

# Wasserkraftanlagen im Northwest Power Pool, USA

Autor(en): **Gilg, Bernhard**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **77 (1959)**

Heft 13

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84227>

## **Nutzungsbedingungen**

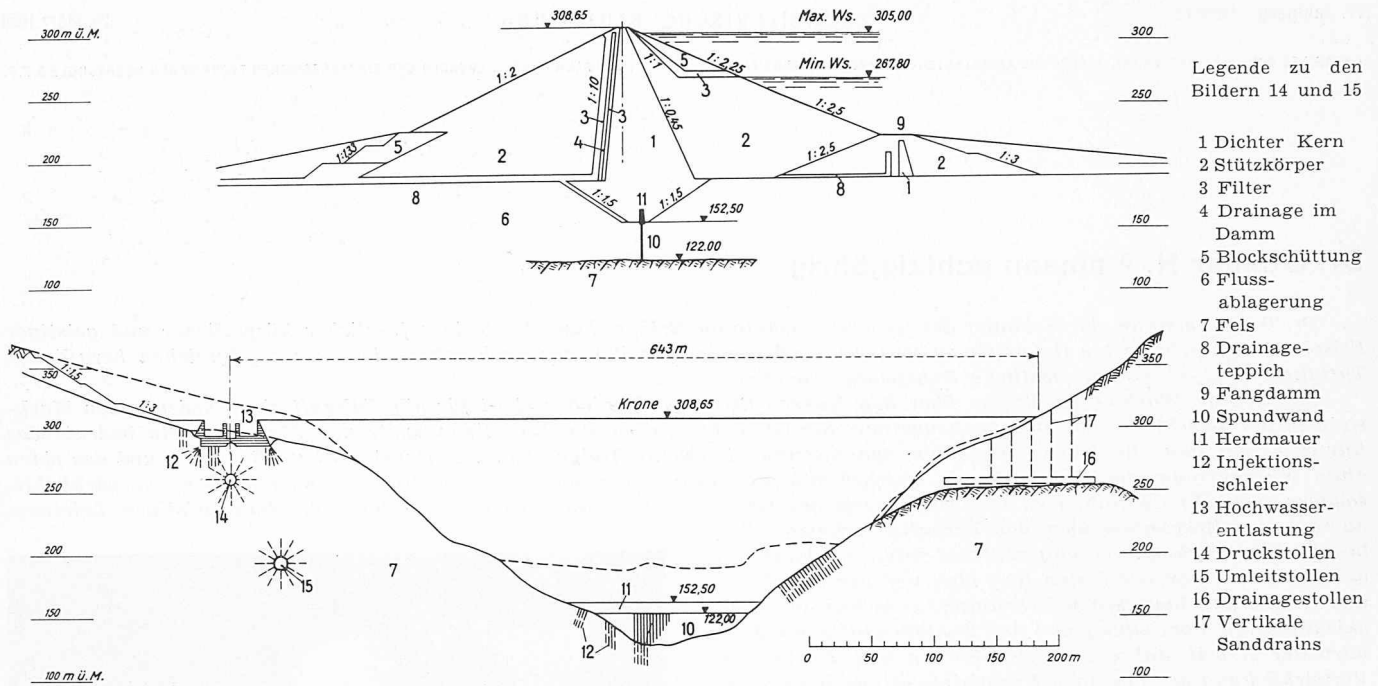
Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.



Legende zu den Bildern 14 und 15

- 1 Dichter Kern
- 2 Stützkörper
- 3 Filter
- 4 Drainage im Damm
- 5 Blockschüttung
- 6 Flussablagerung
- 7 Fels
- 8 Drainage-teppich
- 9 Fangdamm
- 10 Spundwand
- 11 Herdmauer
- 12 Injektions-schleier
- 13 Hochwasser-entlastung
- 14 Druckstollen
- 15 Umleitstollen
- 16 Drainagestollen
- 17 Vertikale Sanddrains

Bild 14 (oben). Swift-Damm, Dammprofil 1:6000, und Bild 15 (unten) Talprofil 1:6000

## Wasserkraftanlagen im Northwest Power Pool, USA

DK 621.29

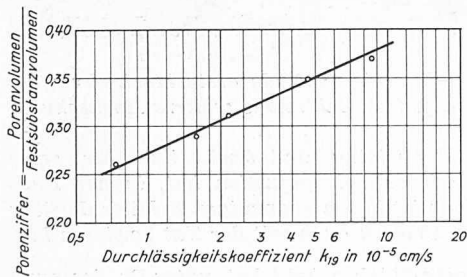
Von Ing. Dr. B. Gilg, Elektro-Watt, Zürich

Schluss von S. 171

### IV. Der Swift-Damm

Ein beachtenswertes Bauwerk stellt der die dritte Stufe bildende Swift-Staudamm (gleicher Eigentümer wie Merwin) dar. Doch ist es nicht in erster Linie seine bisher im Dammbau nicht erreichte Höhe von 153 m über dem tiefsten Aushub, noch sein beträchtliches Volumen von 11,9 Mio m<sup>3</sup>, was hier besonderer Erwähnung verdient, als vielmehr die kurze Bauzeit von drei Jahren (1956—1958) für die ganze Anlage und vor allem die äusserst kurze Einbauzeit von 18 Monaten

für die eigentliche Dammschüttung. Diese rasche Fertigstellung mit sommerlichen Tagesleistungen bis zu 50 000 m<sup>3</sup> wurde ermöglicht, weil das Projekt Verwendung von nur kohäsionslosem, in der Nähe der Dammbaustelle befindlichem Material vorsieht, welches auch in den niederschlagsreichen Wintermonaten — im Dezember und Januar fallen je rd. 60 cm Regen — noch einen Einbau von 15 000 m<sup>3</sup>/Tag erlaubt. Dass der Damm deswegen eine relativ grosse Kerndurchlässigkeit von rd. 10<sup>-4</sup> cm/s besitzt, kann leicht in Kauf



Links: Zusammenhang zwischen der Durchlässigkeit und der Porenziffer des Kernmaterials

Rechts: Mittlere Kornverteilungskurven der Dammbaumaterialien, 1 Kern, 2 Stützkörper, 3 Filter, 4 Drainage

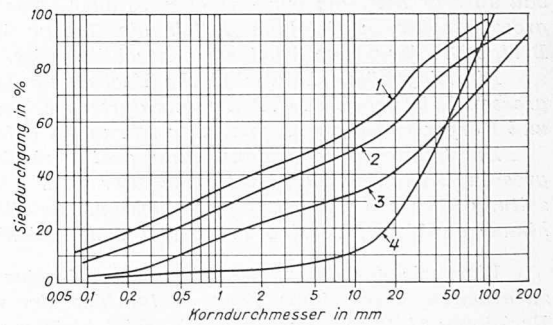
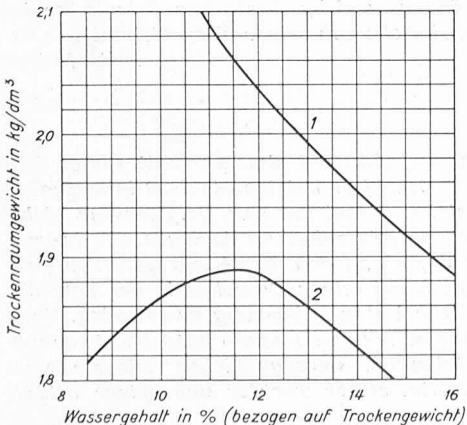
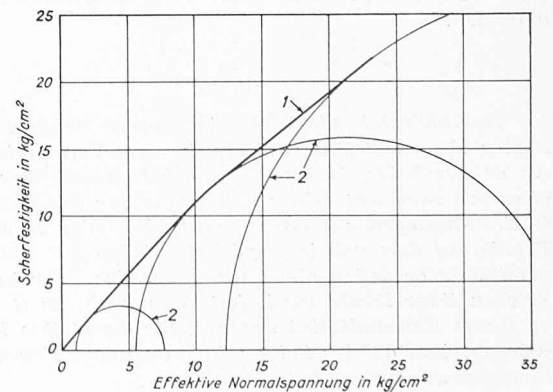


Bild 16. Swift-Damm, Materialkonstanten



Links: Mittlere Verdichtungskurve für Material < 19 mm, 1 Sättigungskurve, 2 Verdichtungskurve

Rechts: Mittlere Scherfestigkeit, 1 Hüllkurve der Scherfestigkeit, 2 Mohrsche Kreise



genommen werden, da einmal der Wasserverlust von rund 1 Mio m<sup>3</sup>/Jahr in Anbetracht des nutzbaren Stauvolumens von 560 Mio m<sup>3</sup> nicht stark ins Gewicht fällt, andererseits aber die Anordnung der verschiedenen Dammszonen ein Ausschwemmen des Kerns verhindert.

a) Das Dammpjekt (Bilder 14 und 15)

A) *Der Untergrund.* Die aus Flussablagerungen gebildete, bis 60 m tiefe Untergrundsicht musste abgedichtet werden, wobei als günstigste Lösung ein 30 m tiefer Aushub und eine maximal 30 m tiefe, bis auf den Fels abgeteufte Spundwand gewählt wurde. Die Zellen-Spundwand besteht aus I-Profilen mit aufgeschweissten Flacheisen; der Inhalt der 46 cm breiten Zellen wurde ausgehoben und mit Beton gefüllt; die Verankerung der Spundwand im teilweise aus vulkanischen Tuffen bestehenden Fels wurde durch Zementinjektionen verbessert, ferner erhielt der «Kopf» der Spundwand einen Aufsatz in Form einer 9 m hohen Betonwand, welche bereits von vibriertem Kernmaterial umgeben ist.

B) *Der Dammschnitt.* Den zentralen Teil des Dammes bildet der vertikale *Dichtungskern* aus unaufbereitetem alluvialen Schwemm-Material, wie es im nördlichen Talboden oberhalb des Dammes und am Abhang des rechten Auflagers anfällt. Dieses verhältnismässig leichte vulkanische Material besitzt ein spezifisches Gewicht von rund 2,7 t/m<sup>3</sup>. Die fertig verdichtete Schichtstärke beträgt 38 cm, das Maximalkorn ist entsprechend etwas kleiner. Als Feinanteil  $\leq 0,074$  mm wurden im Mittel 12 % vorgeschrieben, doch darf er in Ausnahmefällen auf 7 % absinken. Das Schüttgut erreicht bei Verdichtung mit einer Pneuwalze von 50 t (vier Passen) ungefähr 95 % der im Laboratorium erhaltenen maximalen Verdichtung; der Winkel der inneren Reibung liegt bei 42°. Die während des Einbaues gemessenen Porenwasserspannungen waren sehr gering; betrug sie auch unmittelbar nach dem Verdichten bis 20 % des Ueberlagerungsdruckes, so sanken sie doch nachher rasch bis auf höchstens 2 % ab (Bild 16). Der unmittelbar an den Kern anschliessende wasserseitige *Stützkörper* besteht prinzipiell aus dem selben Material, wobei beim Einbringen darauf geachtet wurde, dass das feinere Schüttgut in den Kern, das gröbere unmittelbar vor den Kern und das grösste gegen die Wasserseite zu liegen kam. Die Verdichtung erfolgte gleich wie beim Kern; als Durchlässigkeit ist  $k = 10^{-3}$  cm/s zu er-

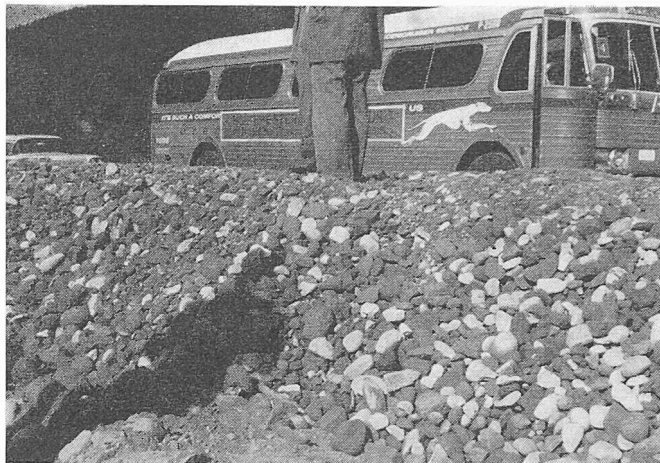


Bild 17. Swift-Damm, Einbau des Drainagematerials zwischen Kern und luftseitigem Stützkörper

warten. Die selben Werte gelten auch für den luftseitigen Stützkörper.

Da Kern und Stützkörper beinahe gleich gestaltet sind, war eine luftseitig am Kern anschliessende *Drainage* unerlässlich. Sie stellt die empfindlichste Zone des Dammes dar und musste vor allem gegen Verschmutzung geschützt werden. Deswegen ist sie sowohl gegen den Kern wie auch gegen den luftseitigen Stützkörper durch eine *Filterzone* abgetrennt. Auch war sie beim Einbau den übrigen Zonen stets rd. 70 cm voraus. Das Filtermaterial, dessen Anteil  $\leq 0,074$  mm rd. 1 bis 2 % beträgt, wurde ohne weitere Aufbereitung den Flusschotterbänken des Seebeckens entnommen. Der *k*-Wert liegt bei  $10^{-2}$  cm/s. Besondere Sorgfalt wurde dem nass gebaggerten Drainagematerial gewidmet, dessen Kornverteilung genau einzuhalten war. Der Anteil  $\leq 1$  mm betrug 5 %, das Grösstkorn war auf 20 cm beschränkt (Bild 17). Für beide Zonen war die Schichthöhe 60 cm bei Verdichtung mittels Pneuwalze (zwei Passen). Der Durchlässigkeitsbeiwert der Drainage beträgt 0,2 bis 50 cm/s; diese wird auf dem Dammuntergrund und den luftseitigen Widerlagerzonen teppichartig verlängert.

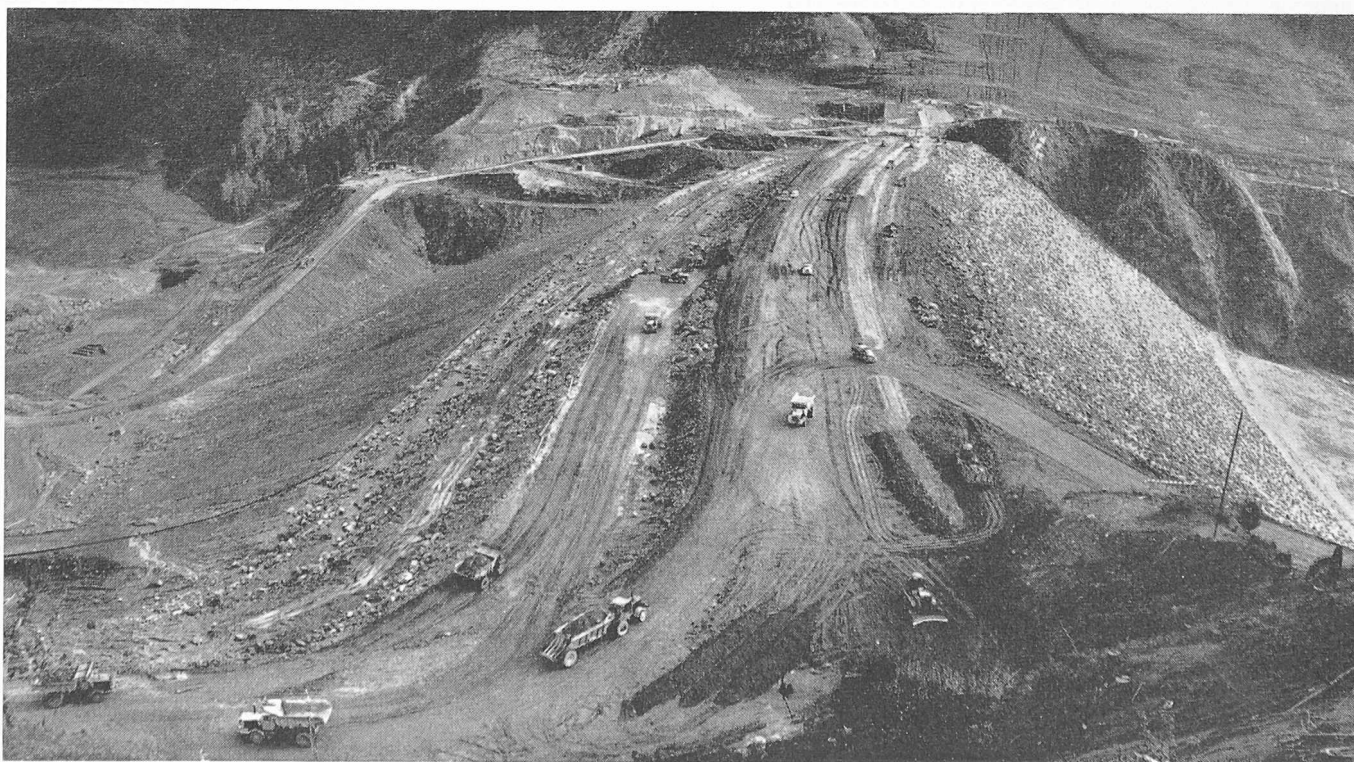


Bild 18. Einbau des Swift-Dammes vom rechten Widerlager aus (25. 9. 1958)



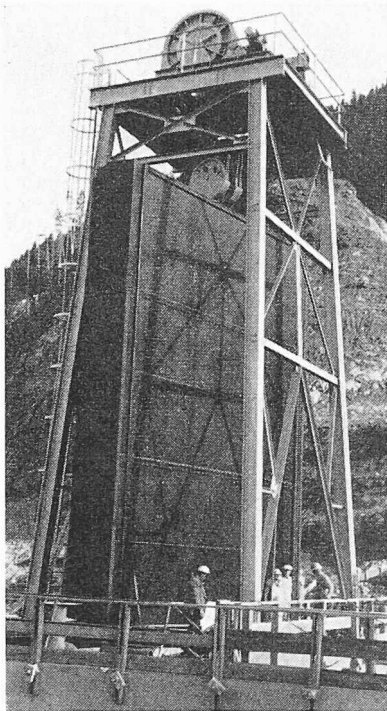


Bild 19. Swift-Damm, aufgezogene Hubschütze der Wasserfassung

Die luftseitige Böschung sowie diejenige auf der Wasserseite, welche im Bereich der Spiegelschwankungen liegt, wurden durch Steinschüttungen abgedeckt.

C) Der Einbau (Bild 18). Da in sämtlichen Zonen möglichst bei jedem Wetter eingebaut werden sollte, wurden mit einer «Regeninstallation», welche 5 cm Niederschlag pro Stunde erzeugt, Vorversuche mit Kernmaterial bis zu 15 %  $\leq$  0,07 mm ausgeführt, wobei sich noch keine Einbauschwierigkeiten zeigten. Während in den zwei Sommern 1957 und 1958 das Kernmaterial trotz Bewässerung oft einen Wassergehalt von 2 %  $\div$  4 % unter dem optimalen besass (bezogen auf Maximal Korn 19 mm) wurden

im Winter 1957/58 nie Wassergehalte von mehr als 1 % über dem Optimum festgestellt. Das konnte auch bei andauerndem Regenfall so erreicht werden, dass die Einbaustelle eine Neigung von 8  $\div$  10 % gegen die Wasserseite erhielt und das allfällig zu nasse Schüttgut solange mit Bulldozern befahren wurde, bis das ausgequetschte Wasser in den Stützkörper abließ. Ferner wurde vorgeschrieben, dass das Einbringen einer Schicht stets von der Damm-Mitte aus beginnen müsse. Um die Drainage im Stützkörper zu verbessern, wurde dieser in den unteren Partien senkrecht zur Dammachse eingebracht und verdichtet.

D) Die Auflager. Während der linksufrig anstehende Fels nur zu reinigen war und die Risse mit Mörtel zuzuputzen waren, verlangte das rechte Auflager eine besondere Behandlung, da dort der Fels etwas über der Mitte der Dammhöhe horizontal in der Berghalde verschwindet. Der Damm gabelt sich in einen wasserseitigen Teil mit Stützkörper und dichtem Kern und einen luftseitigen Teil mit Filter, Drainage und Stützkörper; beide Teile folgen der Berghalde noch rund 150 m nach Norden, bzw. Nordwesten. Ein Drainagetunnel, der von der Luftseite aus unmittelbar über der Felskote ins Widerlager führt, sowie damit verbundene vertikale Sanddrains, sorgen für die Ableitung des Hangwassers.

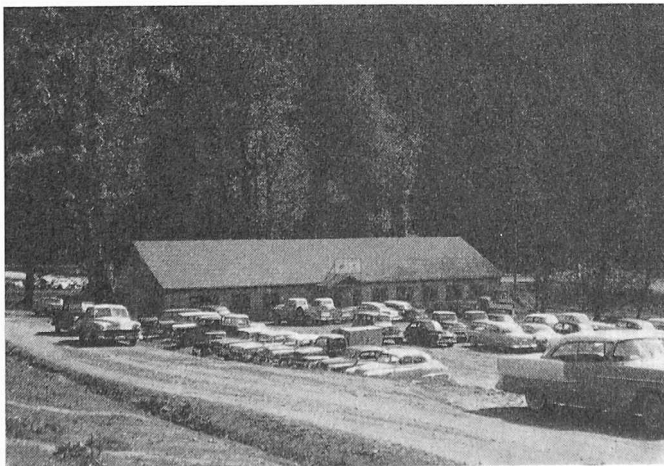


Bild 20. Swift-Damm, Baubureau mit Parkplatz für Personal

E) Kontrollen und Messinstrumente. Während eine Anzahl Piezometer sowie einige Setzungspegel die zukünftige Überwachung des Dammes ermöglichen, besorgte ein Baulabor mit einer siebenköpfigen Mannschaft zwei Jahre lang die Einbaukontrolle. Mit vier Probeentnahmen pro Tag wurden die Granulometrie sowie der Wassergehalt des Kerns ständig geprüft; auf 15 000 m<sup>3</sup> Kernmaterial und 250 000 m<sup>3</sup> Stützkörpermaterial wurde je eine Probeentnahme mit Kontrolle der Verdichtung (mittels Normsand) ausgeführt. Das gewonnene Material diente gleichzeitig einem Scherversuch im Triaxialapparat (Ø 15 cm, maximales Korn 38 mm) und der Prüfung der Durchlässigkeit.

#### b) Die Nebenbauwerke

Da der Freispiegel von 3,5 m für das 1240 km<sup>2</sup> messende Einzugsgebiet keinen grossen Hochwasserrückhalt zulässt, wurde auf dem linken Ufer eine ausreichend bemessene Hochwasserentlastung gebaut. Sie dient der Entleerung von 4000 m<sup>3</sup>/s, was ungefähr dem dreifachen Wert des in den letzten zwanzig Jahren gemessenen maximalen Hochwassers entspricht. Unter den beiden Sektorschützen liegt das Einlaufbauwerk (Bild 19) für die gepanzerte Druckleitung von 7,60 m Durchmesser, an deren Ende sich das 56 m hohe Wasserschloss — eine gepanzerte zylindrische Kammer von 17 m Durchmesser — befindet. Von hier aus führen drei Druckschächte von je 4 m Durchmesser in die Zentrale. Sämtliche Panzerungen wurden auf dem Platz geschweisst.

Ein Umleitstollen von 900 m Länge und 11 m Durchmesser besorgte die Entwässerung während der Bauzeit. Der für die Trockenhaltung der Baugrube errichtete Fangdamm bildet einen Teil des wasserseitigen Stützkörpers. Am 8. Oktober 1958 wurde der Umleitstollen durch einen Zapfen geschlossen, und seit diesem Datum steigt der See, welcher seit Mitte Dezember bereits Wasser in die Druckleitung gibt. Auf einer allfälligen Verspätung des Staubeginns stand eine Konventionalstrafe von 3000 \$ pro Tag.

#### c) Die Zentralengebäude

Die Zentrale Swift 1 mit drei Einheiten zu 68 000 kW und einer möglichen Spitzenleistung von 250 000 kW befindet sich direkt unterhalb des Dammes am linken Ufer; das Bruttogefälle beträgt bei maximalem Betriebsspiegel 121 m. Die Zentrale wird später vom Merwin-Werk aus ferngesteuert und beschäftigt nur wenig Personal für das Ein- und Ausschalten der Turbinen. Der Zentralenraum zeigt die innen unverkleidete Stahlkonstruktion, welche nach aussen von einer Aluminium-Doppelwand umgeben ist.

Von Swift 1 fliesst das Wasser in einem 5,6 km langen Kanal zur Zentrale Swift 2, wo zwei Aggregate zu je 35 000 kW ein weiteres Gefälle von 34 m verarbeiten; diese Anlage ist vollständig ferngesteuert.

Die Kosten des Dammes, inklusive Zentrale 1, belaufen sich vermutlich auf 58 Mio \$, diejenigen von Swift 2, inklusive Kanal, auf 17 Mio \$. Bild 20 gibt einen Eindruck vom Motorisierungsgrad der Arbeiterschaft.

#### V. Weitere Projekte am Lewis River

Die bisher ausgebauten Stufen besitzen nunmehr eine verfügbare Spitzenleistung von 600 000 kW und ihre mittlere Jahresproduktion wird auf 2000 Mio kWh geschätzt. Damit sind aber die Möglichkeiten am Lewis River noch nicht erschöpft und zwei weitere Projekte werden studiert.

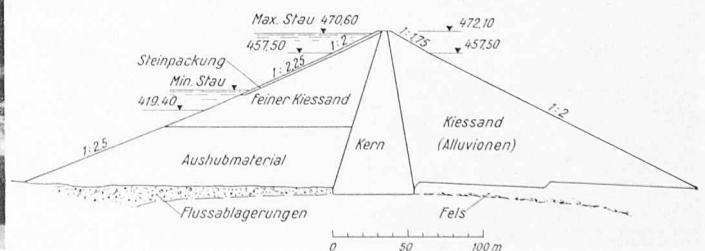


Bild 21. Hills Creek, Dammprofil 1:5000

Das eine gleich oberhalb Swift liegende ist der Muddy-Dam, welcher ungefähr die Ausmasse des Yale-Dam besitzt und weitere 110 000 kW Leistung verfügbar machen wird. Das in fernerer Zukunft liegende Meadows-Projekt würde verschiedene kleinere Zuflüsse sammeln und bei einem an schweizerische Verhältnisse erinnernden Gefälle von 600 m nochmals 75 000 kW Leistung aufweisen.

### 5. Einige Talsperren im Gebiet des Willamette River

Zwei im Bau befindliche Dämme sowie eine eben fertig erstellte Bogenmauer sind hier bemerkenswert und sollen kurz behandelt werden.

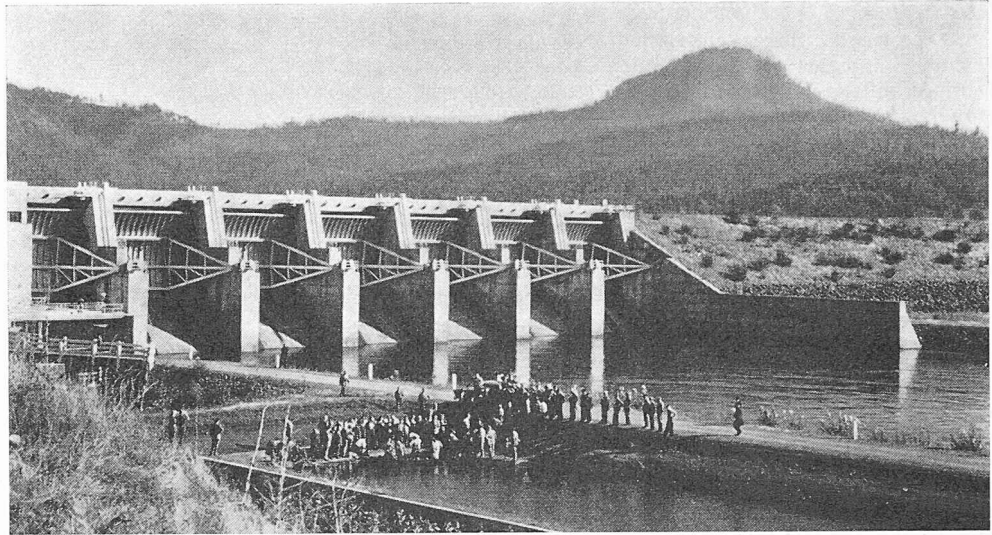


Bild 22. Dexter-Damm am Middle Fork Willamette River mit siebentorigem Wehr für 7500 m<sup>3</sup>/s

#### I. Der Hills-Creek-Dam

Diese Sperre (Bild 21) stellt die oberste Stufe am Middle Fork Willamette River dar. Sie schafft einen Speichersee mit einem Nutzvolumen von 300 Mio m<sup>3</sup>, welcher die Hochwasser aus dem 1000 km<sup>2</sup> bedeckenden Einzugsgebiet reguliert und damit die tiefer liegenden Anlagen, Lookout-Point und Dexter (Bild 22), beträchtlich aufwertet. Für die direkte Kraftnutzung in einer kleinen Zentrale von 30 000 kW sollen nur 60 Mio m<sup>3</sup> Stauraum benutzt werden. Bei einem totalen Kostenaufwand von 35 Mio \$ rechnet man mit einer jährlichen Einnahme durch direkte Energieproduktion und Verbesserung der «untenliegenden» Produktion von rund 3 Mio \$. Eine weitere, allerdings nicht direkt realisierbare Einnahme von rund 1,7 Mio \$ bildet die Verminderung von Hochwasserschäden.

Der ausserordentlich einfache Dammquerschnitt sieht einen Kern aus leicht lehmigen Alluvionen, welche in der Nähe der Baustelle vorhanden sind, vor; sein Feinanteil  $\leq 0,074$  mm beträgt, bezogen auf das Grösstkorn von 150 mm, 15 %. Er wird in Schichten von etwas über 30 cm eingebracht und durch eine 50-t-Pneuwalze (4 Passen) auf 30 cm verdichtet. Die Durchlässigkeit beträgt  $10^{-1}$  bis  $10^{-5}$  cm/s, wobei der Einbau-Wassergehalt scharf zu kontrollieren ist, da er dem optimalen entsprechen muss oder diesen nur unwesentlich überschreiten darf. Der Einbau kann auch in der feuchten Jahreszeit erfolgen. Sowohl auf der Luft- wie auf der Wasserseite des Kerns schliessen unmittelbar die Stützkörper an, deren Durchlässigkeit relativ gering ist, so dass keine Filterzonen notwendig sind. Der luftseitige Stützkörper besitzt einen Anteil  $\leq 0,074$  mm von höchstens 5 % und wird mit der Pneuwalze (zwei Passen) zu Schichten von 45 cm verdichtet; sein k-Wert beträgt  $10^{-2}$  cm/s. Der wasserseitige Stützkörper besteht in der oberen Zone, d. h. soweit der Seespiegel variieren kann, aus gleichem Material wie der luftseitige Stützkörper, doch darf der Feinanteil  $\leq 0,074$  mm hier bis 12 % gehen, so dass eine mittlere Durchlässigkeit

von  $10^{-3}$  cm/s zu erwarten ist. Die Verdichtung erfolgt gleich wie beim luftseitigen Stützkörper. Die unter dem Absenkziel befindliche Zone wird aus ausgewähltem Aushubmaterial in 90 cm hohen Schichten geschüttet und nur durch die Transport- und Verteilfahrzeuge verdichtet. Eine Ausschwemmung des Kerns oder Stützkörpers in diese Schüttung ist nicht möglich, da sie stets unter Wasser liegt. Sie beeinflusst natürlich die Stabilität des Dammes in günstiger Weise. Das totale Dammvolumen beträgt rund 8 Mio m<sup>3</sup>, seine Kronenlänge ist 585 m, seine Höhe 103 m. Damm und Nebenbauwerke kosten rund 20 Mio Dollar.

Der 370 m lange Umleitstollen wird für das fünfjährige Hochwasser von 560 m<sup>3</sup>/s ausgebaut; die Hochwasserentlastung vermag mittels dreier Sektorschützen rund 4000 m<sup>3</sup>/s abzuleiten. Natürlich sollte dieses Hochwasser nie eintreten, da der Damm ja für die Hochwasserregulierung des Flusses gebaut wurde!

#### II. Der Cougar-Dam

Eine weitere, ebenfalls in erster Linie für die Hochwasserregulierung erstellte Sperre am McKenzie River ist der Cougar-Dam (Bild 23) mit folgenden Daten:

Kronenlänge	490 m	Höhe	136 m
Volumen	10 Mio m <sup>3</sup>	Basisbreite	500 m
		Einzugsgebiet	550 km <sup>2</sup>

Speichervolumen	{ 190 Mio m <sup>3</sup> für Hochwasserregulierung
	{ 12 Mio m <sup>3</sup> für Kraftnutzung

Der Querschnitt gleicht hier eher demjenigen des Swift-Dammes. An einem relativ undurchlässigen Kern, welcher aus siltig-lehmigem Material (Plastizitätszahl 11 bis 17) besteht, schliessen beidseitig Zonen von zunehmender Durchlässigkeit an bis zu den Grobblock-Schüttungen, welche ziemlich steile Böschungen erlauben (1:1,6 auf der Luftseite und 1:1,8 auf der Wasserseite). Der Kern, in Schichten von 30÷45 cm eingebracht, soll mit der Pneuwalze (vier Passen) verdichtet werden, während für die in Schichten von 60 cm geschütteten Uebergangszonen sowie für den Stützkörper die Verdichtung mit den Verteilgeräten genügt. <sup>6)</sup>

Vergleicht man die Projekte des Hills-Creek- und des Cougar-Dammes, so stellt man fest, dass beim ersten möglichst mit natürlich anfallendem, billigem Material gebaut werden soll, wodurch die Böschungen relativ flach werden, das Volumen also relativ gross ist, während beim zweiten mit Hilfe von teurerem Steinbruchmaterial und einer Anzahl Uebergangszonen die Böschungen steiler gewählt werden können, wodurch sich das Dammvolumen natürlich verringert.

<sup>6)</sup> Vgl. «Jour. of the Pow. Div. Proc. of the Amer. Soc. of Civ. Eng.», Vol. 84, No. PO 4, Aug. 1958.

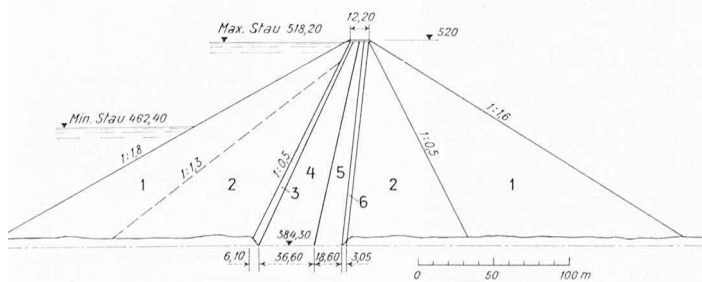


Bild 23. Cougar-Dammprofil 1:5000, 1 Grobe Blockschüttung (Steinbruch, Aushub), 2 Feine Blöcke verdichtet, 3 Filter, 4 Kern, 5 Filter und Drainage (Flussablagerungen), 6 Feines Steinbruchmaterial



### III. North Fork am Clackamas River

Eine wegen ihrer Schlankheit für amerikanische Verhältnisse einzigartige Bogenstaumauer ist der North Fork-Dam am mittleren Clackamas River (Bilder 24 u. 25). Da die Mauer nur auf dem linken Ufer völlig im Fels verankert ist, rechtsufrig aber in der oberen Hälfte auf dem Betonblock der Hochwasserentlastung aufliegt, wurde ein sehr grosser Oeffnungswinkel auf Kronenhöhe von  $130^\circ$  gewählt. Damit erhält die Schale einen relativ kleinen Kronenradius (90 m), welcher im oberen Teil der Mauer nur wenig abnimmt; die Schalenform gleicht also bis auf eine Tiefe von rd. 30 m einem Zylinder, um dann weiter unten mehr in die Kegelform überzugehen. Die Hauptabmessungen des Bauwerkes sind die folgenden:

Kronenkote	204 m ü. M.	Kronenradius	90 m
Mauerfuss	141 m ü. M.	Kronenstärke	2,4 m
Mauerhöhe	63 m	Basisstärke	9,8 m
Kronenlänge	229 m	Totalvolumen	53 000 m <sup>3</sup>

Da das Verhältnis der Kronenlänge zur Mauerhöhe rund  $3\frac{1}{2}$  beträgt, sind bei einem so schlanken Profil an der Mauerbasis ziemlich hohe Zugspannungen zu erwarten. So erhält man nach den üblichen Berechnungsmethoden vertikale Zugspannungen bis gegen 30 kg/cm<sup>2</sup>. Natürlich könnten die Zugspannungen durch eine Umfangsfuge ausgeschaltet werden. Hier zeigt sich nun aber sehr typisch die amerikanische Einstellung gegenüber technisch-praktischen Problemen: da die wasserseitigen Zugspannungen innerhalb der Grenze der Zugfestigkeit des Betons liegen, so kann man annehmen, dass sie noch übertragen werden; es sind also keine Risse zu befürchten. Sollte sich dennoch infolge schlechter Betonqualität ein lokaler Riss bilden, so wird sich das Einspannmoment an dieser Stelle in der Folge abbauen und geringere Zugspannungen verursachen, welche eine Weiterbildung des Risses verhüten. Deswegen wurde keine Umfangsfuge angeordnet, was selbstverständlich bauliche Vorteile bietet.

Betrachtet man die ganze Konstruktion inklusive Nebenbauwerken, so stellt man fest, dass mengenmässig die Bogenmauer nicht im Vordergrund steht. Von den total 340 000 m<sup>3</sup> Aushub entfallen beispielsweise nur rund 20 000 Kubikmeter auf die Mauerfundation, wogegen für die Hochwasserentlastung über 200 000 m<sup>3</sup> Aushub erforderlich waren. Das Betonvolumen der Mauer ist etwas grösser als die

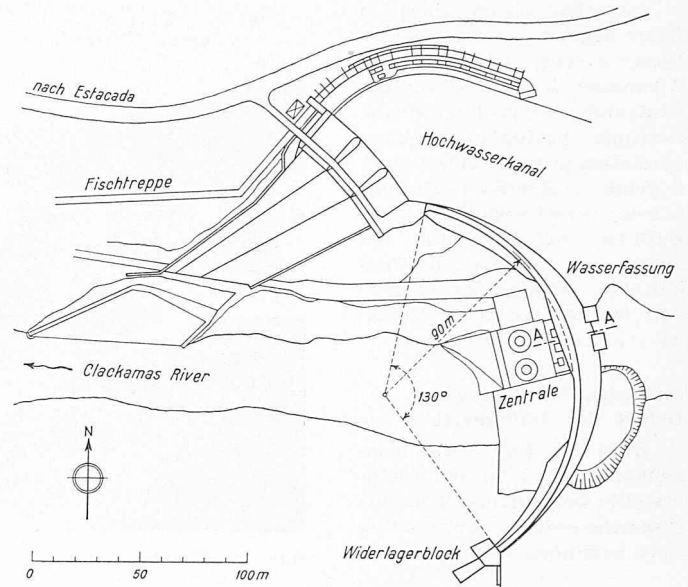
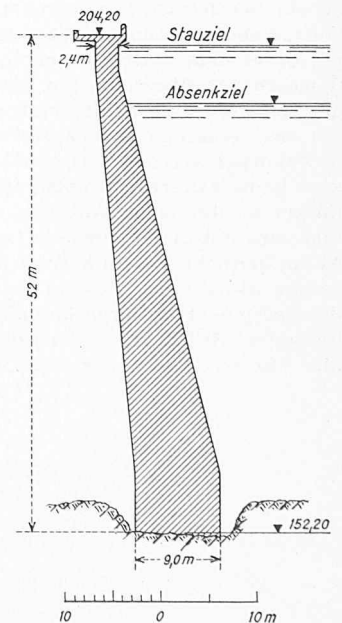


Bild 24. Bogenstaumauer North Fork, Situation 1:3500

für die Hochwasserentlastung, Zentrale und Nebenbauwerke verwendete Betonkubatur von 45 000 m<sup>3</sup>. Die für die gesamte Anlage verwendete Menge von 2000 t Armierungsstahl fällt zu 40 % auf die Hochwasserentlastung und nur zu 10 % auf die Staumauer.

Bei der Zementdosierung wurde allerdings die Staumauer mit 350 kg/m<sup>3</sup> «bevorzugt», während die Hochwasserentlastung nur eine Dosierung von 250-300 kg/m<sup>3</sup> aufweist.

Einige weitere Einzelheiten der Anlage sind die folgenden: Hochwasserentlastung: drei Sektorschützen, je 11 m hoch und 15 m breit, für eine Ueberfallmenge von 4200 m<sup>3</sup>/s bei einem Einzugsgebiet von 1700 km<sup>2</sup>; grösstes gemessenes Hochwasser vom März 1931 1700 m<sup>3</sup>/s. Mauerfusszentrale: zwei Einheiten zu je 26 000 kW unter rund 40 m Gefälle mit 140 U/min. Mauer: Einbringen des Betons in 3 m hohen Blöcken zu je sieben Lagen von 45 cm Dicke. Sperrholzverkleidete Schalungen mit zwei horizontalen Rillen pro Block. See: Nutzvolumen 80 Mio m<sup>3</sup>.



Schnitt A-A

Bild 25. Bogenstaumauer North Fork, Querschnitt 1:800

Bild 26 (links). North Fork, Mauer und Hochwasserentlastung aus Norden

Einige beim Bau der Staumauer beobachtete konstruktive Einzelheiten zeigen den technischen Stand der Gegenwart besonders deutlich. So wurden z. B. für die Abdichtung der vertikalen Mauerfugen, welche sukzessiv mit Zementinjektionen ausgespresst wurden, ausschliesslich Kupferblech auf der Wasserseite und Stahlblech auf der Luftseite verwendet, während heute in der Schweiz bei Bogenmauern längst nur noch die billigeren Kautschuk- oder Plastikbänder zur Anwendung kommen. Bemerkenswert schöne Beton-sichtflächen erhielt man durch Anwendung der in Amerika weitverbreiteten Sperrholzschalungstafeln. Messinstrumente baute man nicht ein. Weder Pendel noch Deformationsmessstrecken geben über das Verhalten der Mauer Auskunft; lediglich die Krone wird geodätisch auf Senkungen und Verschiebungen kontrolliert.

## 6. Schlussbetrachtungen

Es kann natürlich nicht der Sinn dieser folgenden Zeilen sein, über den amerikanischen Talsperrenbau grundsätzliche Schlüsse zu ziehen; dennoch wird sich der Versuch lohnen, das voranstehende Zahlenmaterial in ordnender Weise zu verarbeiten.

Betrachten wir vorerst die grossen Flusskraftwerke, welche zur Hauptsache als Niederdruckanlagen erstellt werden. Hier ist nebst den gegebenen Grössen vor allem auch noch die Vorausschau auf künftig sich bietende Möglichkeiten für die Projektgestaltung massgebend, wobei oft sogar in eine relativ ferne Zukunft geblickt wird. Man zögert unter Umständen nicht, eine Kraftstation in der Art zu projektieren und in den Fundamenten auszubauen, dass sie eines Tages fast die doppelte Leistung abzugeben vermag, als sie sich bei den heutigen Abflussverhältnissen als wirtschaftlich erweist. Dies geschieht sowohl bei staatlichen wie bei privaten Anlagen.

Untersuchen wir nun die ausgesprochenen Mitteldruckwerke, so finden wir nur selten isoliert dastehende Anlagen. Die meisten Wasserläufe sind «serienmässig» ausgebaut. In beiden Fällen wird das zu nutzende Gefälle nur mit Hilfe einer Talsperre konzentriert, an deren Fuss die Zentrale unmittelbar zu liegen kommt. Dadurch werden die Zuleitungen auf eine minimale Länge gebracht, und die Wasser-

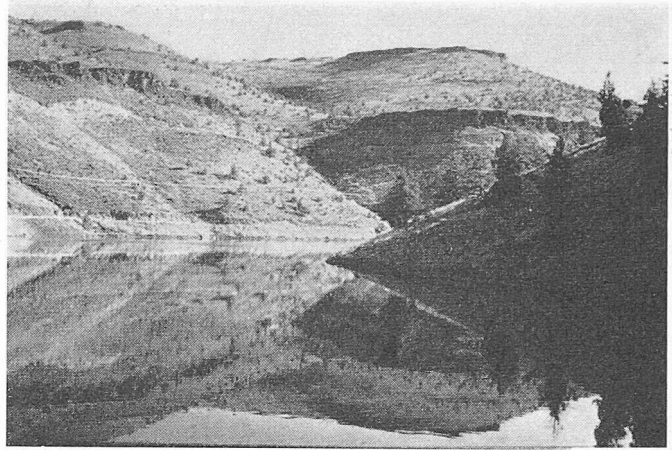


Bild 29. Pelton-Stausee mit Basaltfelsen

schlösser fallen oft weg, so dass kostenmässig die Sperre mit Hochwasserentlastung den Hauptteil bildet. Sie muss also in erster Linie wirtschaftlich gebaut werden.

Nun werden die Erd- und Steindämme in den Staaten ungefähr mit demselben Kostenaufwand erstellt wie in Europa, vorausgesetzt allerdings, dass das Schüttmaterial keine komplizierte Aufbereitung erfordert. Die zur Verfügung stehenden Materialgruben werden deshalb vorerst mit peinlicher Genauigkeit anhand von Sondierungen erforscht, und darauf wird der Dammquerschnitt den gegebenen Möglichkeiten angepasst. Ein relativ grosser Durchsickerungsverlust (ein bis mehrere Mio m<sup>3</sup> pro Jahr) wird beispielsweise meistens einem dichteren Kern aus teurem Material vorgezogen.

Die Dämme werden den Betonmauern öfters vorgezogen als bei uns, da der Massebeton in Nordamerika zweibis dreimal teurer ist als in Europa. Trotzdem wurde bis vor wenigen Jahren der Mauerbau namentlich bei hohen Sperren sehr konservativ betrieben. Nun zeigt aber der voranstehend beschriebene North Fork Dam, dass für niedrigere

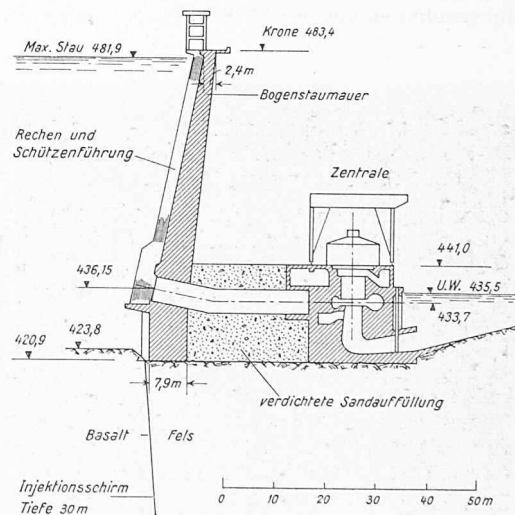
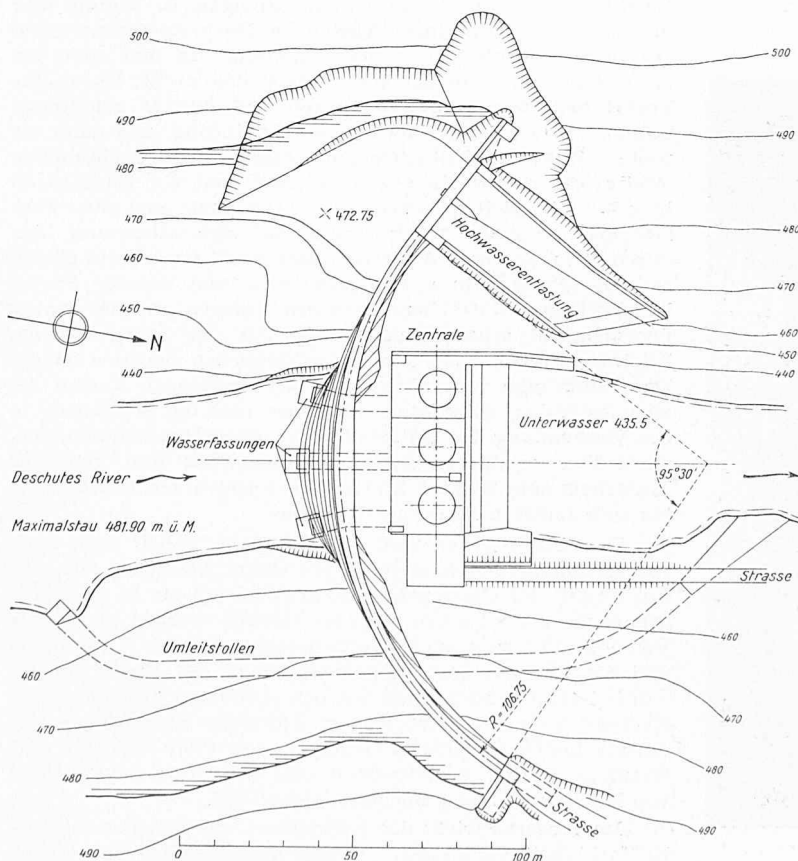
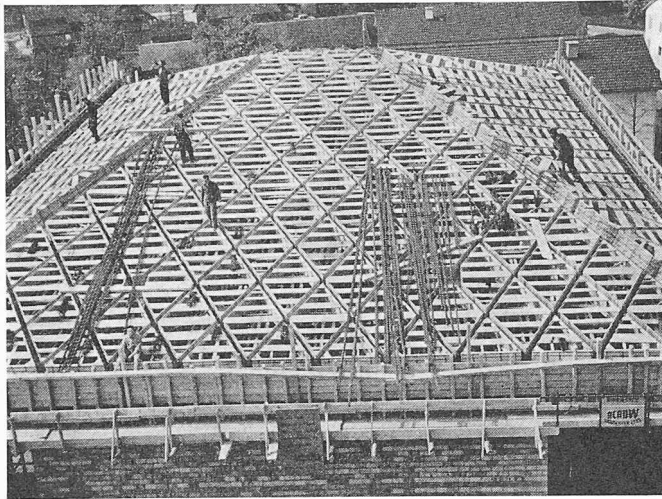


Bild 28. Pelton, Querschnitt 1:1500 durch Staumauer und Zentrale

Bild 27 (links). Pelton-Anlage, Situation 1:2200





Die Eisenbeton-Rippendecke wird armiert (Aufnahme des Unternehmers A. Piatti, Dietlikon ZH)

Bauwerke eine neue Tendenz vorhanden ist. Er besitzt übrigens im Pelton Dam am Deschutes River einen ebenso jungen wie kühnen Bruder (Bilder 27 bis 29). Diese auch aus den Jahren 1956/57 stammende, 62 m hohe Schalenmauer weist eine Kronenlänge von 194 m auf. Während der Krümmungsradius von der Krone bis zum Mauerfuss von 106 m auf 35 m abnimmt, nimmt die entsprechende Schalendicke von 2,4 m auf nur 7,9 m zu. Die Druckspannungen infolge Wasserlast betragen bis zu 70 kg/cm<sup>2</sup>, infolge sämtlicher Einflüsse wie Temperatur und Erdbeben im Maximum 100 kg/cm<sup>2</sup>. Hinsichtlich Zugspannungen und Umfangsfuge gilt das schon früher Erwähnte. Die Mauer wurde überhaupt nur auf ihre horizontale Tragfähigkeit untersucht, da sie natürlich infolge Kippen nicht instabil werden kann. Interessant ist auch, dass die vier Kieskomponenten (150/75 mm, 75/38 mm, 38/19 mm, 19/5 mm) und die Sandkomponente des Betons lediglich aus gebrochenem Basaltmaterial in Mengen von rund 1000 m<sup>3</sup>/Tag hergestellt wurden. Das Mauervolumen beträgt 32 000 m<sup>3</sup>.



Ansicht aus Osten

Da die Peltonanlage nur in Verbindung mit einer 5 km langen Fischtreppe und anderen Fischereianlagen, deren Kosten sich auf rund 5 Mio Dollar beliefen, gebaut werden konnte, ist das Bedürfnis nach einer «billigen» Talsperre verständlich. Und in solchen Fällen zeigt es sich dann besonders eindrücklich, dass der Amerikaner vor neuartigen — fast möchten wir sagen gewagten — Lösungen nicht zurückschreckt, dass er seine Konservativität plötzlich über Bord wirft und den Mut zu einem unkonventionellen Bauwerk besitzt, weil das Althergebrachte hier seinen Dienst nicht versehen könnte.

Adresse des Verfassers: Dr. Bernhard Güg, Rifferswil a. A., ZH.

## Katholische Kirche in Wallisellen

DK 726.5

Karl Higi, dipl. Arch. S. I. A., Zürich

Der Auftrag an den Architekten lautete, eine *einfache* Kirche zu bauen, ein Haus zu errichten für die Gemeinde zur Feier ihrer Liturgie und einen Ort der Ruhe und Sammlung im lauten Getriebe des Alltags. — Im Kirchenbau drückt sich das Verhältnis zwischen Mensch und Gott in der Zeit aus. In unseren Tagen besteht das Bestreben, die Liturgie, ihrem wortgetreuen Sinn gemäss, als Werk oder Dienst des ganzen Gottesvolkes wieder zu erneuern. Die aktive Mitfeier der gläubigen Gemeinschaft wird zum Gebot, aber auch zum Bedürfnis. Die Aufgabe des Architekten ist es daher, dazu den entsprechend würdigen Raum zu formen.

In der Kirche von Wallisellen ist der Altar deutlich spürbar von der Rückwand weg und zum Volke hin gerückt; die Gemeinde ihrerseits wird in leicht umfassender Gebärde, ausgedrückt durch die Schrägstellung der Wände und den schmaler werdenden Mittelgang, ebenso näher an den Altar geführt. Die im Grundriss leicht unterschiedenen Räume des Altars und der Gemeinde sind im Raum durch ein mächtiges zeltförmiges Dach zusammengefasst, um im Innern wie auch im Aeussern die Gemeinschaft im Opfer und im Mahl spürbar werden zu lassen.

Im Plan wird auch ein anderer Gedanke sichtbar: Der Weg. Weg sind schon die alten Tempel, die frühchristlichen Basiliken, Weg vom Profanen zum Heiligen. Er beginnt hier in Wallisellen mit einem Vorhof in Natursteinmauerwerk, Ort des Uebergangs und der Sammlung. In ihm steht als erste Begegnung mit der andern Welt das Kreuz. Durch das Portal betritt man den niedrigen und dunkel gehaltenen Taufraum, Ort der Reinigung und Läuterung, und dann als weitere Stufe den hellen Gemeinderaum, dessen Lichtquellen zwei grosse rückwärtsliegende Fenster sind, zur Hauptsache in gelb und violett gehalten. Die Seitenwände sind ohne Fenster und leiten den Blick direkt auf den Altarraum, der durch den mächtigen Altartisch beherrscht wird. Zwei grosse seitliche Fenster in vorwiegend roter und weisser Farbe, keine Themen darstellend, sondern Formen aus der Natur übernehmend, schaffen zusammen mit der schiefergrauen Rückwand den der Gemeindefeier dienlichen sakralen Klang. Der Raumfolge vom nüchternen vorbereitenden Vorhof bis zum festfrohen Altarraum entspricht auch die Steigerung in der Verwendung des Materials, vom rohen Bruchsteinmauerwerk über verputztes Backstein-Mauerwerk und gebeitztes Tanneholz zum weissen Marmor und schwarzen Edelholz, ja bis zum feinsten Material, dem Glas.

Dem Architekten war es ermöglicht, gleich nach Auftragserteilung den Künstler Ferd. Gehr, Altstätten SG, zur Gestaltung der Glasfenster beizuziehen, um sie so zu einem organisch gewachsenen Teil des Ganzen werden zu lassen. Von ihm stammen auch das Ornament auf dem Tabernakel und die Christusfigur in gelbem Email am Kreuz. Leider wurde letzteres zusammen mit den schlichten geschmiedeten Kerzenstöcken von Ferd. Hasler, Altstätten SG, entfernt und musste konventionelleren Gegenständen Platz machen. Das Kreuz im Vorhof, der Taufstein und der Altar sind Arbeiten von Bildhauer Eugen Bucher, Balgach SG.

Im äusseren wirkt der Kirchenbau mit seiner in dunkler Erdfarbigkeit gehaltenen grossen Mauerfläche eher abwei-