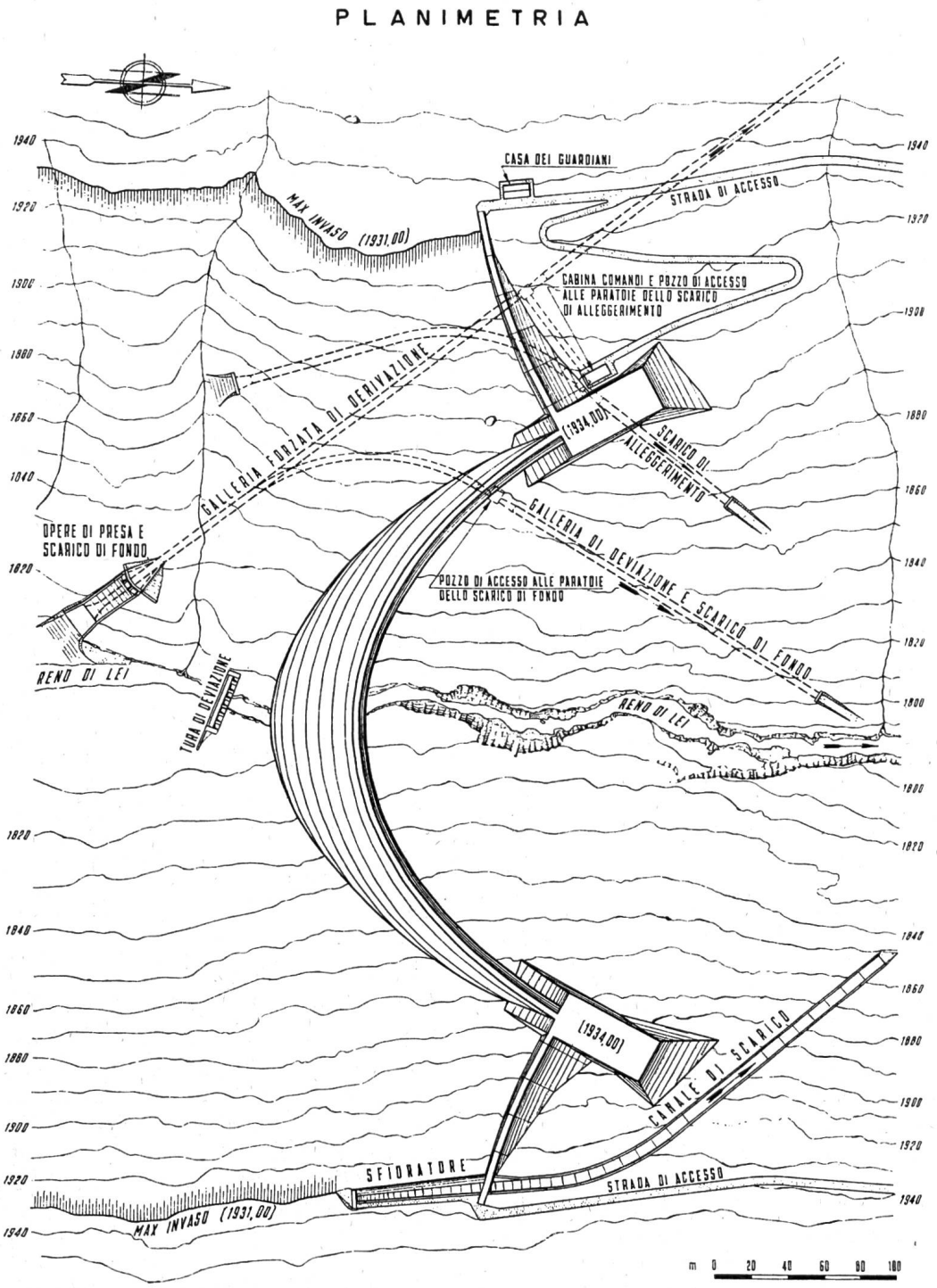


Fig. 5 Diga ad arco con spalle a gravità

volta aveva sezioni orizzontali ellittiche di spessore uniforme; lo svilluppo dell'arco di coronamento era di 407 m, la corda di 320 m e la freccia di 110 m. Gli spessori orizzontali variavano da 7,65 m in corrispondenza del livello di max. invaso, a 35,09 m alla base. Le spalle erano previste costituite da due elementi massicci disposti planimetricamente con l'asse inclinato di 28° rispetto all'asse di simmetria della volta. L'altezza, misurata sulla verticale passante per la mezzeria dell'imposta dell'arco di coronamento, era di 63 m per la spalla destra e di 51 m per quella sinistra. Prevedendo di adottare per gli elementi laterali delle sezioni a gravità massiccie, il volume complessivo della diga raggiungeva gli 852 000 m³ mentre qualora fossero stati adottati elementi alleggeriti il volume sarebbe sceso a 845 000 m³. Le verifiche di stabilità della volta sono state condotte tenendo conto del contributo offerto alla stabilità dagli elementi orizzontali (archi) e verticali (mensole) con criteri del tutto analoghi a quelli adottati per la soluzione a volta unica studiata dalla Edison.

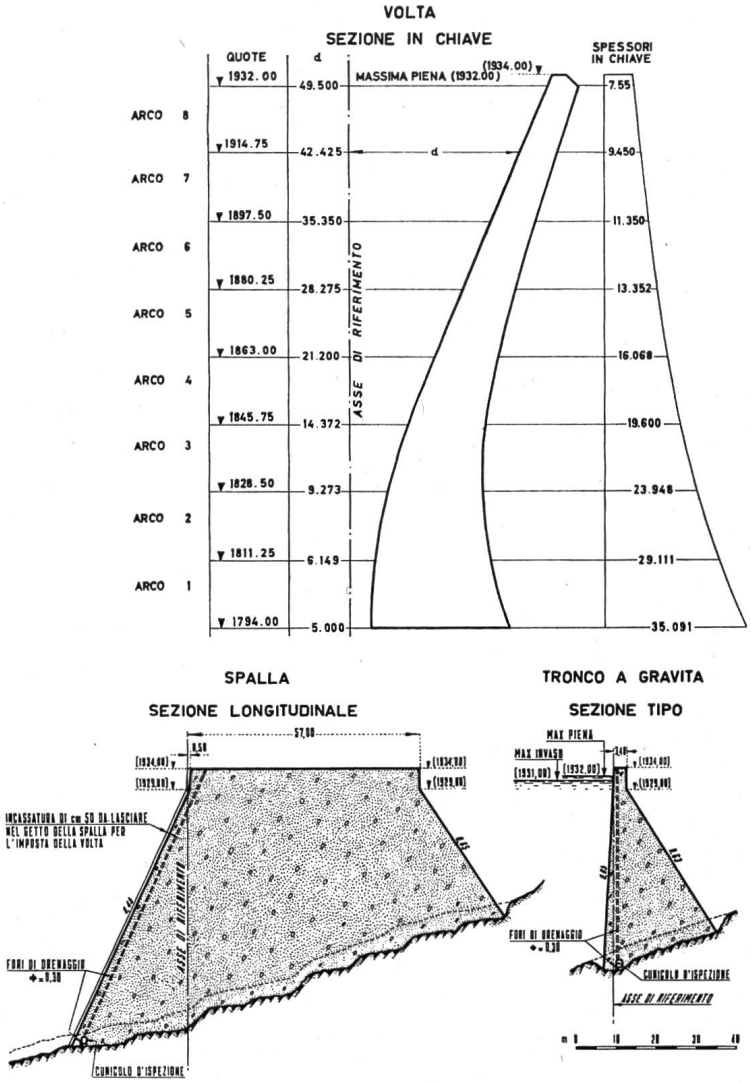


Fig. 6
Diga ad arco con spalle a gravità

Diga in materiali sciolti

È stata studiata infine, su richiesta di alcuni soci, la possibilità di sbarrare la valle con una diga in materiali sciolti (fig. 7), soluzione che peraltro a noi appariva di scarso interesse economico sia per il suo notevole volume che per la lunga durata della costruzione.

Il coronamento di questa diga è stato fissato a quota 1936, cioè 5 metri al sopra della quota di massimo invaso, con larghezza minima di 16 m. La parte centrale era costituita da un nucleo impermeabile, limitato a monte ed a valle da un manto di sabbia fine di diametro praticamente uniforme, ricoperto a sua volta da un manto di ghiaia grossolana. Detti manti erano di spessore crescente dall'alto verso il basso. Due muri in calcestruzzo, alti circa 12 m assicuravano la continuità tra la roccia sottostante alla diga ed il suddetto nucleo di tenuta. I rinfianchi del nucleo erano costituiti da «tout venant» proveniente da cave di roccia da aprire sulle sponde della valle in prossimità della diga. Alle basi dei paramenti, ai quali è stata assegnata la pendenza di 1,75/1, 2,25/1 e 2,75/1 a seconda dell'altezza, erano previsti dei muri in pietrame a secco alti da 5 a 15 m. La cubatura complessiva della diga era risultata di 8 500 000 m³ mentre gli scavi assommavano a 230 000 m³. Per la realizzazione di questo tipo, che avrebbe richiesto un tempo notevolmente più lungo rispetto alle altre soluzioni studiate (10—12 anni) sarebbe stato necessario superare notevoli difficoltà di approvvigionamento dei materiali, specialmente per il nucleo.

La struttura che tiene conto delle prescrizioni dell'Autorità Militare Svizzera (che ha imposto in particolare uno spessore minimo della struttura di 15 m e si è opposta alla realizzazione di strutture aventi uno strapiombo superiore ai 30 m) e sulla quale si è raggiunto l'accordo delle numerose società partecipanti al finanziamento, è stata, in definitiva, quella ad arco gravità che viene qui di seguito descritta e che d'altra parte non si allontana eccessivamente da quella di massima economia, rappresentata sinteticamente nelle fig. 3 e 4. Infatti il volume di calcestruzzo sale da 750 000 a 800 000 m³. Tale soluzione ha però un carattere non definitivo per quanto riguarda la distribuzione degli spessori che saranno fissati dopo le prove su modelli in scala ridotta, attualmente in corso, e dopo aver eseguiti ulteriori calcoli dettagliati.

PLANIMETRIA

TURA DI DEVIAZIONE

OPERE DI PRESA

GALLERIA FORZATA DI DERIVAZIONE

SCARICO DI FONDO

MAX INVASO (1931.00)

SCARICO DI SUPERFICIE

SFIORATORE IN GALLERIA

SCARICATORE DELLO SFIORATORE E SCARICO DI FONDO

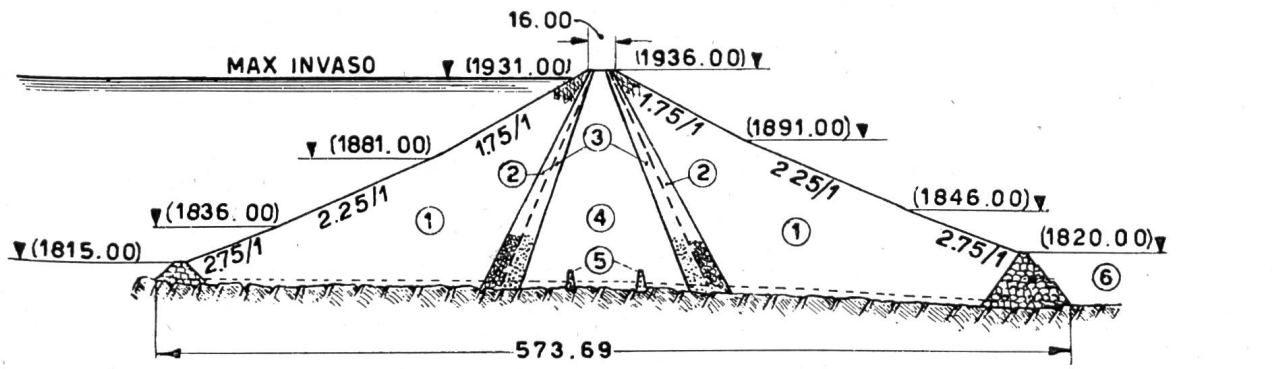
CORONAMENTO (1936.00)

CASA DEI GUARDIANI

STRADA DI ACCESSO

DISCENDERIA D'ACCESSO

SEZIONE TRASVERSALE



① TOUT VENANT DA DEMOLIZIONE DI ROCCIA

② GHIAIA GROSSOLANA

③ FILTRO FINO

④ NUCLEO DI TERRA IMPERMEABILE COSTIPATA

⑤ MURI IN CALCESTRUZZO

⑥ FILTRO

m 0 50 100 150 200

Fig. 7 Diga con materiali sciolti

La soluzione prescelta

I dati geometrici principali della volta, progettata dalla Direzione Costruzione Impianti Idroelettrici Edison sotto la guida dello scrivente, sono:

altezza massima del piano di coronamento sul punto più depresso delle fondazioni	138 m
spessore al coronamento	15 m
spessore alla base	28 m
sviluppo dell'arco di coronamento	635 m
corda dell'arco di coronamento	520 m
freccia dell'arco di coronamento	160 m
volume dell'opera	800 000 m^3

La superficie di estradosso presenta, in corrispondenza della sezione in chiave, lo strapiombo massimo di 28 m ed un controstrapiombo nella parte inferiore di circa 5 m (fig. 8 e 9). Le sezioni orizzontali della volta sono archi a spessore costante dalla chiave all'imposta, la cui fibra media si identifica approssimativamente con la funicolare del carico sopportato dagli stessi archi. Il coronamento è previsto a quota 1932, pari al livello di max. invaso eccezionale; un parapetto in calcestruzzo dell'altezza di 2 m creerà il franco necessario per il contenimento delle eventuali onde. In sponda sinistra, per un'altezza di circa 13 m sotto la quota del coronamento, la volta sarà impostata su una spalla in calcestruzzo.

Durante la costruzione il corpo della diga sarà suddiviso in settori mediante opportuni giunti provvisori intesi a ridurre al minimo le tensioni conseguenti al ritiro. Detti giunti saranno disposti ad interasse medio di circa 12 m e, a ritiro avvenuto, verranno chiusi con calcestruzzo e successivamente iniettati con cemento.

Un sistema di tubi di drenaggio verticali, disposti in prossimità della superficie di estradosso, ha il compito di eliminare, o almeno di ridurre notevolmente, le eventuali permeazioni d'acqua; nel corpo della diga sono pure previsti cunicoli di raccolta dei drenaggi e di ispezione.

La verifica di stabilità della volta è stata eseguita tenendo conto del mutuo contributo offerto alla stabilità dagli elementi orizzontali (archi) e da quelli verticali (mensole). La volta è stata divisa in 8 archi orizzontali e 15 mensole verticali e, essendosi realizzata una perfetta simmetria rispetto al piano verticale contenente le sezioni di chiave degli archi, è stato possibile limitare il calcolo alle mensole relative a metà della volta (8). Gli archi sono parabolici, a spessore costante e l'equazione della loro fibra media è del tipo $y^2 = wx$ essendo il parametro w variabile in funzione della quota. Le mensole sono sezioni verticali della diga, di ampiezza unitaria; la loro fibra media è rappresentata dall'intersezione della superficie contenente le fibre medie degli archi con un piano verticale approssimativamente normale ai paramenti della diga. Ad ogni quota lo spessore della mensola è uguale allo spessore dell'arco corrispondente; le mensole prese in esame hanno la base alla quota media aritmetica tra quelle di due archi consecutivi.

Nei calcoli, in linea di massima, è stato seguito il «Trial Load Method» adattato per archi parabolici ed opportunamente semplificato; in particolare sono state trascurate le deformazioni dovute al taglio ed al momento torcente sia negli archi sia nelle mensole. Nella determinazione del cedimento elastico del vincolo si è invece tenuto conto delle rotazioni indotte dal momento flettente e dal taglio e degli spostamenti indotti dallo sforzo normale, dal taglio e dal momento flettente avendo supposto uguale, in prima approssimazione, il valore del modulo elastico del calcestruzzo e della roccia. Al piede di ciascuna mensola si è ammesso che il calcestruzzo non reagisca a trazione, come se ivi esistesse un giunto orizzontale; di conseguenza la sezione reagente alla base, considerata agli effetti della deformabilità della fondazione, è limitata alla zona compressa, che è stata determinata per approssimazioni successive. Per il calcolo dei coefficienti di influenza degli archi e delle mensole si è tenuto conto di forze unitarie concentrate nei nodi per le mensole e di carichi funicolari (carichi la cui funicolare coincide con la fibra media dell'arco) con valore medio unitario per gli archi.

La ripartizione del carico idrostatico tra archi e mensole è stata ricercata imponendo la congruenza nei nodi delle deformazioni orizzontali delle mensole e delle proiezioni delle deformazioni degli archi sul piano medio delle mensole e verificando successivamente la rispondenza dei risultati ottenuti con le ipotesi assunte sia in relazione alla sezione reagente al piede delle mensole, sia al tipo di carico sugli archi.

Le deformazioni prese in esame sono quelle dovute alle componenti radiali delle aliquote della pressione idrostatica, per gli archi e per le mensole e, per le sole mensole, alla componente verticale della pressione idrostatica ed alle forze di massa.

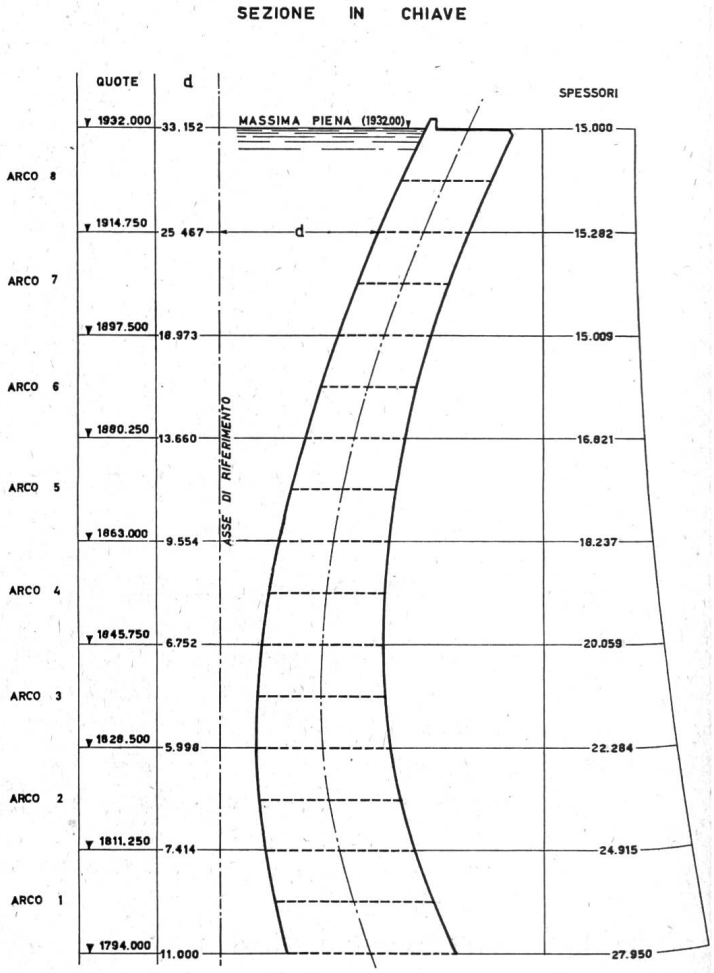


Fig. 9 Diga ad arco-gravità. Soluzione prescelta

PLANIMETRIA

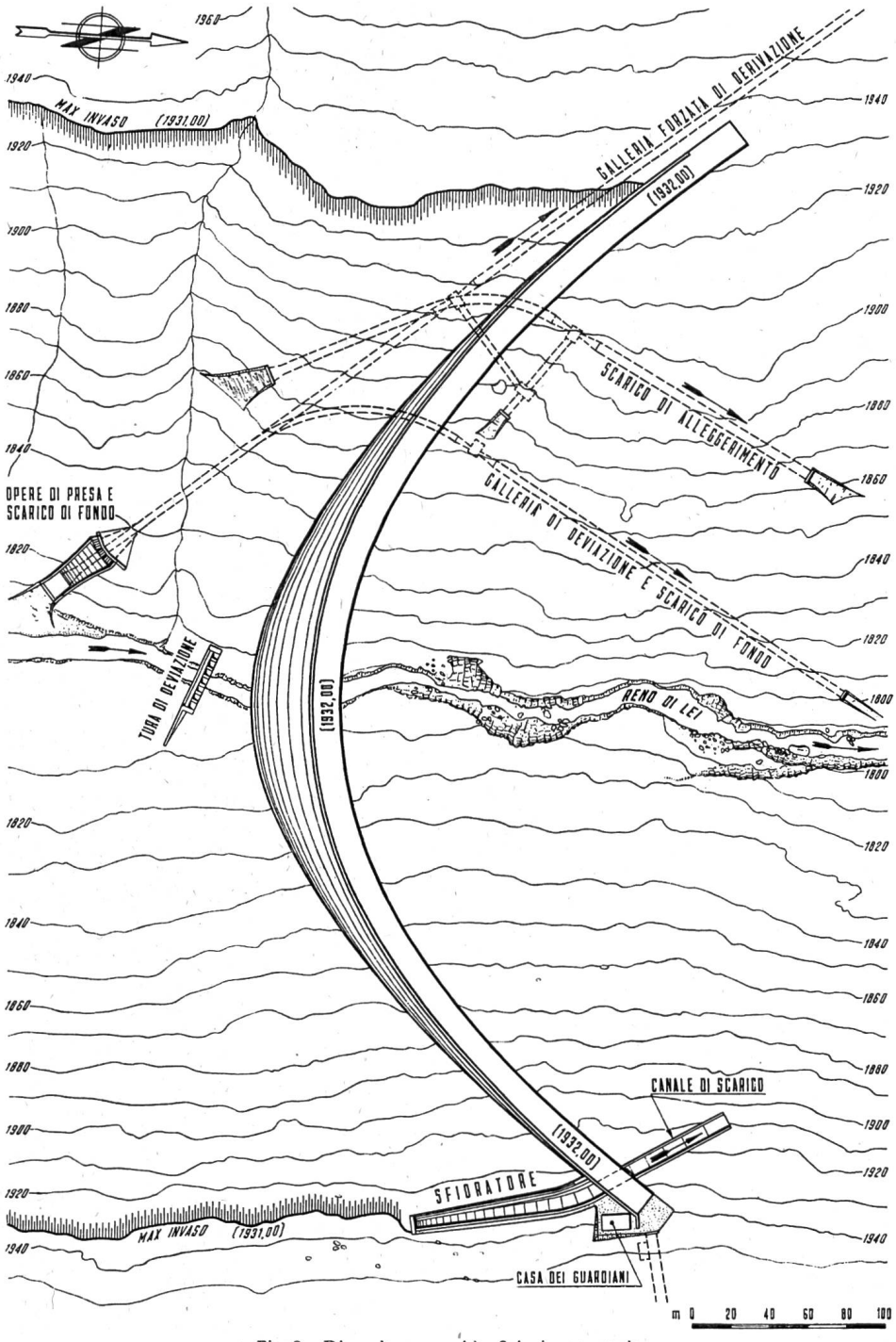


Fig. 8 Diga ad arco-gravità. Soluzione prescelta

Le condizioni di congruenza sono state spinte fino ad una approssimazione di circa il 5 % allo scopo di poter rendere regolare la superficie di pressione che, a causa delle ipotesi semplificative ammesse nel calcolo, sarebbe risultata inaccettabile con la imposizione della condizione matematica di congruenza.

È in attuazione un affinamento dei calcoli con l'ausilio di calcolatrice elettronica allo scopo di individuare in modo più esatto la superficie di carico agente sui due sistemi archi e mensole. Tale affinamento viene effettuato ricercando una più rigorosa congruenza fra archi e mensole ed una migliore rispondenza delle sezioni reagenti risultanti del calcolo con quelle supposte. È pure in programma l'inserzione di altre mensole fra quelle già considerate.

La verifica di stabilità degli archi è stata quindi effettuata con l'applicazione della teoria dell'elasticità, tenendo conto dell'aliquota del carico idrostatico gravante sugli archi stessi, della temperatura supposta variabile con andamento sinusoidale di $\pm 10°$ C e degli effetti dovuti ai cedimenti elastici delle imposte. Gli archi inferiori, meno snelli, sono stati verificati con metodi validi per gli archi spessi e soggetti unicamente all'aliquota della pressione idrostatica.

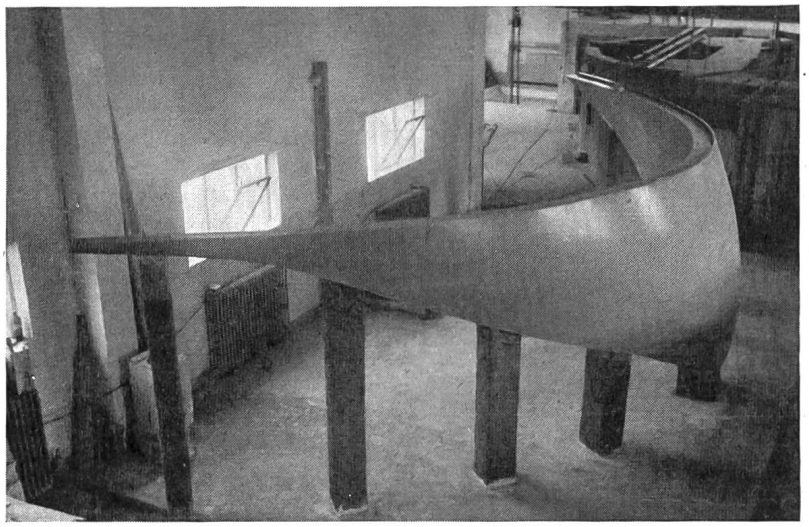


Fig. 10
Modello in scala 1:66 della diga ad arco-gravità (soluzione prescelta)

Non sono stati considerati effetti di ritiro a causa della presenza nella struttura dei giunti di costruzione che saranno chiusi solo a stagionatura del calcestruzzo avvenuta ed a temperatura prossima alla media della oscillazione termica prevedibile.

Le mensole sono state verificate tenendo conto dell'aliquota di carico idrostatico gravante su di esse, del peso proprio e della sottopressione, considerata variabile linearmente lungo lo spessore. Per le mensole i valori massimi delle sollecitazioni riscontrate sono di 55 kg/cm² a compressione e di 18 kg/cm² a trazione.

I valori massimi degli sforzi raggiungono negli archi i 74 kg/cm² a compressione ed i 6 kg/cm² a trazione nella ipotesi di contemporaneità, con i massimi valori ammessi, della pressione idrostatica e dell'effetto termico. A serbatoio vuoto i valori massimi degli sforzi dovuti ad effetto termico sono molto modesti (± 2 kg/cm²).

Come già accennato, sono attualmente in corso gli studi sperimentali su un modello della diga in scala 1/66, realizzato in miscela di pomice, cemento e prodotti omogeneizzanti. La volta è impostata su un letto di fondazione in miscela di pomice e cemento, avente modulo elastico pari alla metà del modulo elastico del materiale impiegato per il modello della diga (fig. 10).

Le esperienze comprendono principalmente:

a) un ciclo di prove in regime elastico con azione del solo carico equivalente al peso proprio,

b) un ciclo di prove in regime elastico con azione del peso proprio e del carico idrostatico,

c) prove di semioltranza e ad oltranza fino a rottura.

Le misure estensimetriche vengono eseguite in oltre 200 punti convenientemente scelti sui due paramenti.

Talsperre Valle di Lei Studien schweizerischer Ingenieure

Mitgeteilt von *Motor-Columbus AG*, Baden

Im Hinblick auf den internationalen Charakter der Kraftwerkstufe Valle di Lei – Ferrera wurden vom Konsortium Kraftwerke Hinterrhein auch schweizerische Ingenieure zur Abklärung des günstigsten Sperrentypes für den Stausee in Valle di Lei herangezogen. Es konnten dabei Ingenieure für die Mitarbeit gewonnen werden, die über eine reiche Erfahrung im Bau von Staumauern verfügen. Währenddem diese Vorschläge für die Ausführung von Betonmauern ausarbeiteten, beschränkte sich die Motor-Columbus AG im Sinne einer Arbeitsteilung darauf, die Möglichkeit der Schüttung eines Dammes als Talabschluß abzuklären. Über die Ergebnisse dieser Studien wird nachstehend berichtet.

1. Gewichtsmauer-Projekt von Ing. H. Juillard

Bei diesem Projekt handelt es sich um den Mauertyp, der im Rätherichsboden und auf Oberaar bei den Sperren der Kraftwerke Oberhasli zur Anwendung kam und den auch das Elektrizitätswerk der Stadt Zürich für die in Ausführung begriffene Talsperre auf der Albigna vorgesehen hat. Der Mauertyp kann zwischen die massive Gewichtsmauer und die von Ing. C. Marcello vorgeschlagene Pfeilermauer (Fig. 2) eingereiht werden. Wegleitend beim Entwurf desselben war das Bestreben, gleichzeitig die Hauptvorteile der massiven und aufgelösten Mauer auszunützen. Dies wird durch

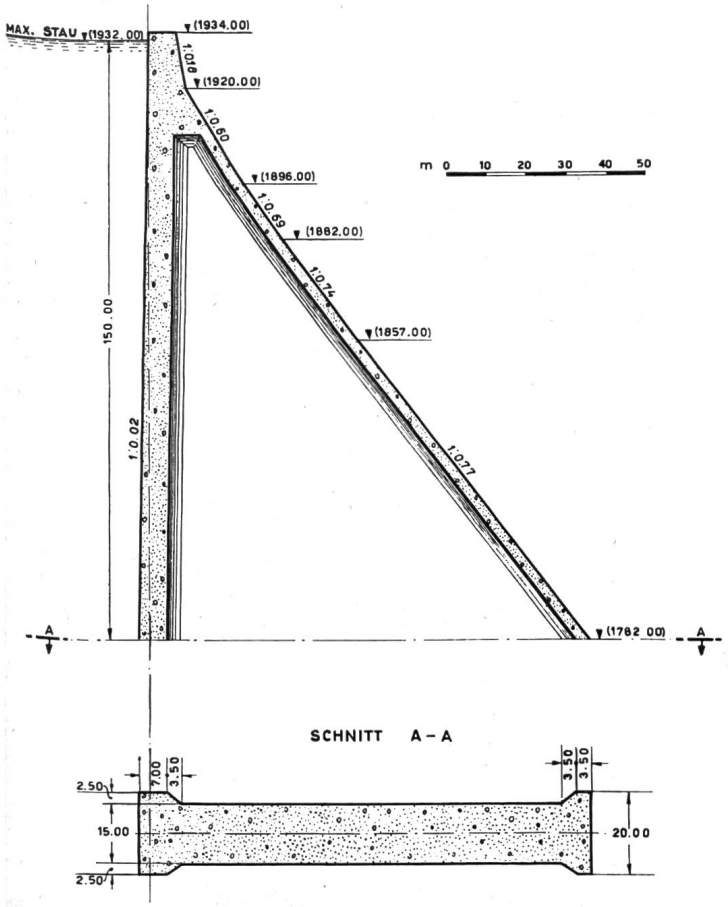


Abb. 11 Gewichtsmauer, Projekt Ing. Juillard

Fugenkammern erreicht, die im Bereich der Dilatationsfugen ausgespart werden. In statischer Hinsicht dienen diese Hohlräume vor allem einer wesentlichen Verminderung des Auftriebes, was eine Reduktion des Maueranzuges zuläßt. In wirtschaftlicher Hinsicht resultiert aus dieser Verkleinerung des Maueranzuges und den Fugenkammern eine Betoneinsparung, die im vorliegenden Falle angenähert 20 % erreicht.

Die in Abb. 11 im Schnitt dargestellte, im Grundriß geradlinige Mauer mit einer Kronenlänge von 563 m wird durch vertikale Fugen in 23 Konstruktionselemente von je 20 m Breite und 8 Elemente von 17 bis 11 m Breite, entsprechend der auf beiden Talflanken abnehmenden Mauerhöhe, unterteilt. Von der Fundamentsohle bis Kote 1908, d. h. 24 m unter dem maximalen Wasserspiegel, sind die Baublöcke im mittleren Mauerteil durch Fugenhohlräume von 5,0 m Weite getrennt. Auf der Wasserseite derselben mißt der Beton 7,0 m, auf der Luftseite 3,5 m. Die wasserseitige Fuge wird in üblicher Weise, etwa 70 cm von der Oberfläche entfernt, mit einer Dichtung versehen. Die Kontaktfläche zwischen den Blöcken ist leicht verzahnt, um eine differenzierte Durchbiegung zu vermeiden.

Die 2,00 m über dem normalen Stauziel liegende Krone wurde 7,0 m stark angenommen. Es ist klar, daß sich eine solche Dimensionierung statisch nicht begründen läßt; sie nimmt Rücksicht auf die Wünsche der maßgebenden militärischen Instanzen. Die Konzentration einer starken Betonmasse im oberen Mauerteil wurde jedoch bei der Dimensionierung der tiefer liegenden Partien verwertet, so daß eine etwas schlankere Profilgestaltung der Mauer möglich war.

Die Mauer hat eine Betonkubatur von 1 250 000 m³.

Angesichts der sehr mäßigen Druckbeanspruchung des Bauwerkes kann mit einer kleinen Zementdosierung des Betons gerechnet werden. Nur auf den beidseitigen Mauerflächen ist die Dosierung zu erhöhen, um die nötige Dichtigkeit bzw. Wetterbeständigkeit zu gewährleisten.

2. Projekte für Bogenmauern von Ing. H. Gicot

An der Sperrstelle nähert sich der Talquerschnitt einem gleichschenkligen Dreieck von 135 m Höhe und einer Basislänge von rund 550 m auf Mauerkronenhöhe. Das Verhältnis Höhe zu Länge beträgt somit 1 : 4 und liegt bereits nahe an der Grenze des für Bogenmauern noch günstigen Verhältnisses.

Infolge der relativ flachen Talflanken ergeben sich bei einem kreisförmigen Grundriß der Mauer konstruktive Schwierigkeiten. Werden die Radien so gewählt, daß im oberen Bereich der Bogenschub einen günstigen

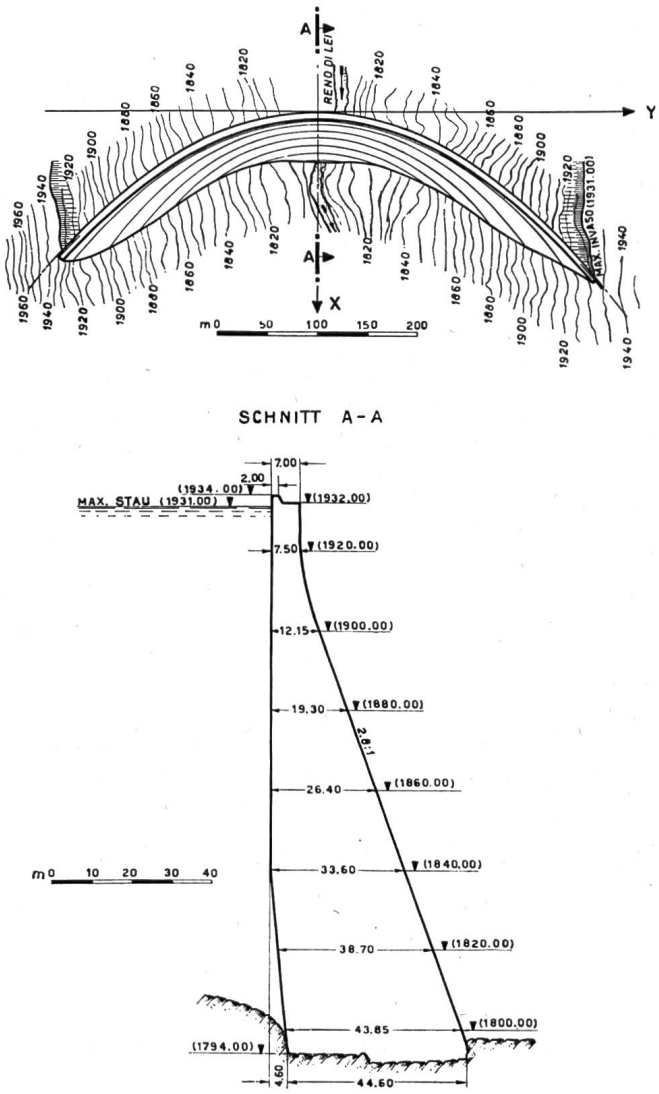


Abb. 12 Bogenmauer, Projekt Ing. Gicot

Einfallwinkel zum Terrain aufweist, so führt dies zu großen Krümmungsradien am Mauerfuß, d. h. zu sehr flachen Bogen mit kleinem Zentriwinkel. Will man diesen Nachteil durch Verkleinern der Radien beheben, so werden die Auflagerverhältnisse in der oberen Mauerpartie verschlechtert.

In schluchtähnlichen Tälern stellt der Kreis die günstigste Mauerform dar, weil hier die Bogenwirkung stark überwiegt. In Tälern, die sich nach oben öffnen, nimmt dagegen die Konsolwirkung nennenswerte Ausmaße an. Bei der Aufteilung des Wasserdruckes auf das System von Konsolen und Bogen zeigt die Rechnung, daß die Belastung der Bögen im oberen Mauerbereich vom Scheitel gegen die Flanken hin abnimmt. Die Form der Drucklinie entfernt sich dadurch vom Kreis; ihre Krümmung nimmt gegen die Auflager hin ab.

Diese Feststellungen führten dazu, für die Mauer im Grundriß eine Kurve zu wählen, deren Krümmung vom Scheitel gegen die Auflager abnimmt; die Parabel stellt die einfachste Form einer solchen Kurve dar.

Was die Betonstärke anbelangt, ist es angezeigt, diese in den Flanken, wo die verlängerten Flügel tatsächlich als Gewichtsmauer wirken, von der Krone gegen die Fundamente stärker anwachsen zu lassen, als in der Mauermitte, wo kein Interesse an einer großen Verstärkung nach unten besteht. Es gilt somit ein Gesetz zu finden, nach welchem die Zunahme der Mauerstärke von oben nach unten bei kleinem Zentriwinkel gering ist und sich erst bei größeren Werten desselben auszuwirken beginnt. Von diesen Prinzipien ausgehend wurden die beiden in Abb. 12 und 13 dargestellten Bogen- bzw. Kuppelmauern entworfen.

a) Bogenmauer (Abb. 12)

Die wasserseitige Mauerflucht ist von Kote 1840 an aufwärts senkrecht und hat die Form eines parabolischen Zylinders. Die Leitlinie ist eine Parabel zweiten Grades mit der Gleichung

$$y^2 = 2\,r_0 \cdot x,$$

wobei $r_0 = 240$ m gleich dem Krümmungsradius im Scheitel ist.

Unterhalb Kote 1840 ist die Mauer aus statischen Gründen überhängend 10 : 1.

Die luftseitige Mauerflucht hat im Scheitel einen Anzug von 2,8 : 1. Die Mauerstärke variiert nach der Gleichung

$$h = h_0 \left[1 + \left(\frac{y}{200}\right)^3\right]$$

worin h_0 in jedem Horizontalschnitt die Mauerstärke im Scheitel ist.

Die Kronenstärke wurde in Anpassung an die in ähnlichen Fällen gestellten Forderungen der schweizerischen Militärbehörden 7,0 m stark gewählt; in 40 m Tiefe ist die minimale Stärke 15,0 m.

Die charakteristischen Daten dieser Mauer sind:

größte Höhe	140 m
Kronenlänge	650 m
Sehnenlänge der Mauerkrone	545 m
Pfeilhöhe der Mauerkrone	157 m
Mauerstärke auf Kronenhöhe	7 m
Mauerstärke in 40 m Tiefe	15 m
Mauerstärke am Fuß	45 m
Betonkubatur	1 040 000 m³

b) Bogen-Kuppelmauer (Abb. 13)

Bei diesem Typ weicht die wasserseitige Mauerflucht über dem tiefsten Punkt der Sperrstelle rund 45 m von der Vertikalen ab. Gegen die Mauerflügel richten sich die Querschnitte auf und die Wasserseite nähert sich der Senkrechten. Der Grundriß ist wiederum eine Parabel zweiten Grades, doch variiert der Parameter mit der Höhe, mit dem Ziel, die Krümmungsradien im unteren Mauerteil zu verkleinern.

Bezeichnet man mit H die Vertikaldistanz irgend eines Bogens von der Mauerkrone, so ist der wasserseitige Krümmungsradius im Scheitel gegeben durch die Gleichung

$$2\,r_0 = 500 - 2{,}5 \cdot H$$

und die Gleichung der wasserseitigen Flucht lautet:

$$y^2 = 2\,r_0 \cdot x = (500 - 2{,}5 \cdot H) \cdot x$$

Die luftseitige Mauerflucht ergibt sich aus der Kombination dieser Gleichung mit dem folgenden Gesetz für das Wachsen der Mauerstärke:

$$h = h_0 \cdot \left[1 + \left(\frac{y}{450}\right)^3\right]^{\frac{H}{8}}$$

wobei h_0 die Mauerstärke im Scheitel bedeutet.

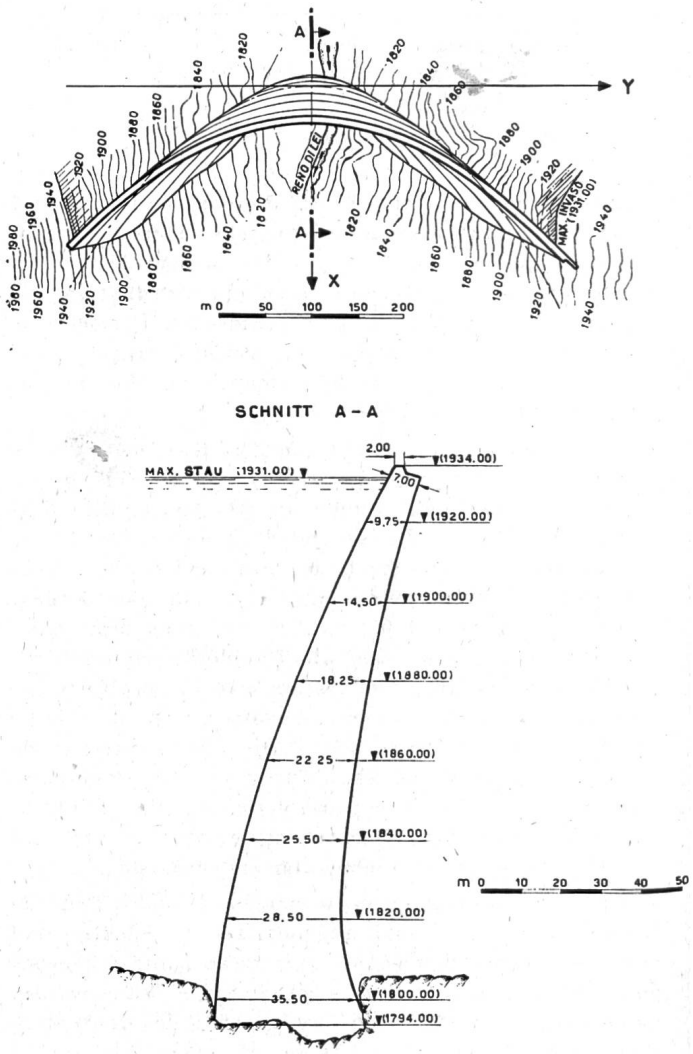


Abb. 13 Kuppelmauer, Projekt Ing. Gicot

Man kann aus dieser Gleichung ableiten, daß die Dicke der Krone konstant ist und daß die Zunahme der Mauerstärke gegen die Flanken um so ausgesprochener ist, je tiefer die Bogen liegen.

Die charakteristischen Daten dieser Mauer sind:

größte Höhe	140 m
Kronenlänge	640 m
Sehnenlänge der Mauerkrone	548 m
Pfeilhöhe der Mauerkrone	148 m
Mauerstärke an der Krone	7 m
Mauerstärke in 40 m Tiefe	15 m
Mauerstärke am Fuß	36 m
Betonkubatur	1 000 000 m³

Die statische Berechnung wurde für beide Mauertypen nach der vereinfachten «Trial Load»-Methode mit einem vertikalen Schnitt (Konsole) und 7 Bögen durchgeführt. Die berücksichtigten Belastungsfälle sind Eigengewicht, Wasserdruck und eine Temperaturänderung der Luft von + 10° bzw. — 5° Celsius.

Für diese Lastfälle ergeben sich folgende maximale Spannungen:

	Bogen		Konsole	
	Druck kg/cm²	Zug kg/cm²	Druck kg/cm²	Zug kg/cm²
Bogenmauer	76	30	69	18
Bogen-Kuppelmauer	52	15	74	14

Bei der Bogenmauer weisen besonders die Zugspannungen große maximale Werte auf. Doch handelt es sich hier um ein sehr generelles Vorprojekt, und es darf angenommen werden, daß bei einer genaueren Bearbeitung sich die Spannungen durch Änderung der Mauerform und des Gesetzes für die Zunahme der Mauerdicke verkleinern lassen.

3. Staudammprojekte Motor-Columbus AG.

Zur Abklärung der Möglichkeit, an Stelle einer Betonsperre einen Staudamm zu errichten, wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

— Feststellen der Materialvorkommen im Valle di Lei und in den benachbarten Tälern
— Materialtechnische Untersuchungen im Laboratorium
— Ausarbeiten verschiedener Dammprojekte
— Kostenberechnung und -Vergleich untereinander und mit den Staumauerprojekten.

a) Materialuntersuchungen

Zur Bestimmung der Vorkommen von geeigneten Dammbaustoffen wurde vom Geologen eine Detailkartierung des zukünftigen Seebeckens durchgeführt. Dabei zeigten sich folgende Materialvorkommen:

— ausgedehnte Alluvionen (Kies-Sand) des Reno di Lei, welche die Talsohle in den oberen ⅔ des zukünftigen Seebeckens überdecken (7—8 Mio m³),
— kleinere Bergstürze, Bachschuttkegel, Schutthalden, Blockschuttströme und Moränen.

Von diesen Vorkommen bildeten die Moränen mengenmäßig den kleinsten Anteil; die Laboratoriumsversuche ergaben zudem eine relativ hohe Durchlässigkeit derselben. In den benachbarten Tälern konnte ebenfalls kein bindiges Material gefunden werden, so daß die Möglichkeit, den Dichtungskern aus örtlichen Vorkommen ohne besondere Aufbereitung herzustellen, ausgeschlossen werden mußte. Es wurden deshalb für den Aufbau des Dammes die folgenden zwei Lösungen ins Auge gefaßt:

— künstlich zusammengesetzter Dichtungskern aus Kies-Sand mit Beigabe von Bentonit oder Opalinuston,
— wasserseitige Dichtungshaut aus Asphaltbeton.

Die materialtechnischen Untersuchungen im Laboratorium der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der Eidg. Technischen Hochschule in Zürich erstreckten sich auf die Feststellung der für den Dammbau wichtigsten Eigenschaften der Baustoffe wie Kornzusammensetzung, optimales Trockenraumgewicht und günstigster Einbau-Wassergehalt, dichtende Wirkung der Beigabe von Bentonit und Filler, Zusammendrükkung und Scheerfestigkeit.

Die Untersuchungen wurden auf das mengenmäßig größte Materialvorkommen, auf die Kies-Sande des oberen Seebeckens beschränkt. Die Kornzusammensetzung dieses Materials ist sehr stetig. Der Durchlässigkeitswert k liegt zwischen 2,5 und $4{,}0 \cdot 10^{-5}$ cm/s, der Zusammendrückungsmodul M_E bei 1000 kg/cm² (Laststufe von 4 auf 8 kg/cm²). Durch Beimischen von Filler zum aufbereiteten Sand werden diese Werte nur unwesentlich verändert. Dagegen wird bei Beigabe von 3 % bzw. 6 % Bentonit der k-Wert auf $1{,}5 \cdot 10^{-8}$ bzw. $5 \cdot 10^{-9}$ cm/s verkleinert, wobei auch der M_E-Modul auf 575 bzw. 390 kg/cm² herabsinkt. Auf Grund dieser Resultate empfahl die Versuchsanstalt einen Bentonitzusatz von 4 % oder eine entsprechende Beigabe von Opalinuston (etwa 16 %). Die obere Grenze des hydraulischen Sickergefälles wurde dabei mit 3 : 1 angegeben.

b) Beschreibung der Dammprojekte

Die untersuchten Dammquerschnitte sind in Abb. 14 bis 16 aufgezeichnet. Es handelt sich dabei um generelle Entwürfe, die, ähnlich wie die Staumauerprojekte, keine Detailbearbeitung erfahren haben. Eine solche würde die Querschnittsform wahrscheinlich noch etwas ändern, jedoch kaum in einem, die Dammkubaturen stark beeinflussenden Ausmaß.

Bei allen untersuchten Lösungen handelt es sich um geschüttete Kiesdämme, die aus einem Stützkörper und einem Dichtungskern mit Filter bzw. einer Dichtungshaut zusammengesetzt sind. Die Varianten I und II weisen einen Bentonit-Dichtungskern auf; bei der Variante III wird die Dichtung von einer relativ dünnen, auf der Wasserseite aufliegenden Dichtungshaut aus Asphaltbeton übernommen. Die Dammkrone ist 12 m breit und liegt 4 m über Stauziel auf Kote 1935,00.

Variante I (Abb. 14, Dammvolumen 10,0 Mio m³)

Im Querschnitt dieses Dammes treten der Stützkörper und der Dichtungskern deutlich in Erscheinung. Letzterer ist in der Dammitte angeordnet; seine Dimensionen sind so gewählt, daß das Sickergefälle eine Neigung von 3 : 1 aufweist, was gemäß den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche zulässig ist. Beidseitig des Kerns verhindern 3 m starke Filterschichten das Abwandern von festen Bestandteilen aus dem Kern. Für die Ableitung von Sickerwasser ist an der Basis der luftseitigen Dammhälfte eine 5 m dicke Drainageschicht vorgesehen. Mächtige Blockschüttungen sichern die Dammfüße, und die Wasserseite ist durch eine 3 m starke Blockabdeckung geschützt.

Die Dammbau-Materialien für Kern, Filter und Drainageschicht können aus den Kies-Sand-Ablagerun-

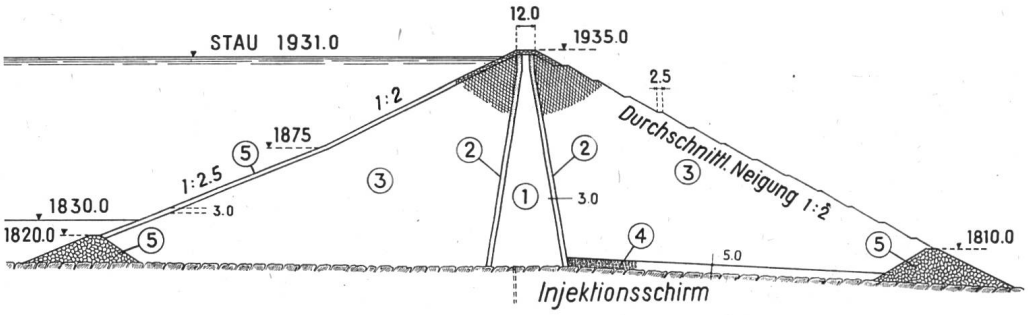


Abb. 14 Staudamm mit Dichtungskern, Variante I

Legende (zu Abb. 14 und 15):

1 Dichtungskern aus Kies-Sand, max. Korn 100 mm, mit Bentonit-Beimischung
2 Filter
3 Stützkörper aus Alluvion und Gehängeschutt
4 Drainage
5 Blockwurf

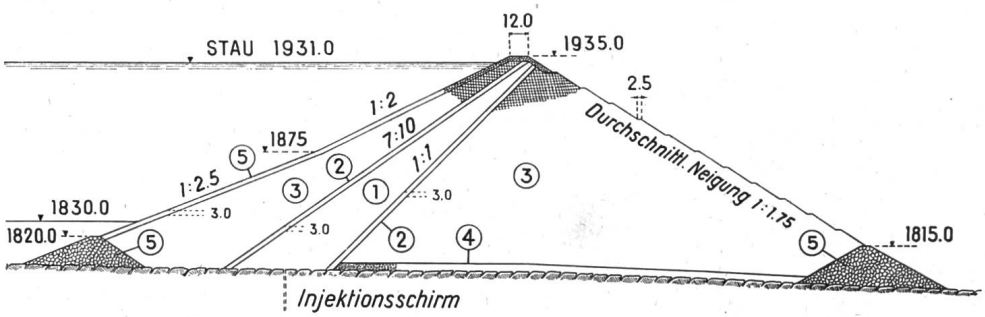


Abb. 15 Staudamm mit Dichtungskern, Variante II

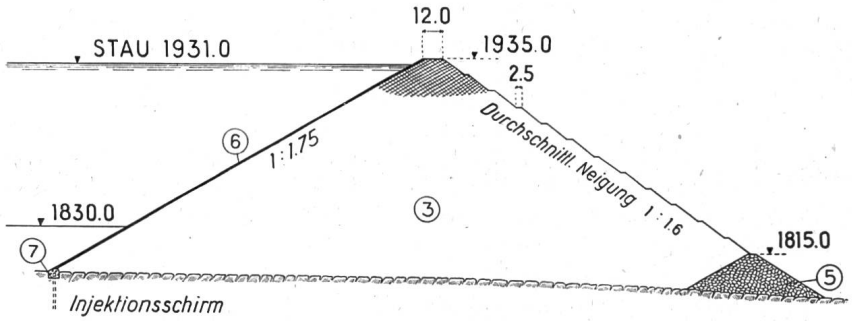


Abb. 16 Staudamm mit Dichtungshaut, Variante III

Legende (zu Abb. 16):

3 Stützkörper aus Alluvion und Gehängeschutt
5 Blockwurf
6 Doppelte Dichtung aus Asphaltbeton mit dazwischenliegender Drainageschicht
7 Betonherdmauer mit Entwässerungs- und Kontrollgang

gen des oberen Seebeckens gebaggert werden; sie sind durch künstliche Aufbereitung in die richtige Zusammensetzung überzuführen. Das Material für den Stützkörper wird ebenfalls aus den gleichen Alluvionen geschüttet, soweit diese ausreichen. Den Rest und das Blockmaterial für die Dammfüße und die wasserseitige Schutzschicht liefern die Bergstürze am linken Talhang.

Variante II (Abb. 15, Dammvolumen 8,8 Mio m³)

Der Querschnitt dieses Dammes unterscheidet sich vom beschriebenen durch die Lage des Dichtungskernes. Dieser ist auf der Wasserseite angeordnet und liegt schräg. Der größte Teil der Dammbaustoffe wird bei dieser Variante als Stützkörper ausgenützt. Zudem wirkt, infolge der schiefen Lage der Dichtung, der Wasserdruck schräg nach unten, wodurch auf der Luftseite eine steilere Böschung und dadurch eine Massenverminderung möglich wird. Dagegen werden für den Kern, der wiederum für ein Sickergefälle 3 : 1 dimensioniert ist, bedeutend mehr Baustoffe benötigt, was sich wegen des hohen Einheitspreises des künstlich zusammengesetzten Kernmaterials kostenmäßig ungünstig auswirkt.

Variante III (Abb. 16, Dammvolumen 7,7 Mio m³)

Bei dieser Lösung wird auf der Wasserseite des Dammes eine Dichtungshaut aufgelegt. Diese ist aus zwei Schichten Asphaltbeton und einer dazwischen liegenden Drainageschicht aus bituminiertem Schotter zusammengesetzt. Der Anschluß der Dichtung an den durchgehend anstehenden Fels erfolgt mit einer Herdmauer aus Beton. In dieser ist ein Entwässerungs- und Kontrollgang eingebaut, der mit der Drainage in Verbindung steht.

Das Baumaterial für den Dammstützkörper wird wiederum aus den Kies-Sand-Ablagerungen des oberen Seebeckens gewonnen. Der Schotter für den Aufbau des Asphaltbetons und die Betonzuschlagsstoffe für die Herdmauer werden einem südlich der Sperrstelle im Grenzkamm Valle di Lei/Madris zu eröffnenden Steinbruch entnommen.

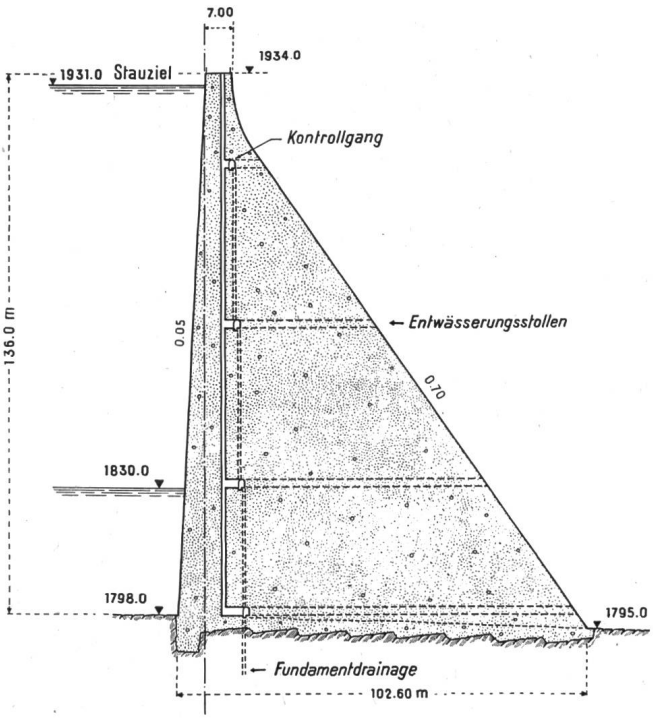


Abb. 17 Querschnitt der Gewichtsmauer des Konzessionsprojektes 1948
Maßstab 1:2000

4. Kostenvergleich

Die Anlagekosten einer Talsperre sind in erster Linie eine Funktion des Mauer- bzw. Dammvolumens. Sie ändern sich indessen nicht streng proportional zu demselben, denn auch andere Faktoren wie Bauzeit, Leistungsfähigkeit der Installationen, Zementdosierung, Mauerform, Zusammensetzung der Dammdichtung und ähnliche beeinflussen die Baukosten.

Die Kostenberechnung wurde für die in den Abb. 3, 4, 11, 13 und 17 dargestellten Mauertypen und für die Dämme der Abb. 14 bis 16 durchgeführt. Bei der Gewichtsmauer Abb. 17 handelt es sich um den Mauertyp, der dem Konzessionsprojekt für die Kraftwerke Valle di Lei—Hinterrhein aus dem Jahre 1948 zu Grunde gelegt war. Dieser weist die bei schweizerischen Gewichtsmauern üblichen Anzugsverhältnisse auf, wasserseitig 1 : 0,05 und luftseitig 1 : 0,7. Das Betonvolumen mißt 1,55 Mio m³ und ist somit kleiner als dasjenige der in Fig. 1 dargestellten, nach den italienischen Normen dimensionierten Sperre.

Setzt man die Betonkubatur und die Baukosten der Gewichtsmauer des Konzessionsprojektes (Abb. 17) gleich 100, so ergeben sich für die übrigen Projekte folgende Verhältniszahlen:

	Beton- bzw. Dammkubatur Mio m³	Beton- bzw. Dammkubatur %	Bauzeit Jahre	Baukosten %
A) Betonmauern				
Gewichtsmauer gemäß Konzessionsprojekt 1948, Abb. 17	1,55	100	7	100
Gewichtsmauer mit Hohlräumen, Abb. 11	1,25	80	6	81
Bogen-Kuppelmauer, Abb. 13	1,00	65	5—6	76
Kuppelmauer, Fig. 3 und 4	0,75	49	5	64
B) Erddämme				
Variante I, Abb. 14	10,00	640	7	82
Variante II, Abb. 15	8,8	570	7	86
Variante III, Abb. 16	7,7	500	7	72

Diese Zahlen sind nur als Näherungswerte aufzufassen. Um einen genaueren Kostenvergleich zu erhalten, müßten die Projekte weiter ausgearbeitet werden. Die Zahlen zeigen immerhin, daß im vorliegenden Falle die Kuppelmauer trotz der komplizierteren Form und der höheren Zementdosierung rund 36 % billiger ist als die Gewichtsmauer.

Auch die Erddämme lassen sich mit kleineren Aufwendungen erstellen als die Gewichtsmauer; die Minderkosten betragen hier 18 bis 28 %. Dieses für die Dämme an sich günstige Bild verschlechtert sich aber, wenn man mitberücksichtigt, daß bei den Erddämmen erst nach der Bauvollendung gestaut werden kann, weil alles Baumaterial aus dem Seebecken entnommen wird und eine Zwischendeponie aus Platzgründen nicht möglich ist. Bei den Betonmauern ist dagegen schon im vierten Baujahr ein Teilstau möglich, mit dem in den unterliegenden Werken Winterenergie erzeugt wird.

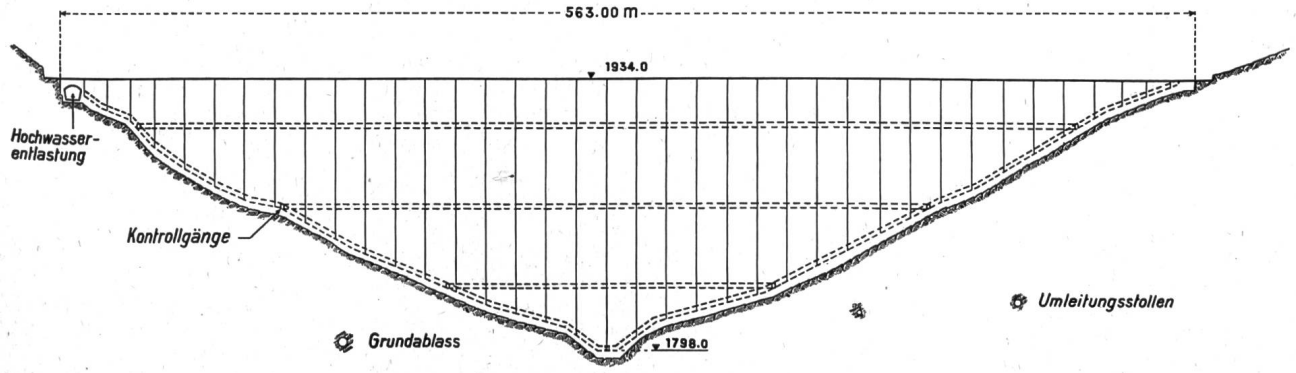


Abb. 18 Ansicht der Gewichtsmauer des Konzessionsprojektes 1948
Maßstab 1:4000

Zieht man den Erlös der Winterproduktion aus dem Teilstau während der Bauzeit in die Vergleichsberechnung ein, so ändern sich die Zahlen für die Erddämme wie folgt:

		Baukosten in %
Gewichtsmauer,	Abb. 17	100
Erddämme: Variante I,	Abb. 14	95
Variante II,	Abb. 15	100
Variante III,	Abb. 16	83

Die Dämme mit künstlich aufbereitetem Kies-Sand-Bentonit-Kern erweisen sich somit bei dieser Talsperre unter Berücksichtigung aller Gegebenheiten der Gewichtsmauer als wirtschaftlich nicht überlegen. Nur beim Damm mit Asphaltdichtung liegen die Kosten noch tiefer als bei der Mauer. Einen Vergleich mit den Bogen- bzw. Kuppelmauern hält jedoch auch dieser Dammtyp nicht mehr aus. Die in Fig. 3 und 4 dargestellte Kuppelmauer erweist sich eindeutig als die wirtschaftlichste Lösung.

Dieser Mauertyp kommt nun zur Ausführung. Das Projekt hat jedoch, wie aus dem Vergleich der Fig. 3 und 4 mit Fig. 8 und 9 hervorgeht, noch einige Änderungen erfahren, welche auf die Forderungen der schweizerischen Militärbehörden zurückzuführen sind; es betrifft dies vor allem die Betonstärke an der Mauerkrone. Die von der Società Edison durchgeführten statischen Berechnungen sind heute weitgehend gediehen, und auch die Überprüfung an einem Modell im Maßstab 1:66 steht vor dem Abschluß. Der Baubeginn an der Mauer ist auf 1958 festgesetzt; fünf Jahre später soll das große Werk beendet sein.

Rheinfall und Kraftwerk Rheinau

Nachdem im so heiß umstrittenen Grenzkraftwerk Rheinau am 30. September 1956 die erste Maschinengruppe und am 20. Januar 1957 die zweite Maschinengruppe den Betrieb aufgenommen haben und der Rhein, somit auch der Rheinfall wegen der langandauernden Trockenheit eine kleine Wasserführung zeigte und damit besonders ungünstige Verhältnisse aufwies, erachtete die Elektrizitätswerk Rheinau AG den Zeitpunkt für besonders instruktiv, um die Schweizer Presse am 24. Januar 1957 zu einem Augenschein einzuladen. Bekanntlich ist in der Wasserrechtsverleihung die Festlegung der Stauhöhe im Rheinfallbecken in den Grenzen zwischen den Koten 358 m und 359 m noch offen gelassen, und es bleibt dem Bundesrat vorbehalten, abschließend die max. Staukote innert dieser Grenzen festzulegen. Infolge der prekären Versorgungslage im Energiesektor gestattete nun der Bundesrat, vorläufig bis Mitte März die Kote 359 m zu halten; auch in dieser Hinsicht waren also im Zeitpunkt der Pressebesichtigung die ungünstigsten Verhältnisse zu beobachten.

Der stark vereiste Rheinfall hatte am Besuchstag eine Wasserführung von 179 m^3/s (minimale Wasserführung 104 m^3/s, langjähriges Mittel 374 m^3/s, max. Nutzwassermenge im Kraftwerk Rheinau 400 m^3/s, größter Hochwasserabfluß 1070 m^3/s), und wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, genügt auch diese kleine Wassermenge, um

Abb. 1
Rheinfall und Rheinfallbecken bei Niederwasser nach dem Aufstau; Aufnahme vom 17. Januar 1957, Wasserspiegelhöhe 359,01 m ü. M., Rheinwassermenge 196 m^3/s