

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 99/100 (1932)
Heft: 15

Artikel: Die Bauausführung der Zschopau-Talsperre bei Kriebstein, Sachsen
Autor: Sutter, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-45476>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

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

Die Berechnung des erforderlichen Ringspiels δ und der zulässigen Deformation w geht jetzt folgendermassen vor sich: In Gl. (1) setzt man $\gamma = 20^\circ$ ein und berechnet δ , was im Diagramm Abb. 6 bereits geschehen ist. Hier kann die Grösse von $\frac{\delta}{r_u \varphi_k^4}$ für das vorgeschriebene β und r_k/r_u entnommen werden. Um δ zu erhalten, ist also der gefundene Wert noch mit r_u und φ_k^4 (der Winkel ist in Bogengraden einzusetzen) zu multiplizieren. Dann ermittelt man w nach Formel (3) mit Hilfe von Abb. 4 und bildet δ/w . Nun kontrolliert man, ob dieser Wert oberhalb der Kurve in Abb. 5 zu liegen kommt. Ist dies nicht der Fall, so muss der Ring stärker bemessen werden.

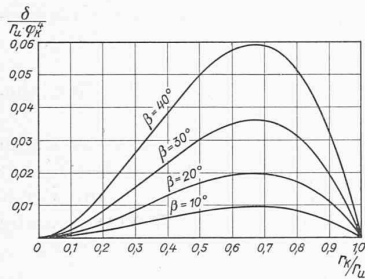


Abb. 6.

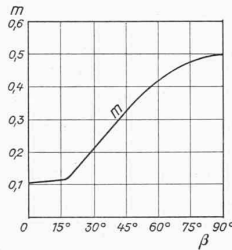


Abb. 7.

Für den durch Backen am innern oder äussern Umfang gelagerten Ring ergibt sich folgendes:

Es müssen zwei Backen angebracht werden, am besten in A_1 und A_2 (siehe Abb. 2), um gleich grosse Stangenkräfte zu bekommen. Diese Backen können ohne Spiel angebracht werden, da sich der Ring nur auf der Geraden $B_1 B_2$ verschiebt und die Deformation stets in dem Sinne wirkt, dass sich der Ring von einer Backe abhebt. Weitere Backen sind zur Abstützung des Ringes gegen die Regulierkräfte nicht notwendig.

Die Berechnung der Beanspruchung des Regulierendes geschieht besonders einfach. Es hat sich gezeigt, dass der Ring hauptsächlich durch das Biegemoment beansprucht wird, dessen Vektor parallel zur Ringaxe verläuft. Das maximale Moment erhält man aus der Formel

$$M = m U a,$$

der Faktor m kann Abb. 7 entnommen werden. Darnach ergibt sich bei $\beta = 0^\circ$, d. h. bei parallelen Stangen $m = 0,105$, und bei $\beta = 90^\circ$, d. h. wenn eine Stange angreift, $m = 0,5$. Für diesen letzten Fall ist in obiger Formel für U die halbe Stangenkraft einzusetzen.

Ein Zahlenbeispiel erläutere nun den Rechnungsgang für den in einer Eindrehung gelagerten Ring: Gegeben $r_u = 100$ cm, $r_k = 40$ cm, $\beta = 17^\circ$, $\varphi_k = 20^\circ$, $U = 7000$ kg. Angenommen wurde ein Ring mit $J_1 = 10000$ cm⁴, $J_2 = 6000$ cm⁴, $\alpha = 3^\circ$, $a = 90$ cm.

In Abb. 6 findet man $\delta/r_u \varphi_k^4 = 0,011$, daraus $\delta = 0,016$ cm. Für die Berechnung der maximalen radialen Deformation ist laut Abb. 4: $K(\beta) = 0,047$, und es wird nach Gl. (3) $w = 0,024$ cm. Es ist $\delta/w = 0,67$. Erforderlich ist $\delta/w = 2,3$. Der Ring muss also stärker bemessen werden. Das maximale Biegemoment wird mit $m = 0,11$ nach Abb. 7: $M = 69400$ kgcm. Damit ist auch die grösste auftretende Spannung bekannt.

Wie schon erwähnt, liegen den angegebenen Rechnungsmethoden vereinfachende Annahmen zugrunde. So wurde vorausgesetzt, dass sämtliche am Ring angreifenden Kräfte in der Ringebene (Abb. 3) liegen und am Schwerpunktskreise des Ringes angreifen ($r_u = a$). Dann wurde die Deformation der Regulierstangen nicht berücksichtigt. Zur Ermittlung der Verschiebung der Auflagestelle, die die Deformation verursacht ($\gamma' - \gamma$), wurde der Reguliering nicht in ausgelenkter, sondern in Mittel-Stellung betrachtet. Ebenso bezieht sich die angegebene Berechnung des maximalen Momentes auf die Ringmittelstellung. Hier zeigte die genaue Rechnung, dass das maximale Biegemoment bei einer Ringdrehung von 15° aus der Mittellage bei parallelen Stangen 15% grösser ist, als in der Mittellage. Eine bessere Annäherung wurde hier nicht erstrebt, da es darauf ankam, zu zeigen, wie auf einfache Weise fragliche Grössen in diesem Festigkeitsproblem abgeschätzt werden können. Herrn Dr. Schnyder bin ich für seine Mitwirkung zu Dank verpflichtet.

Die Bauausführung der Zschopau-Talsperre bei Kriebstein, Sachsen.¹⁾

Von Konsul A. SUTTER, Dipl. Ing., Dir. Wayss & Freytag A.-G., Dresden.

Der Behandlung des eigentlichen Thema seien einige Angaben über das Bauwerk selbst vorausgeschickt (Abb. 1 bis 3). Als Grundlage der Mauerberechnung war ein Sohlenaufrtrieb von 0,6 h wasserseitig (luftseitig 0) angenommen worden, was eine Basisbreite von 22 m bei einer grössten Höhe von 33 m ergab. Dehnungsfugen sind in 20 bis 25 m Entfernung angeordnet und mit Kupferblech gedichtet. In

¹⁾ Dieser Aufsatz unseres G. E. P.-Kollegen, des inzwischen anstelle von J. Solca zum Oberingenieur des Kantons Graubünden gewählten Präti-gauers, liegt bereits seit einigen Monaten auf der Redaktion, musste jedoch wegen inländischen Stoffandrages wiederholt zurückgestellt werden. Red.

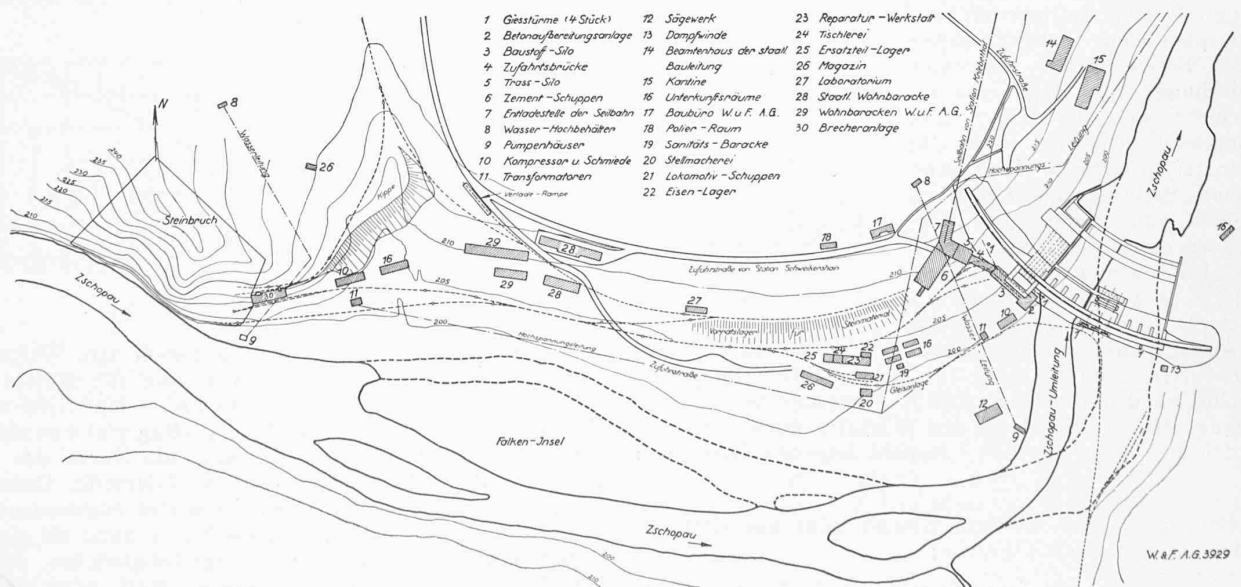


Abb. 5. Lageplan der Baustelle, Masstab rund 1 : 5000. (Vergl. die Installationsbauten auf Abb. 10, Seite 190).



Abb. 4. Ansicht der Talsperre Kriebstein im Zschopautal (Sachsen).

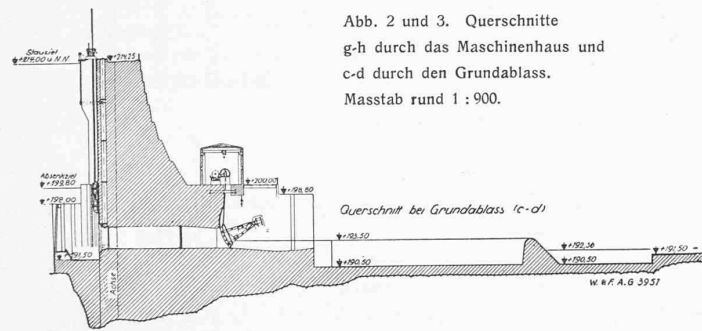
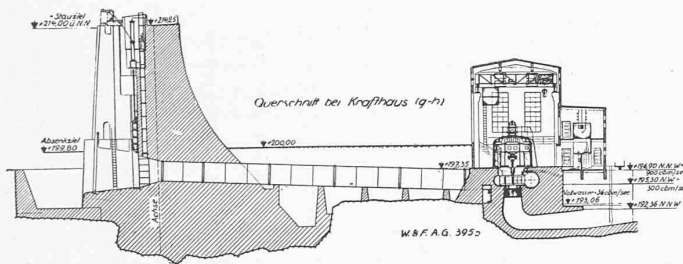


Abb. 2 und 3. Querschnitte g-h durch das Maschinenhaus und c-d durch den Grundablass. Masstab rund 1 : 900.

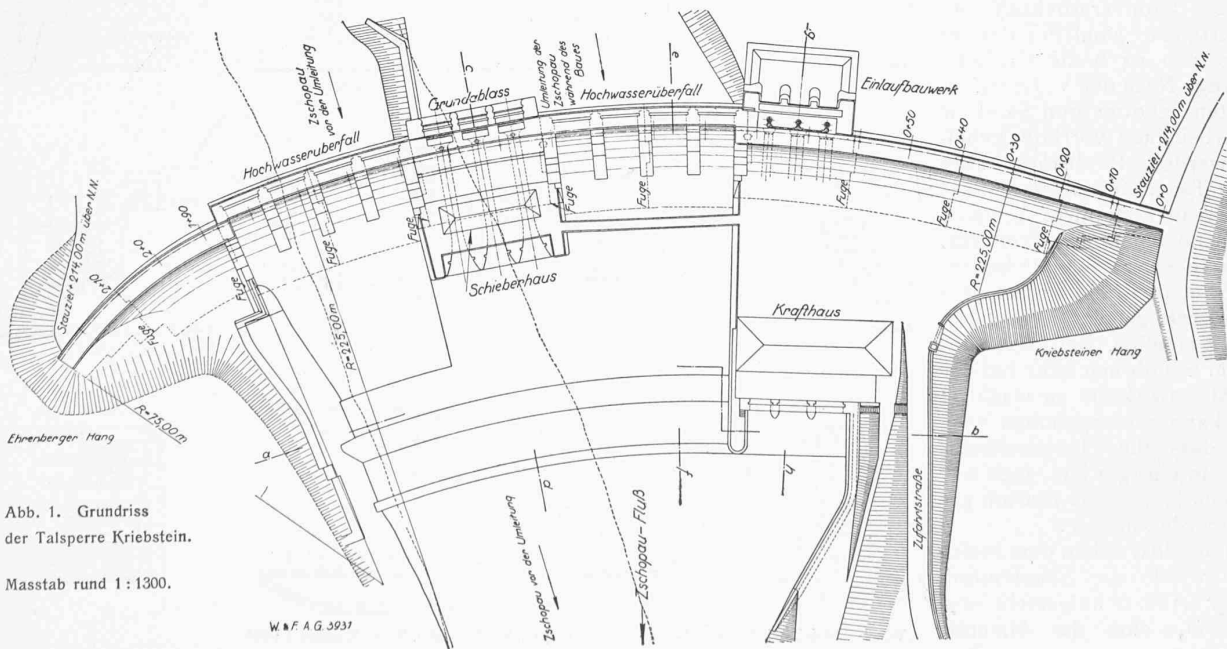


Abb. 1. Grundriss der Talsperre Kriebstein.

Masstab rund 1 : 1300.

2 m Abstand von der Wasserseite wird die Mauer mittels Drainage-rohren in voller Höhe des Wasserstandes entwässert. Luftseitig waren erst Bruchsteine als Verkleidung vorgesehen und zu diesem Zwecke im Beton Abtreppungen und Verzahnungen ausgespart worden. Versuche hatten aber einen so dichten Beton gezeigt, dass selbst bei 3 at Druck auf eine 10 cm starke Platte kein Wasser durchsickerte. Der überaus harte Winter 1928/29 zeigte keinerlei Schäden an den Betonsichtflächen. Dies veranlasste den Entschluss, die Bruchsteinverkleidung wegzulassen. Die Abtreppungen fanden aber architektonisch soviel Anklang bei der Bauherrschaft, dass sie beibehalten wurden und am fertigen Bauwerk wirkungsvoll in Erscheinung treten (Abbildung 4).

Die Ausführung der Sperre wurde seitens der Sächsischen Regierung auf Grund meines Sondervorschlages in Beton statt in Mauerwerk (wie bisher in Sachsen allgemein üblich) der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Dresden übertragen.

Die Art der Ausführung der Sperre, sowie die Bemessung der maschinellen Einrichtungen war abhängig von der auszuführenden Menge Beton und der Querschnittsform des Zschopautales. Während eine Vorlagerung auf dem linken Ufer ein flaches Ansteigen des Ufers ergibt, sind auf der rechten Talseite schroff abfallende Felsvorsprünge, die kein Aufstellen von Installationen gestatten. Auf dem linken Talufer wurde deshalb die gesamte Betonmischeinrichtung mit Lagerplätzen, Schuppen usw. angelegt (Abb. 5), was insofern von Vorteil war, als die Zufuhr der Baumaterialien und Maschinen ebenfalls auf dem linken Ufer erfolgen konnte. Das gleichmässige Gefälle vom Schotter-Sand-Silo beim Steinbruch, 800 m oberhalb der Sperre, bis nach dem Schotter-Sand-Silo beim Betonwerk ermöglichte den Transport mittels Schmalspurbahn. Die grossen Höhenunterschiede zwischen Bahnhof Kriebethal und Betonwerk verlangten aber eine Förderung von Zement, Trass und Grubensand mittels Hängebahn, wobei auch die Ueberwindung eines zwischen-

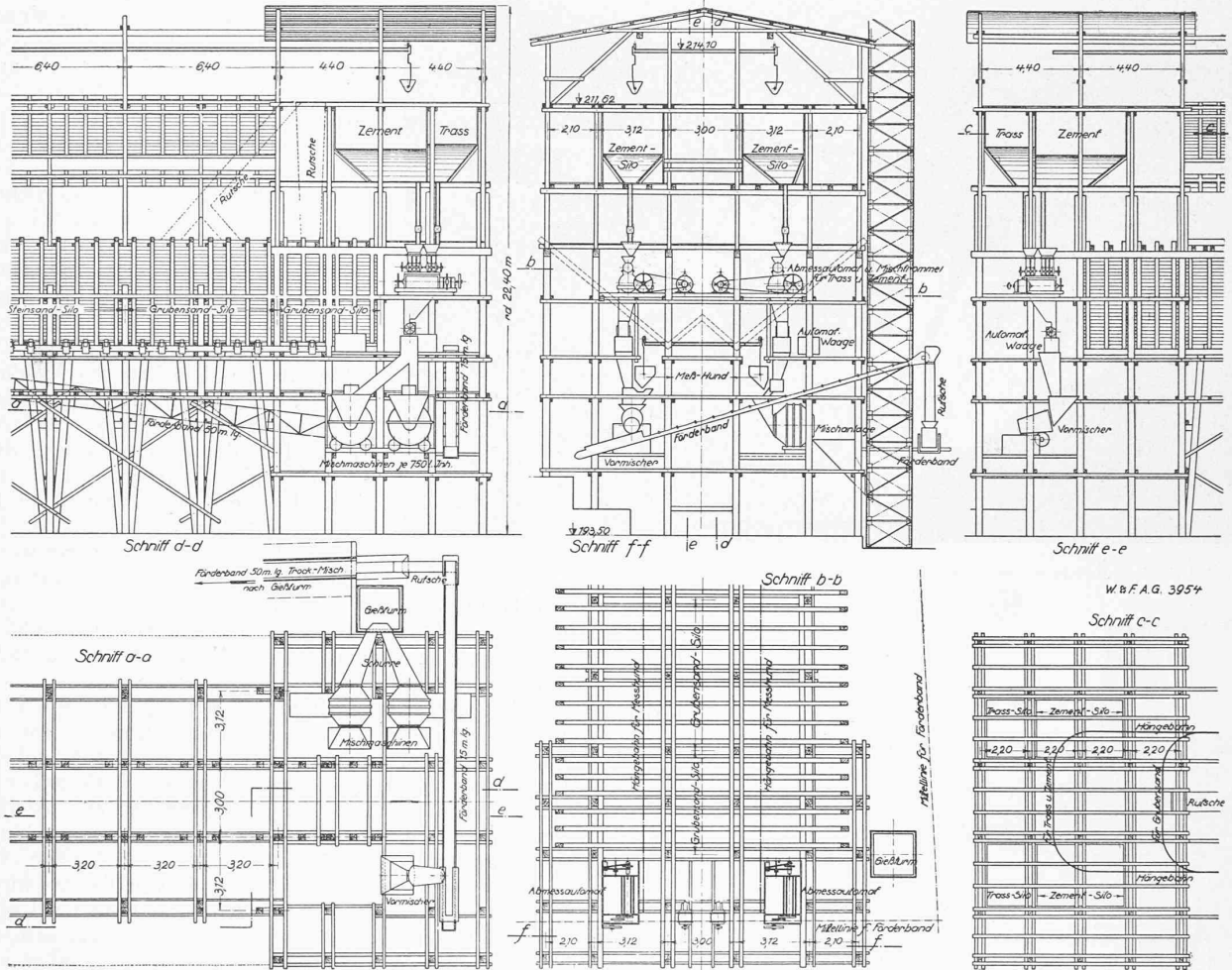


Abb. 7. Baustoff-Silo und Betonwerk für den Bau der Talsperre Kriebstein (Nr. 2 und 3 in Abb. 5). - Masstab rund 1 : 300.

gelagerten Höhenzuges ohne Schwierigkeiten möglich war. Die Leistung der 1600 m langen Hängeseilbahn betrug täglich bis 400 t. Die Leistungsfähigkeit der Transportbahn beim Steinbruch passte sich der täglichen Betonverarbeitung an und erreichte wohl mit 870 m³ Beton pro 24 h die Maximalleistung. Nach den Vorschriften mussten Schotter und Sand für 10 Arbeitstage vorrätig gehalten werden, Bindemittel aber für 21 Tage. Zement und Trass wurden in Schuppen, Schotter und Sand auf einem Freilager, sowie in einem 800 m³ fassenden Silo unmittelbar über dem Betonwerk gelagert. Dadurch war es möglich, Betriebsstörungen im Steinbruch oder bei der Zufuhr unwirksam zu machen; doch kann hervorgehoben werden, dass die Hängeseilbahn nicht ein einziges Mal, auch nur auf Stunden, ausser Betrieb gesetzt werden musste.

Unmittelbar neben dem Steinbruch wurde die *Steinbrecher-Anlage* (Abb. 6) aufgestellt und zwar so, dass das Material

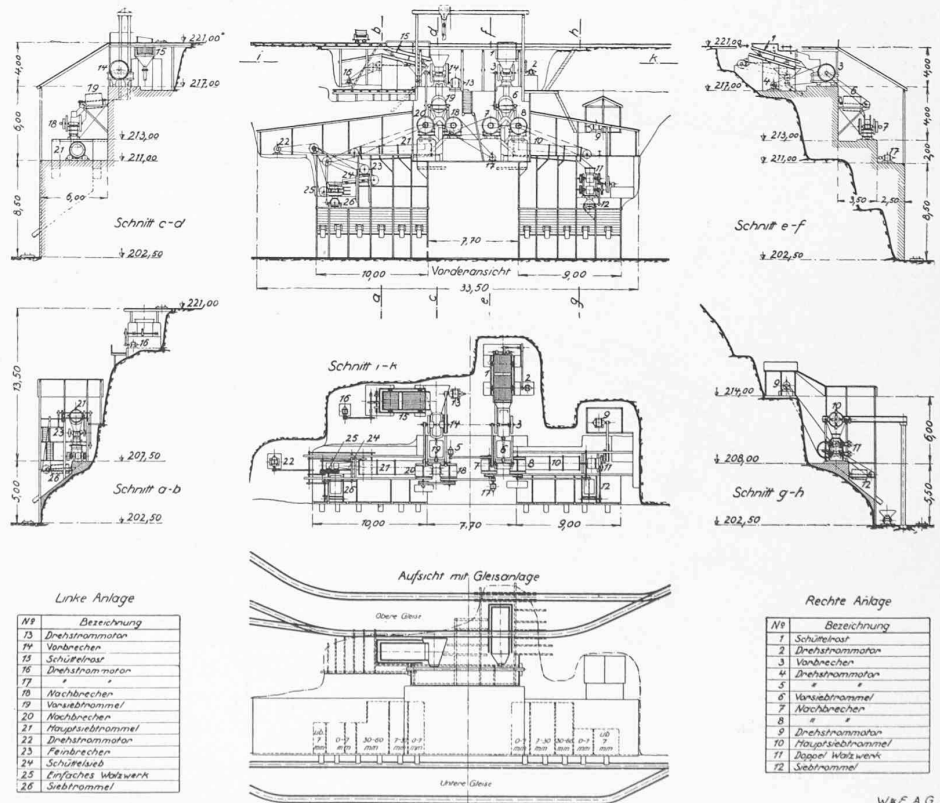


Abb. 6. Steinbrecher-, Wasch- und Sortieranlage (Nr. 30 in Abb. 5). — Masstab 1 : 600.

W & F A G 3935



Abb. 9. Betonierung des Sturzbeckens der linken Mauerhälfte, talaufwärts gesehen. Rechts Betonwerk.

durch freien Fall aus Waschmaschinen in die Vorbrecher, weiter in grosse Siebtrommeln, von da in Nachbrecher und Sandmühlen befördert wurde. Die Leistungsfähigkeit der einzelnen Brecher, Siebtrommeln usw. entsprach der doppelten täglich zu brechenden Schottermenge, sodass während die eine Hälfte in Betrieb war, die andere als hundertprozentige Reserve zur Verfügung stand. Die gebrochenen Materialien wurden aus Silos am unteren Ende der Brecheranlage in die Transportzüge abgezapft, getrennt nach den einzelnen Korngrößen.

Im *Betonwerk* (Abb. 7) war ein Grossraumsilo vorhanden, der ungefähr eine Tagesleistung Bindemittel und Zuschlagstoffe fasste. In der obersten Etage wurden mittels Seilbahn Bindemittel und Grubensand zugeführt, in der zweitobersten mittels Schmalspurbahn die Zuschlagstoffe Sand, Feinschlag, Grobschlag; in der nächst tieferen Etage wurden die Bindemittel Zement und Trass gemischt, in einem tieferliegenden Silo gesammelt und in der darunterliegenden Etage automatisch abgewogen. Von hier gelangte die jeweils erforderliche Bindemittelmenge in die darunterliegenden Mischmaschinen bezw. Vormischer. Die Zuschlagstoffe Sand, Feinschlag, Schotter wurden von den Siloschnauzen mittels Hängebahn zu den Mischmaschinen befördert. Die zwei Mischmaschinen entleerten den Beton unmittelbar in die am Fusse von Giessturm 1 eingebauten Aufzugkübel. Die entfernter stehenden Giesstürme, an deren Fuss Mischmaschinen eingebaut waren, erhielten trockene Mischung aus einem Vormischer mittels Transportbändern zugeführt. Auf diese Weise konnten im ganzen vier Mischmaschinen zu je 750 l gleichzeitig eingesetzt werden. Um auf der ganzen Länge der Sperre mittels Rinnen bequem betonieren zu können, waren, wie aus Abb. 8 zu ersehen, vier Aufstellungsorte für die Giesstürme erforderlich.

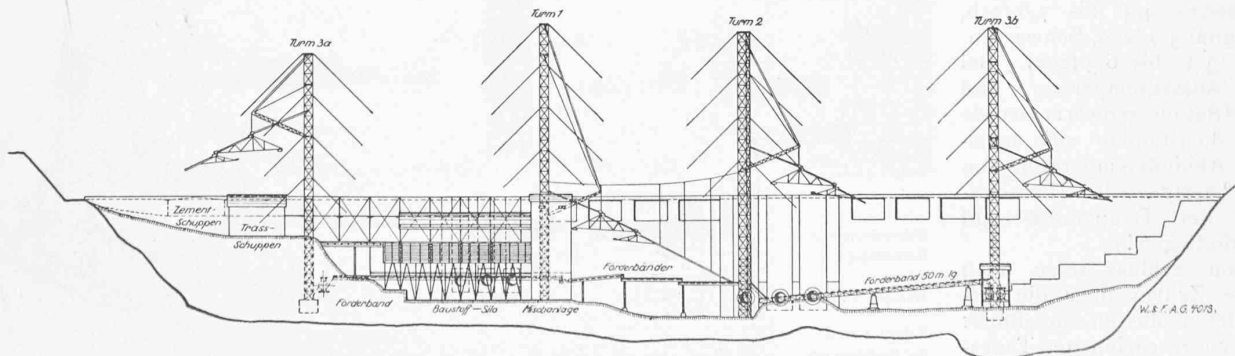


Abb. 8. Schema der Betonverteilungsanlagen, talabwärts gesehen. — Masstab rund 1 : 1500.

Wohl die schwierigste Frage bei der Ausführung der Talsperre war die *Ableitung der Hochwässer* der Zschopau während des Baues. Das Katastrophen-Hochwasser der Zschopau beträgt rund $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$, die normalen Hochwasser $300 \text{ m}^3/\text{sec}$. Eine Ableitung so grosser Hochwasser durch Stollen seitlich der Baugrube ist aber nicht möglich und es musste daher eine Durchleitung durch die Mauer selbst vorgesehen werden. Solange nur an der linken Mauerhälfte gearbeitet wurde, konnte das Hochwasser seinen Abfluss ohne weiteres wie bisher finden (Abb. 9). Um aber auch die rechte Mauerhälfte hochführen zu können, musste in der Mauer eine Oeffnung für $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ geschaffen werden. Während dieser Zeit eintretende Hochwasser *über* $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ hätten allerdings die rechtsseitige in Ausführung begriffene Mauerhälfte überschwemmt, worauf bei der Bauausführung Rücksicht genommen worden war. Die Tatsache, dass im Herbst seit Jahren keine Hochwasser zu verzeichnen waren,

veranlasste uns, das Schliessen der Hochwasserrinne in dieser Jahreszeit vorzusehen.

Nach erfolgtem Felsaushub wurde der Behandlung der Gründungssohle ganz besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Die kleinsten Verunreinigungen in den sich zeigenden Verwerfungspalten, Rissen usw. wurden mittels Druckwasser und Pressluft auf das peinlichste gereinigt. Teilweise nahm man auch Zementinjektionen vor, um eine Unterspülung der Sohle auszuschliessen.

Da das Schliessen der oben angeführten Umleitungsrinne im Herbst erfolgen musste, wurde die Gründung für diesen Bauteil (Abb. 9) zuerst in Angriff genommen und gleichzeitig oberhalb der Baustelle auch ein neues Bett der Zschopau (vergl. Abb. 5, S. 186) ausgebaggert. Anschliessend an die Durchleitung der Zschopau durch die neue Rinne wurde die rechtsseitige Hälfte der Mauer hochgeführt. Zur Trockenhaltung der Baugrube für die links- und rechtsseitige Mauerhälfte dienten Fangdämme, die auf den tragfähigen geschlossenen Fels aufgesetzt waren. Abbildung 10 zeigt dieses Baustadium.

Das *Betonieren* (Gesamtüberblick Abb. 11) der Sperrmauer erfolgte in Blöcken, die ungefähr einer Tagesleistung entsprachen. Sie erhielten untereinander, sowohl nach der Seite wie nach oben eine Verzahnung, sodass, mit Ausnahme der Dehnungsfugen, keine horizontal und vertikal durchgehenden Fugen in der Mauer entstanden. Es zeigte sich auch hier wieder, dass eine weitgehende Reserve der Bauinstallationen, insbesondere des Betonwerkes es ermöglicht, Hinderungen im Baufortschritt, z. B. durch Schwierigkeiten in der Gründung, wenigstens z. T. wieder einzuholen.

Das Schliessen des letzten Mauerteiles erfolgte nachdem die Zschopau durch die bereits fertiggestellten drei Grundablässe geleitet werden konnte. Fangdämme flussauf-

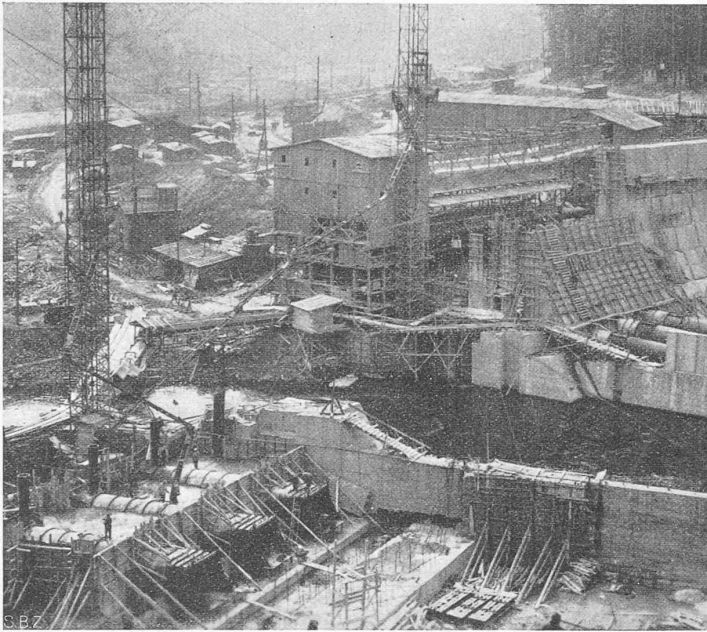


Abb. 10. Grundablässe, umgeleitete Zschopau und Druckleitungen. Betonwerk mit Giesstürmen 1 und 2.

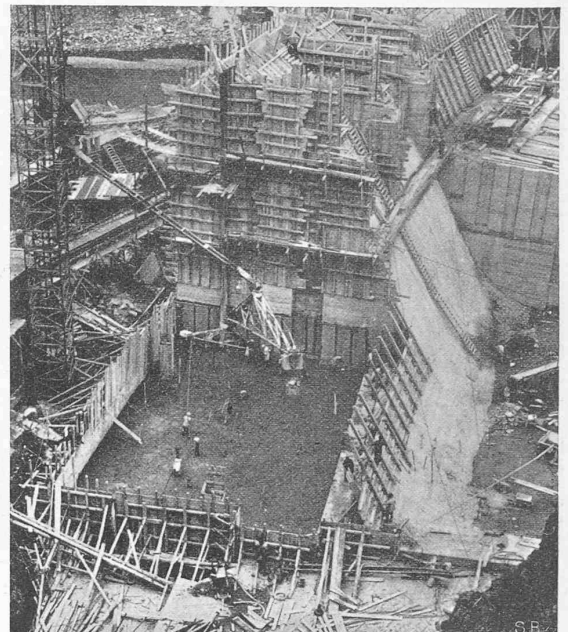


Abb. 11. Betonieren des Ueberfalles der rechten Mauerhälfte, links der Giessturm 3b.

und abwärts ermöglichten eine Trockenlegung der bereits vor der Umleitung eingebrachten Gründung dieses letzten Mauerteiles, sodass das Hochbetonieren ohne Hindernisse innerhalb vier Wochen möglich wurde. Im Dezember 1929 konnte mit dem Anstauen des Wassers begonnen werden.

Das Nichtverkleiden des Betons war nur dadurch möglich, dass er auf Grund von eingehenden Versuchen, die sich auch auf die Giessfähigkeit erstreckten, die erforderliche Kornzusammensetzung aufwies, wodurch die Dichtigkeit weitestgehenden Anforderungen entsprach und zugleich sowohl die Festigkeit als auch die Wirtschaftlichkeit der Mischung ein Maximum erreichten. Ein praktisches Hilfsmittel, um leicht feststellen zu können, ob der Beton nicht zu viel Wasser enthält, ist der den Beton verarbeitende Mann in der Baugrube: er darf nicht tiefer als bis zu den Knöcheln in den frisch geschütteten Beton einsinken, wie Abb. 11 zeigt, also nicht bis zu den Knien, wie dies oft beobachtet wird.

Die Korngrössenanteile der Betonzuschläge waren: Grubensand 0 bis 3 mm 15%, Steinsand 0 bis 7 mm 15%, Feinschlag 7 bis 30 mm 41%, Grobschlag 30 bis 60 mm 29%.

Die mittlern Betonfestigkeiten erreichten: mit 200 kg Portland-Zement + 75 kg Trass 102 kg/cm², mit 180 kg Portland-Zement + 65 kg Trass 84 kg/cm², was bei einer max. Druckbeanspruchung in der Sperre von 9 bis 10 kg/cm² eine 8,3fache Sicherheit ergibt. (Barberine 4,3- bis 7,6-fach, Wäggital 3,9-fach, Schwarzenbach 3,3- bis 6,3-fach). Bei 19° Aussentemperatur und 17 1/2° Betoneigenwärme wurde nach 80 Stunden eine maximale Abbindetemperatur von 36 1/3° festgestellt. (Berechtigung der Temperatur- und Schwindfugen!)

Zum Schluss seien noch einige Zahlen über die verarbeiteten Massen angeführt: Die vorgeschriebene Tagesleistung für Beton von 250 m³

wurde bei weitem übertroffen; man erzielte Monatsleistungen von über 12000 m³ und Tagesleistungen von maximal 870 m³. Insgesamt waren 52000 m³ Erd- und 96000 m³ Felsaushub zu bewältigen. Die gesamten Betonmassen, einschliesslich der Sturzbecken usw. belaufen sich auf rund 82000 m³.

Wettbewerb für ein Frauenspital in Aarau.

Aus dem Bericht des Preisgerichtes.

Die Beurteilung der Entwürfe durch das Preisgericht wurde am Donnerstag, den 18. Februar 1932 begonnen, in der darauffolgenden Woche unterbrochen und am 26. und 27. Februar in der Aula des Pestalozzischulhauses in Aarau abgeschlossen, wo die Pläne in übersichtlicher Weise ausgestellt waren.

Der Beurteilung lag das Ergebnis einer Vorprüfung zugrunde, in der sämtliche 78 eingegangenen Entwürfe in Bezug auf Erfüllung folgender Programmbestimmungen geprüft worden sind: 1. Vorhandensein der verlangten Pläne. 2. Kubische Berechnung. 3. Uebereinstimmung mit den im Programm genannten besonderen Bedingungen. 4. Erfüllung des Programms in Bezug auf Zahl und

