Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 63 (1971)
Heft: 4

Artikel: Die Aushubarbeiten für die Staumauer Emosson
Autor: Schnitter, Niklaus
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-921199

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

DIE AUSHUBARBEITEN FÜR DIE STAUMAUER EMOSSON

Niklaus Schnitter

DK 627.814

1. EINLEITUNG

Die Staumauer Emosson wird den Hauptspeicher für die gleichnamige Kraftwerkgruppe aufstauen, welche zwischen Chamonix und Martigny in Bau steht und deren Anlagen sowohl auf französisches wie auf schweizerisches Territorium zu liegen kommen. Dementsprechend sind an der Electricité d'Emosson SA, Martigny, die Electricité de France und die schweizerische Gruppe Motor-Columbus / Atel je zur Hälfte beteiligt. Die gesamten Anlagekosten sind auf 520 Mio Sfr. veranschlagt (Preisbasis 1967), während die mittlere jährliche Produktion, die vorwiegend aus konsumangepasster Winter-Spitzenenergie bestehen wird, sich auf 634 GWh beläuft, wovon 174 GWh an Pump- und Restitutionsenergie abgehen. Die Inbetriebnahme der Anlagen ist auf Ende 1972 vorgesehen.

Der Speicher Emosson wird einen Nutzinhalt von 225 Mio m³ aufweisen, einschliesslich des durch ihn eingestauten Stausees Barberine. Das letzterem entsprechende Volumen von 39 Mio m³ sowie weitere 17 Mio m³ werden im neuen Speicher den SBB reserviert bleiben für ihre bestehenden Kraftwerke Barberine und Vernayaz. Die Sperrstelle Emosson liegt etwa 2 km unterhalb der Staumauer Barberine in einer kurzen Schlucht durch den markanten Felsriegel, welcher den Abschluss des Barberine-Tales vor seinem Absturz ins Haupttal der Eau Noire bildet (Bild 1). Die vorzügliche Eignung der Sperrstelle, besonders für eine Bogenstaumauer, ist augenfällig. Deren Hauptabmessungen lauten:

Grösste Höhe	180 m
Kronenlänge	554 m
Betonvolumen	1,1 Mio m³

Günstig sind auch die Fundationsverhältnisse bezüglich der Festigkeit des Gesteins (Hornfels) und der Einleitungsrichtung der Auflagerkräfte in den Untergrund. Dieser wird nun aber nicht von den Talflanken direkt gebildet, sondern von den beidseits aus diesen hervorspringenden Teilen des Felsriegels. Vor allem auf der rechten Seite, wo er zudem nicht ganz bis auf das gewählte Stauziel hinauf reicht, bildet der Felsriegel somit integrierenden Bestandteil des Sperrenbauwerks und hat neben den Auflagerkräften der Staumauer auch noch einen erheblichen direkten Wasserdruck aufzunehmen. Deshalb wurde der möglichst vollständigen und sorgfältigen Erfassung der geologischen Gegebenheiten, namentlich der ausgeprägten Zerklüftung des Felsens, besonderes Gewicht beigemessen. Zahlreiche Felsversuche, Stabilitätsuntersuchungen und ein spezieller geomechanischer Modellversuch im Massstab 1:100 erbrachten den Standsicherheitsnachweis für das Mauerfundament. Nachdem früher über diese Voruntersuchungen ausführlich berichtet worden ist[1]), sollen im folgenden einige während der eigentlichen Aushubarbeiten gemachte Feststellungen und Erfahrungen mitgeteilt werden.

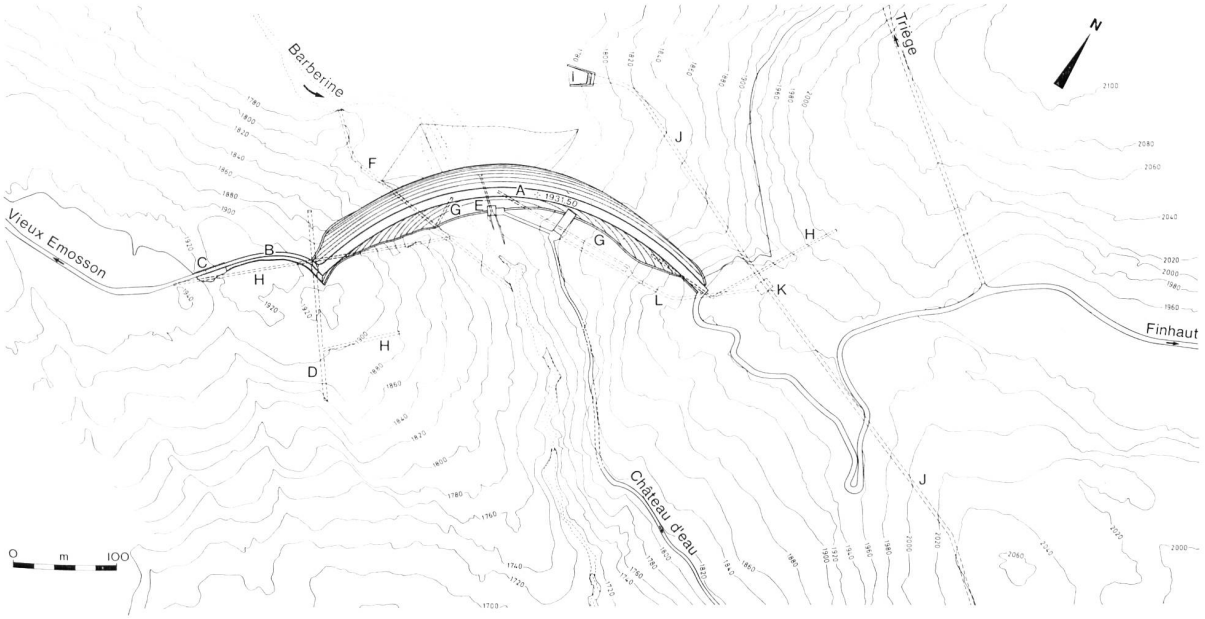
2. LOCKERGESTEINSAUSHUB

Während die Schuttbedeckung an den Flanken des Felsriegels vernachlässigbar klein ist und nur aus vereinzelten dünnen Gehängeschutt- und Moränenresten besteht, ist die glaziale Uebertiefung wasserseits des Riegels mit mächtigen Lockergesteinsmassen teilweise wieder aufgefüllt worden. Unter einer nur wenige Meter dicken Deckschicht aus Kiessand bestehen diese vornehmlich aus

[1]) N. Schnitter und T. Schneider: Geomechanische Untersuchungen für die Staumauer Emosson, «Schweiz. Bauzeitung» 1969, p. 465/472, fig. 13 (siehe auch: 10. Internat. Kongrecs für grosse Talsperren, Montreal 1970, vol. II, p. 69/87).

Bild 1 Lageplan der Staumauer Emosson:

A = Bogenmauer
B = Flügelmauer
C = Ueberfall
D = Zwischenablass
E = Grundablass
F = Umleitstollen
G = Entwässerungsstollen
H = Sondierstollen
I = Wasserfassung
J = Triebwasserstollen
K = Schieberkammer
L = Zugangsstollen



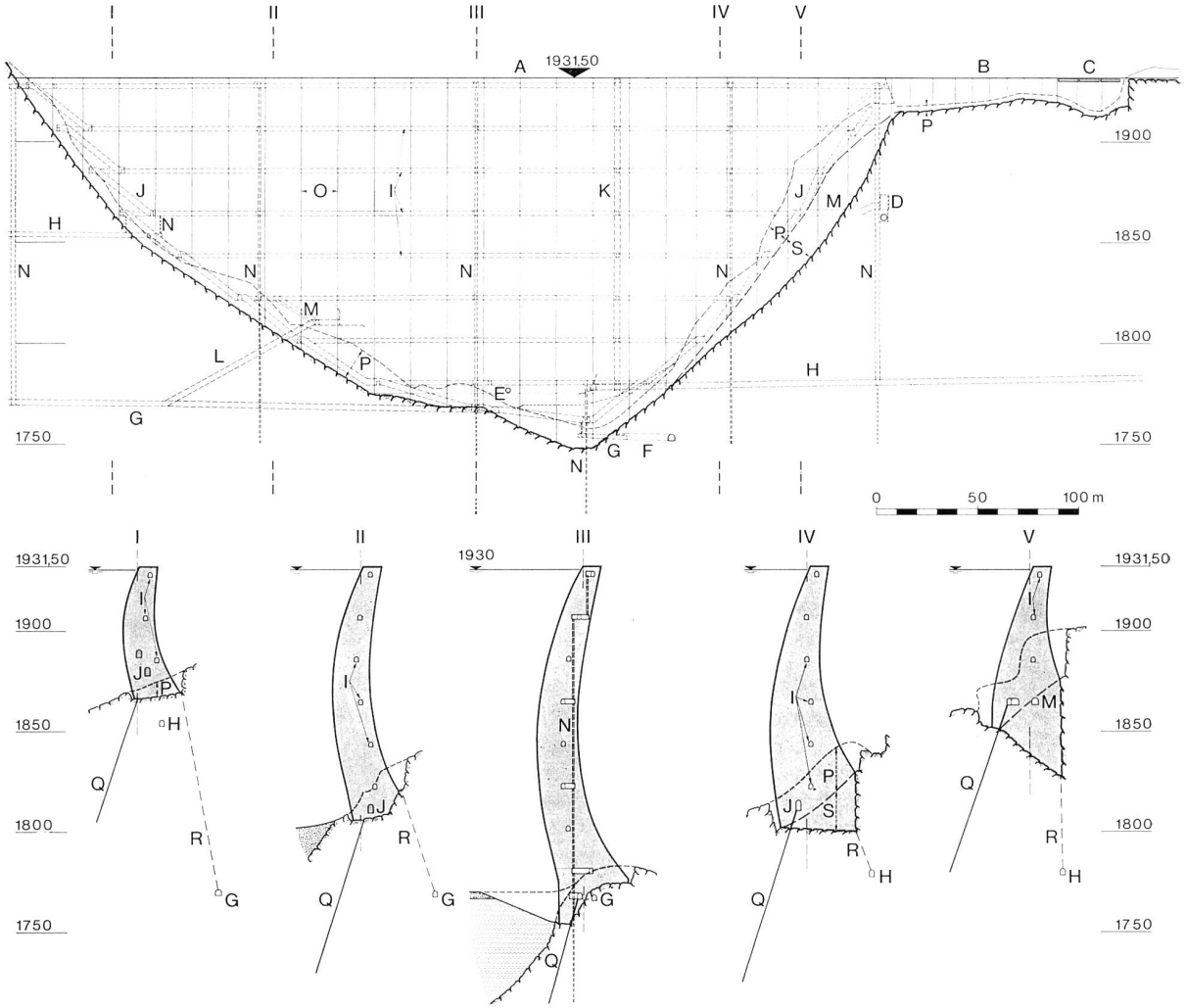


Bild 2 Längs- und Querschnitte der Staumauer Emosson:

A = Bogenmauer
B = Flügelmauer
C = Ueberfall
D = Zwischenablass
E = Grundablass
F = Umleitstollen
G = Entwässerungsstollen
H = Sondierstollen
I = Kontrollgänge
J = Sohlgang
K = Liftschacht
L = Zugangsstollen
M = Verbindungsgänge
N = Lotschächte
O = Kontraktionsfugen
P = Fundamentaushub
Q = Dichtungsschleier
R = Drainageschleier
S = Zusätzlicher Aushub

Silt (Bodenklasse: ML), der reich an organischer Substanz und von dünnen Sandschichten durchsetzt ist. Der Silt weist auffallend hohe Wassergehalte von 34 bis 54 % auf, die meist über der Fliessgrenze liegen. Trotzdem ist er im natürlichen Zustand einigermassen standfest und hat einen erstaunlich hohen effektiven Winkel der inneren Reibung von 35 Grad. Hingegen ist der Silt hochgradig strukturempfindlich (Verhältnis der Kegeldruckfestigkeiten im ungestörten und gestörten Zustand um 8). Die in den Sondierbohrungen bestimmten Durchlässigkeitskoeffizienten streuen entsprechend der unterschiedlichen Häufigkeit und Stärke der Sandschichten sehr stark, doch dürfte ihr Mittel bei 10^{-4} cm/s liegen.

Im Bereich des tiefsten Mauerfundamentes ist die Felsschwelle zwar geschlossen, doch fällt sie so steil in den Glazialkolk ab, dass der wasserseitige Mauerfuss bis rund 15 m unter die Siltoberfläche zu liegen kam (Schnitt III in Bild 2). Die Länge, auf der ein mehr oder weniger tiefes Eindringen in den Silt erforderlich war, betrug an die 120 Meter. Eine Schlitz- oder Spundwand kam deshalb kaum in Frage, weil die erforderlichen Zwischenabstützungen durch Spriessen oder Anker nur schwer oder gar nicht realisierbar gewesen wären. Es musste somit zu einer freien Baugrube mit Stabilisierung der Böschungen durch Wasserentzug gegriffen werden. Eine Entwässerung mittels Stollen durch die Felsschwelle hätte angesichts der geringen Durchlässigkeit des Siltes einen zu kleinen Wirkungsbereich gehabt und zu lange gedauert. Aehnliches gilt für wenige, grössere Filterbrunnen. Es verblieben noch die Verwendung einer Vielzahl von Kleinfiltern (Wellpoints) oder der Elektro-Osmose. Bei der letztgenannten Methode wäre, vor allem bei unterirdischer Anwendung von einem Längsstollen in der Felsschwelle aus, eine Ueberwinterung im Falle von Komplikationen bei den Aushubarbeiten oder der nachfolgenden Betonierung der tiefsten Mauerteile leichter möglich gewesen, doch sprachen die relativ hohen Kosten und das Fehlen genügender ähnlicher Erfahrungen zu ihren Ungunsten.

Mit gutem Erfolg angewandt wurden schliesslich von einem Filter umgebene Wellpoints, wovon 260 Stück in 1,2 m gegenseitigem Abstand auf drei Horizonten versetzt wurden. Diese wiesen trotz der beträchtlichen Höhe über Meer eine mittlere Vertikaldistanz (Stufenhöhe) von fast 4 m auf, bei einer gesamten Böschungsneigung von 1:2,4. Letztere gewährleistete auch bei Ausfall der Grundwasserabsenkungsanlage eine noch gerade stabile Böschung, während die Gleitsicherheit im Normalfall rund 1,7 betrug. Der Hauptwasserandrang in der Deckschicht aus Kiessand wurde durch einen Drainagegraben wasserseits der Baugrube abgefangen und in den Umleitstollen abgeleitet. Die Wasserförderung pro Wellpoint betrug anfänglich im Mittel 1,20 l/min, sank aber später bis auf 0,15 l/min ab. Die fertige Baugrubenböschung präsentierte sich harmlos gut (Bild 3a), doch erinnerten die in der Baugrubensohle zum Befahren erforderlichen Auskofferungen von ca. 1 m Stärke und die Materialdeponie (Bild 3b) daran, mit was für einem heimtückischen Boden man es zu tun hatte.

Mit dem Versetzen der höchsten Wellpoint-Reihe wurde Ende Mai 1969 begonnen. Vier Monate später waren rund 60 000 m³ Silt sowie das tiefste Mauerfundament ausgehoben, so dass die Betonierarbeiten in Angriff genommen werden konnten. Dabei wurde das Wasch- und Niederschlagswasser durch den bleibenden Entwässerungsstollen G (Bild 2) in den Umleitstollen F abgeleitet. Noch vor Wintereinbruch konnten der Beton bis ca. 8 m unter die seinerzeitige Siltoberfläche hochgeführt, die Wellpoints gezogen und die Baugrube aufgegeben werden.

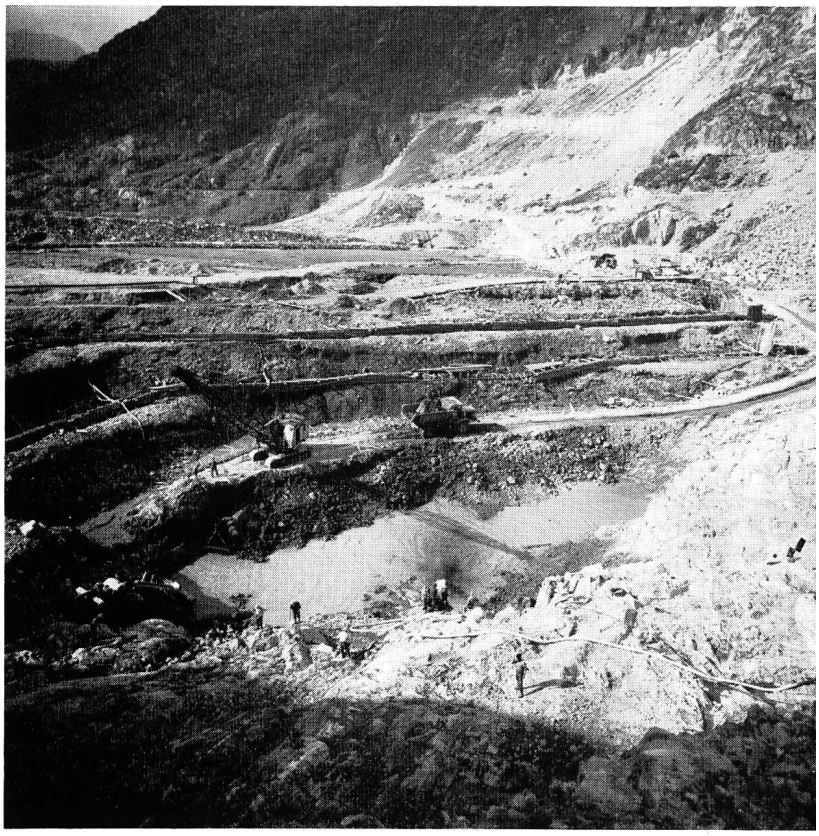


Bild 3 Baugrube in Silt für den tiefsten Mauerfuss:

a) Mittels einer dreistufigen Wellpoint-Anlage entwässerte und stabilisierte Baugrubenböschung; die oberen zwei Wellpoint-Reihen sind mit einem Sprengschutz versehen.

b) Zerfliessen des Siltes nach dem Abkippen in die Aushubdeponie.

3. FELSAUSHUB

3.1 Erste Aushubphase

Um für den vorbeschriebenen, mit einigen Unsicherheiten behafteten Lockergesteinsaushub möglichst viel Zeit und Platz zu gewinnen, begannen die Anfang September 1968 aufgenommenen Felsaushubarbeiten nicht wie üblich oben an den Talflanken, sondern zu deren Füssen. Damit konnten beidseits der Baugrube im Talboden Auffangplattformen für die nachfolgenden, höher gelegenen Abschläge geschaffen werden. Linksufrig wurde ein kleiner natürlicher Absatz auf etwa halber Mauerhöhe zu einer zusätzlichen Plattform erweitert, worauf der noch verbleibende Teil des Aushubes auf dieser Flanke bis zu Beginn der Arbeiten an der Baugrube im Talboden im Frühjahr 1969 bewältigt wurde (total ca. 70 000 m³). Der Fels erwies sich hier, wie später auch unter dem Talboden (ca. 12 000 m³), als sehr kompakt (Bild 4). Parallel dazu erfolgten die Aushubarbeiten für die Flügelmauer (ca. 4000 m³), sowie am obersten Teil der rechten Flanke. Dabei ergaben sich von Anfang an grössere Schwierigkeiten als an der Gegenseite, allein schon wegen der grösseren Steilheit der rechten Flanke (Längsschnitt in Bild 2). Zudem kam in ihr die Fundamentfläche parallel zur Streichrichtung des Hauptkluftsystems zu liegen. Dieses fällt sehr steil bergeinwärts und weist einen mittleren Kluftabstand von nur 0,6 m sowie einen hohen Durchtrennungsgrad auf.

3.2 Entdeckung einer Ruschelzone

Nach der bis zum Abschluss der Arbeiten im Talboden hinausgeschobenen Absprengung der mittleren zwei Viertel des rechtsufrigen Fundamentaushubes (total ca. 84 000 m³) trat dann am Ende der Bausaison 1969 eine Ruschelzone in Erscheinung. Sie wurde entlang dem wasserseitigen Aushubrand über rund 80 m Höhe sichtbar (Bild 5b) und setzte sich hinter der Fundamentfläche fort, mit der sie einen Horizontalwinkel von rund 60 Grad bildete (Bild 6). Der sofort ausgebrochene Verbindungsstollen auf 1863

Bild 4
Abgeschlossener Fundamentaushub auf der linken Flanke

Meter ü. M. (M in den Bildern 2 und 6) bestätigte dies und zeigte auch, dass die Ruschelzone aus scharfkantigen Felsbrocken und teilweise verlehmtem Gesteinsmehl besteht. Ihre Stärke von im Maximum 20 cm ist sehr variabel, wie denn auch die beidseitigen Felsoberflächen sehr rauh sind. Eine der Ruschelzone entsprechende Störung konnte nachträglich in dem vor Baubeginn ausgebrochenen Sondierstollen auf Kote 1778 identifiziert werden, während im 24 m tieferen Umleitstollen (F in den Bildern 1 und 2) nichts mehr gefunden wurde. Letzteres traf auch in dem vom luftseitigen Ast des Zwischenablasses (D in den Bildern 1, 2 und 6) aus vorgetriebenen Sondierstollen zu, während auf dem Rücken des Felsriegels die luftseitigen Endpunkte der daselbst sich gabelnden Störung eindeutig lokalisiert werden konnten (Punkte c in Bild 6). Daraus durfte geschlossen werden, dass die Ruschelzone den Felsriegel höchstens zur Hälfte durchschneidet.

Dessen ungeachtet wurde in den durchgeführten Stabilitätsüberprüfungen sicherheitshalber angenommen, dass die Ruschelzone den ganzen rechtsufrigen Felsriegel hinter dem Maueraufläger durchschneidet. Dabei wurde einerseits in Anlehnung an P. Londe[2]) die globale Gleitsicherheit von Felskörpern untersucht, welche durch die Ruschelzone und verschieden hoch gelegene Klüfte der beiden statisch am ungünstigsten orientierten, das heisst luftseits bzw. bergauswärts einfallenden Kluftsysteme vom Felsriegel abgetrennt sein könnten. An Kräften wurden neben dem Eigengewicht der Felskörper, die Auflagerkräfte der Staumauer, der Wasserdruck auf den Dichtungsschleier und der je nach Wirksamkeit desselben und der Drainagemassnahmen variable Auftrieb in den Trennflächen berücksichtigt, sowie die eventuellen Zusatzkräfte innerseits in Anlehnung an P. Londe[2]) die globale Gleitfolge Erdbeben. Die Resultate gelangten nach dem sehr schlagkräftigen Verfahren von K. W. John[3]) in stereographischer Projektion zur Darstellung (Bild 7), aus der sich für eine gegebene Kräftekombination und bestimmte Reibungswinkel in den Trennflächen der mögliche Gleitmodus und die Gleitsicherheit unmittelbar ablesen lassen. Es zeigte sich, dass eine Gleitbewegung nur auf den Kluftflächen in Frage kommt und der Reibungswiderstand in der Ruschelzone somit nicht von Bedeutung ist. Hingegen wirkt natürlich die Kohäsion stabilisierend. In den Kluftflächen wurde mit einem ideellen Reibungswinkel von 60 Grad gerechnet, in Anbetracht ihres geringen Durchtrennungsgrades und des bei den Scherversuchen in den Sondierstollen festgestellten Bruchverhaltens[1]). Damit ergaben sich, fast unabhängig von der Höhenlage der Kluftflächen, rund dreifache Gleitsicherheiten, welche auch durch ein Versagen der Drainagemassnahmen oder ein Erdbeben nicht wesentlich vermindert würden.

Die Stabilität des durch die Ruschelzone durchtrennt angenommenen rechtsufrigen Felsriegels wurde noch mit einem ganz andern Verfahren überprüft. Bei diesem wur-

[2]) P. Londe: Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. «Annales des ponts et chaussées» 1965, no. 1, p. 37/60.

[3]) K. W. John: Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock. «ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations» 1968, No. 2, p. 497/526, fig. 13, lit. 12.

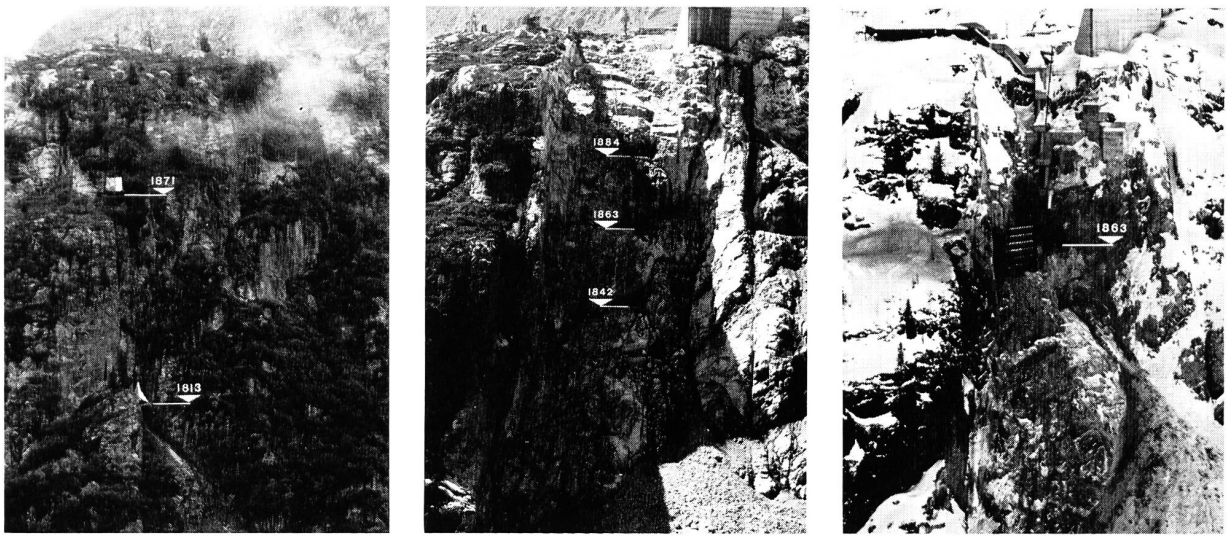


Bild 5 Rechte Felsflanke:

Links: Vor Beginn der Bauarbeiten, mit zwei Sondierbohrstellen

Mitte: Nach Abschluss des projektgemässen Aushubes mit wasserseitigem Ausbiss der Ruschelzone (rechts, in der Sonne) und Sondierstollenportalen

Rechts: Während der zusätzlichen Aushubarbeiten im Winter 1970/71

den vorerst in drei luftseits einfallenden Kluftflächen auf verschiedenen Höhen die Hauptspannungen infolge der Auflagerkräfte der Staumauer und dem Wasserdruck auf den Dichtungsschleier nach der Methode der finiten Elemente[4]) bestimmt (Bild 8, oben). Deren Ergebnisse wurden durch eine nachträglich unternommene spannungsoptische Untersuchung sehr schön bestätigt, welche auch zeigte, dass die in der Berechnung nicht möglich gewesene Nachbildung der Ruschelzone nur einen untergeordneten Einfluss auf die Spannungsverteilung hat. Anhand der Spannung entlang der Ruschelzone konnten einerseits, aus den Integralen der Normal- und Schubkomponenten (Bild 8, Mitte), die mittlere Gleitsicherheit ermittelt werden, sowie andererseits die lokalen Bruchbilder nach Mohr-Coulomb untersucht werden (Bild 8, unten). Dabei fanden zusätzlich die Auftriebskräfte in der Ruschelzone und das Gewicht der überliegenden Felsmassen Berücksichtigung. Die Teile der Ruschelzone, in denen das Bruchkriterium verletzt wurde, wurden dann in eine zweite Berechnung mit den finiten Elementen als offener Spalt eingeführt, woraus eine neue Spannungsverteilung entlang der Ruschelzone resultierte. Selbst unter solch scharfen Bedingungen ergaben sich bei einem, der scharfkantigen Beschaffenheit des Füllmaterials der Ruschelzone angemessenen Reibungswinkel von 35 Grad je nach Höhenlage anderthalb- bis über dreifache mittlere Gleitsicherheiten. Die Kohäsion stellt selbstverständlich auch im vorliegenden Fall eine bedeutende zusätzliche Sicherheitsreserve dar.

3.3 Zweite Aushubphase

Aus den Ergebnissen der vorgeschriebenen, von ungünstigen Annahmen ausgehenden Stabilitätsüberprüfungen durfte geschlossen werden, dass die Ruschelzone die Sicherheit des Staumauerfundamentes nicht in Frage stellt und dieses somit wie vorgesehen ausgeführt werden könne. Beim Feinaushub im Frühjahr 1970 traten dann aber einige klaffende Klüfte des parallel zur Fundamentfläche streichenden Hauptkluftsystems zu Tage (d in Bild 6), welche, wie die sofort ausgebrochenen Sondierstollen auf 1842 und 1884 m ü. M. zeigten, bis zur Ruschelzone hinab noch bis zu 5 cm offen standen. Unterhalb bzw. hinter derselben waren die Klüfte jedoch geschlossen, so dass angenommen werden musste, die Felspartie vor der Ruschelzone sei leicht abgesackt. Zudem wäre die zur Begrenzung der Fundamentnachgiebigkeit auf tragbare Masse erforderliche Ausinjizierung der Klüfte recht aufwendig und schwer kontrollierbar gewesen.

Aus diesen Gründen musste der zwischen Fundamentfläche und Ruschelzone liegende Fels schliesslich doch noch entfernt werden. Die luftseitige Begrenzung des zusätzlichen Aushubes bildete dabei Schieferungsflächen (e in Bild 6), welche fast lotrecht stehen und quer zum Tal streichen. Dadurch erhielt das Mauerfundament sowohl im Aufriss (Schnitt IV und V in Bild 2) wie im Grundriss die Form eines Keiles, dessen Auswirkungen auf die Krafteinleitung in den Felsriegel spannungsoptisch untersucht wurden (Bild 9).

Der zusätzliche Aushub von rund 55 000 m³ konnte nur in Stufen von maximal 15 m Höhe erfolgen, weil gleichzeitig die luftseitigen Schieferungsflächen durch intensive systematische Ankerung vor dem Aufblättern zu bewahren, sowie gewisse Sicherungsarbeiten in der freigelegten Ruschelfläche vorzunehmen waren. Da vor allem das Versetzen der Anker und die dazu nötigen Gerüstungsarbeiten viel Zeit erforderten, wurden die Arbeiten auch über den Winter 1970/71 hindurch fortgesetzt (Bild 5c), was Zusatzinstallationen auf der rechten Flanke und von allen Beteiligten einen grossen Einsatz erforderte. Dadurch sollte es möglich sein, Mitte 1971 auch auf der rechten Flanke mit der Betonierung beginnen zu können.

[4]) K. Kovary: Ein Beitrag zum Bemessungsproblem von Untertagebauten. «Schweiz. Bauzeitung» 1969, p. 687/697, fig. 25, lit. 10.

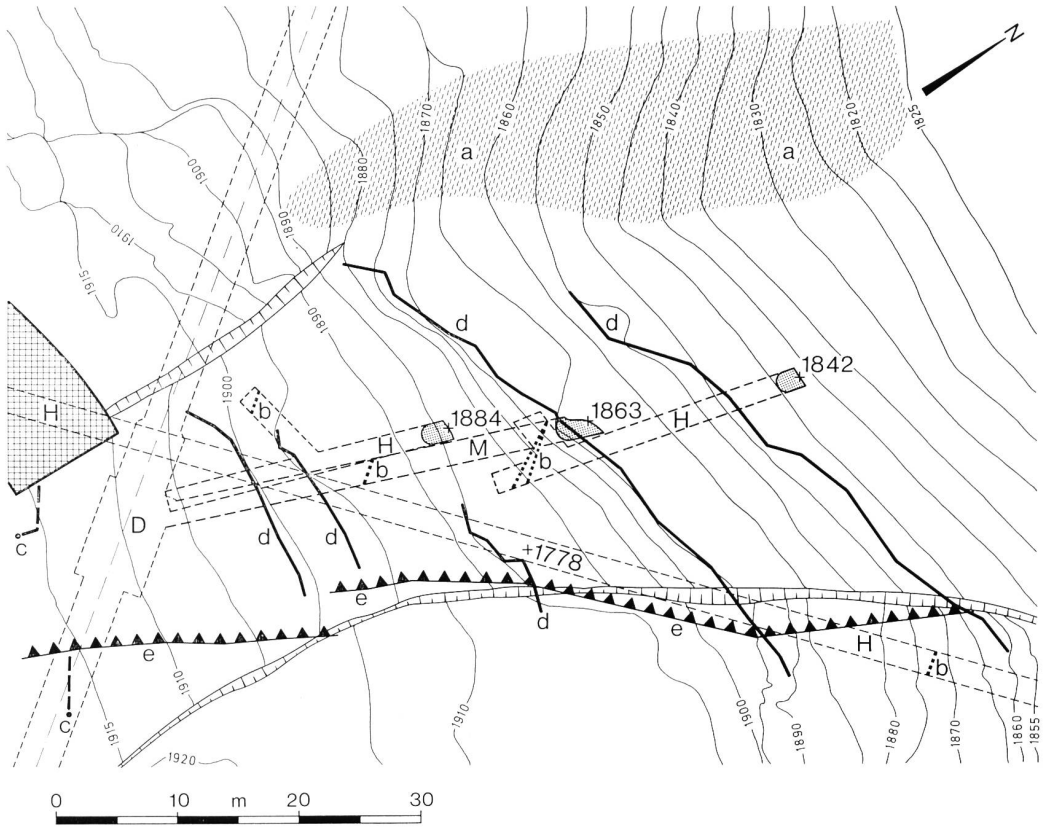


Bild 6 Plan der oberen Hälfte des projektgemässen Fundamentaushubes auf der rechten Flanke mit Eintragung der geologischen Aufschlüsse:

a = Wasserseitiger Ausbiss der Ruschelzone
b = Unterirdische Aufschlüsse der Ruschelzone
c = Luftseitige Endpunkte der Ruschelzone
d = Austritte klaffender Klüfte in der Fundamentsohle
e = Spuren luftseitiger Schieferungsflächen
D = Zwischenablass (siehe auch Bilder 1 und 2)
H = Sondierstollen
M = Verbindungsstollen zwischen Staumauer und Schieberkammer des Zwischenablasses

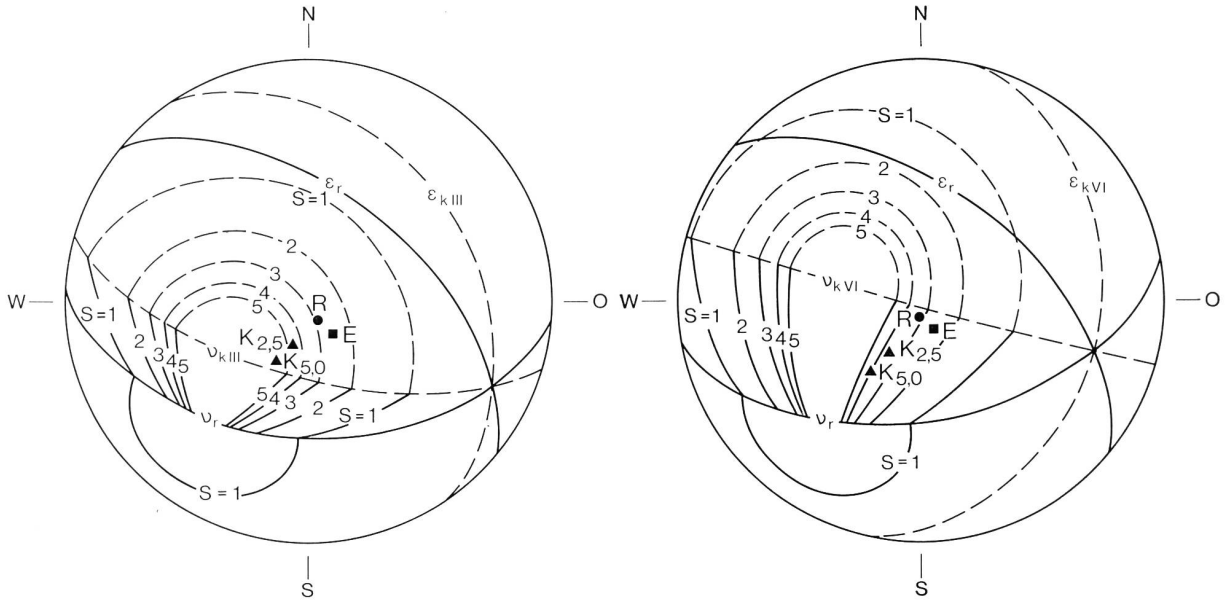


Bild 7 Einige Ergebnisse der globalen Gleitsicherheitsuntersuchung für den durch die Ruschelzone durchgetrennt angenommenen rechtsufrigen Felsriegel in der stereographischen Darstellung nach K. W. John[3])

[3]) siehe Fussnote Seite 130

ε = Verschnitt der Ruschelzonen- bzw. Kluftebene mit Lagekugel
ν = Verschnitt der Normalebenen zu ε mit Lagekugel
k = Kluftebene III/1860 bzw. VI/1900
r = Ruschelzonenebene
S = Gleitsicherheitskoeffizienten
R = Resultierende für den Normallastfall
E = Resultierende bei einem Erdbeben von 0,1 g
K = Resultierende bei 2,5 bzw. 5,0 kg/cm² Kohäsion in der Ruschelzone

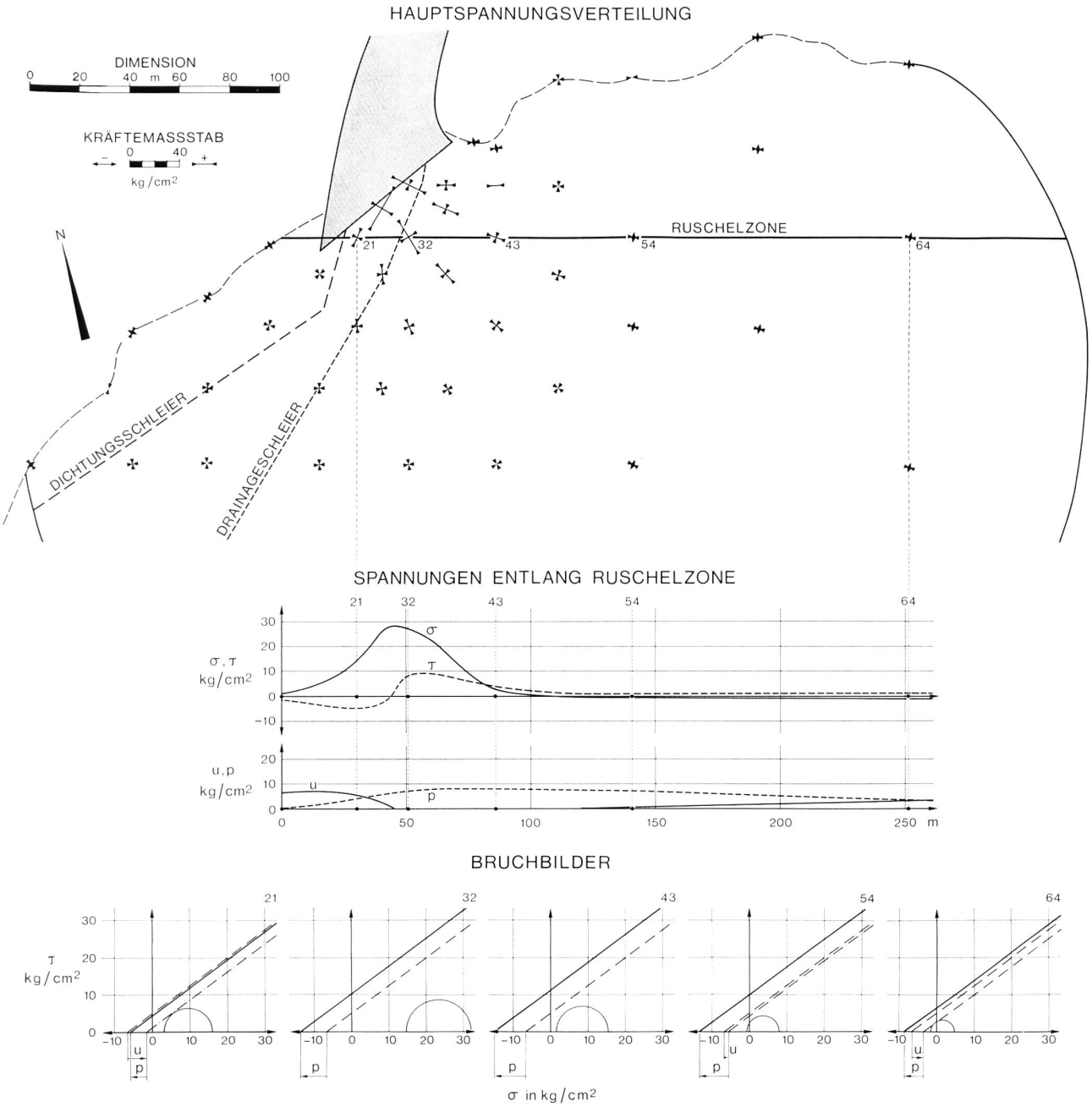


Bild 8 Nach der Methode der finiten Elemente[4]) ermittelte Hauptspannungen in einer luftseits einfallenden Kluftfläche im rechtsufrigen Felsriegel (oben) und daraus resultierende Normal- und Schubspannungen (Mitte) sowie Bruchbilder (unten) entlang der Ruschelzone:

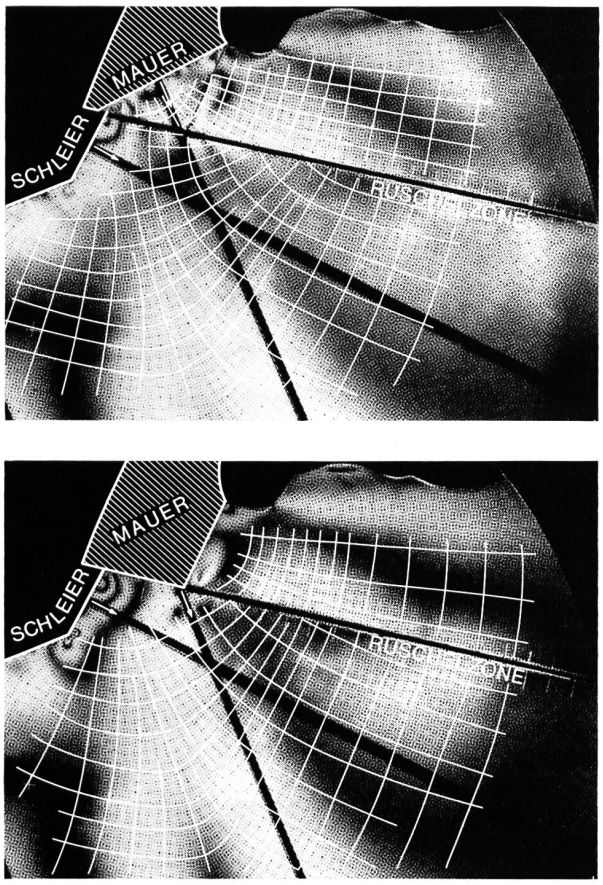
σ = Normalspannung
τ = Schubspannung
u = Porenwasserdruck (Auftrieb)
p = Gewichtsdruck

[4]) siehe Fussnote Seite 131

4. ZUSAMMENFASSUNG

Beim Fundamentaushub für die in Bau befindliche Bogenstaumauer Emosson stellten sich sowohl beim Lockergesteins- wie auch beim Felsaushub besondere Probleme. Für das tiefste Mauerfundament musste in einen wasserhaltigen und strukturempfindlichen Silt vorgedrungen werden, was dank einer dreistufigen Wellpoint-Grundwasserabsenkung ohne grössere Schwierigkeiten bewerkstelligt werden konnte. Beim Felsaushub trat rechtsufrig überraschend eine Ruschelzone in Erscheinung. Das davor liegende Gestein erwies sich als gestört und musste bis auf die Ruschelzone entfernt werden, wodurch auch ihr Einfluss auf die Sicherheit des Staumauerauflagers ausgeschaltet wurde. Um die daraus folgende Verzögerung im Bauprogramm auf ein Minimum zu reduzieren, wurden die zusätzlichen Aushubarbeiten auch über den Winter 1970/71 hindurch fortgeführt.

Die Projektierung und Bauleitung für die Staumauer Emosson liegen in den Händen der Motor-Columbus Ingenieurunternehmung AG, Baden, welcher als Berater Dr. h. c. H. Gicot, Fribourg, und Prof. G. Schnitter, Küsnacht, zur Seite stehen. Dr. G. Lombardi, Locarno, ist Experte der Bundesbehörden und die geologischen Untersuchungen erfolgen durch Dr. T. R. Schneider, Zürich. Die Ausführung der Bauarbeiten obliegt einem schweizerisch-französischen Konsortium unter Leitung der Costruzioni Stradali e Civili SA, Lugano.



Bilder 9a und b Spannungsoptische Ueberprüfung des Einflusses des zusätzlichen Fundamentaushubes in der untersuchten Kluftfläche (Bild 8 oben); links oben (Bild 9a) mit Hauptspannungstrajektorien ohne, unten mit Zusatzaushub.

Adresse des Verfassers:
N. Schnitter, dipl. Ing. ETH, Vizedirektor der
Motor-Columbus Ingenieurunternehmung AG, 5400 Baden

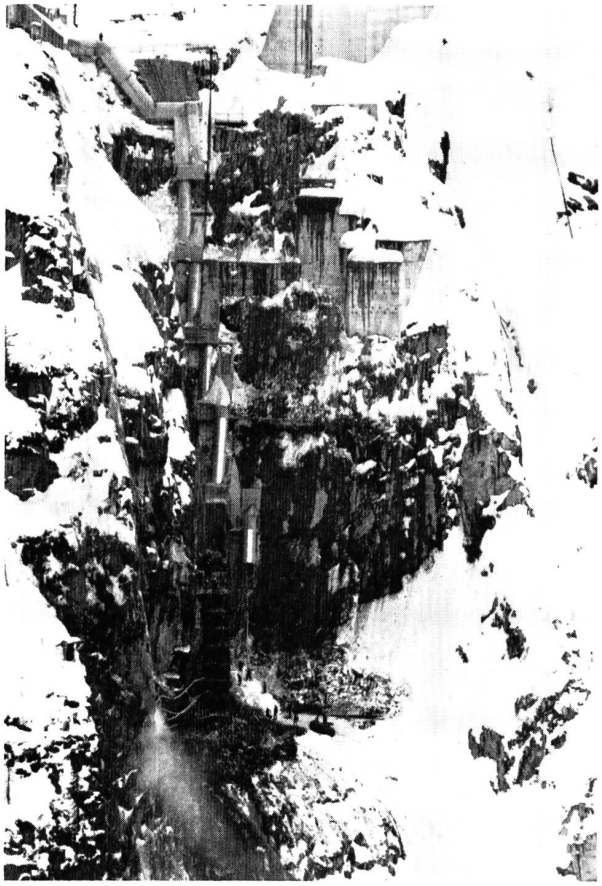


Bild 10 Winterarbeit auf Emosson; rechtes Talsperren-Widerlager. (Aufnahme vom 25. März 1971)

Bildernachweis:
M. Darbellay: Photos 3a und b, 4, 5b und c
N. Schnitter: Photo 5a
Brown, Boveri & Co. AG: Photos 9a und b
G. A. Töndury: Photo 10

SEIT 75 JAHREN EICHUNGEN HYDROMETRISCHER FLÜGEL BEIM EIDG. AMT FÜR WASSERWIRTSCHAFT IN DER PAPIERMÜHLE BEI BERN

Max Fischer

DK 551.48.018

Schon beim Einsatz der ersten Woltmann'schen Flügel hat man erkannt, dass die Drehzahl in Funktion der Strömungsgeschwindigkeit experimentell bestimmt werden muss. Aus dieser Erkenntnis heraus hat das Hydrographische Büro als Vorgängerin der Unterabteilung Landeshydrographie unseres Amtes, schon 1896, also vor 75 Jahren, eine Flügeleichanlage betrieben. Diese Anlage war vor allem für die amtseigenen Instrumente bestimmt, doch wurden auch private Eichaufträge angenommen. Auf Bild 1 ist der von Hand betriebene Messwagen ersichtlich. Im Vordergrund erkennt man Dr. Epper, den damaligen Direktor des Hydrographischen Büros, welcher sich durch verschiedene Entdekkungen auf diesem Gebiet einen Namen gemacht hat.

Der Schlepptank hatte eine Länge von 130 m, eine Breite und Wassertiefe von je 1,20 m.

Im Zeitabschnitt von 1914 bis 1950 war über dem gleichen Tank ein elektrisch angetriebener Messwagen in Betrieb. Die maximale Schleppgeschwindigkeit betrug 5 m/s. 1951 wurde die ganz neu konzipierte Anlage mit einem 140 m langen, 4 m breiten und 2 m tiefen Tank gebaut. Die Anlage wurde in eine Halle verlegt, um die von Wind und Temperaturdifferenzen verursachten Strömungen auszuschalten. Mittels einer elektronischen Steuerung wurde der Messwagen auf konstante Schleppgeschwindigkeit geregelt. Die höchste Fahrgeschwindigkeit betrug 8 m/s.

Die immer steigenden Anforderungen an die Flügeleichungen hinsichtlich Genauigkeit zwangen uns, die Anlage im Jahre 1967 nochmals zu modernisieren. Bild 2 zeigt den Eichtank mit dem Schleppwagen, Bild 3 das Kommandopult. Die elektronische Steuerung, der Schleppwagen, die Schienen und das Signalübertragungssystem wurden erneuert. Die übliche Registriereinrichtung für die Messwerte wurde durch eine elektronische Zählvorrichtung mit Digitalanzeige ergänzt. Dies war nötig, um die hohen Impulsfrequenzen der immer mehr aufkommenden 1-Tourenkontaktflügel erfassen zu können. Der Weg wird