

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 87 (1969)  
**Heft:** 24

**Artikel:** Geomechanische Untersuchungen für die Staumauer Emosson  
**Autor:** Schnitter, N. / Scheider, T.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-70715>

### **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>**

## Geomechanische Untersuchungen für die Staumauer Emosson

DK 627.81:624.131

Von N. Schnitter, dipl. Ing. ETH, Motor-Columbus AG, Baden, und Dr. T. Schneider, Beratender Geologe, Zürich

### 1. Einleitung

Die Staumauer Emosson wird den Hauptspeicher aufstauen für die gleichnamige Kraftwerkgruppe, 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'Eosson S. A., Martigny, die Electricité de France und die schweizerische Gruppe Motor-Columbus/A TEL je zur Hälfte beteiligt. Die gesamten Anlagekosten wurden auf 520 Mio SFr. veranschlagt, 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 m<sup>3</sup> aufweisen, einschliesslich des durch ihn eingestauten Stausees

Barberine. Das letzterem entsprechende Volumen von 39 Mio m<sup>3</sup> sowie weitere 16 Mio m<sup>3</sup> werden im neuen Speicher den SBB reserviert bleiben für ihre bestehenden Kraftwerke Barberine und Vernayaz. Die Sperrstelle Emosson (Bild 1) liegt etwa 2 km unterhalb der Staumauer Barberine in einer kurzen Schlucht durch den markanten Felsriegel, welcher den letzten Abschluss des Barberine-Tales vor dessen Absturz ins Haupttal der Eau Noire bildet. Die vorzügliche Eignung der Sperrstelle, besonders für eine Bogenstaumauer, ist augenfällig (Bild 2). Deren Hauptabmessungen lauten:

Grösste Höhe . . . . .	180 m
Kronenlänge . . . . .	526 m
Betonvolumen . . . . .	1,1 Mio m <sup>3</sup>

Bild 1. Gesamtansicht des Speichers Emosson von der Luftseite. Im Hintergrund der alte Stausee Barberine der SBB, im Vordergrund rechts ein Teil der Installationen für den Bau der Staumauer



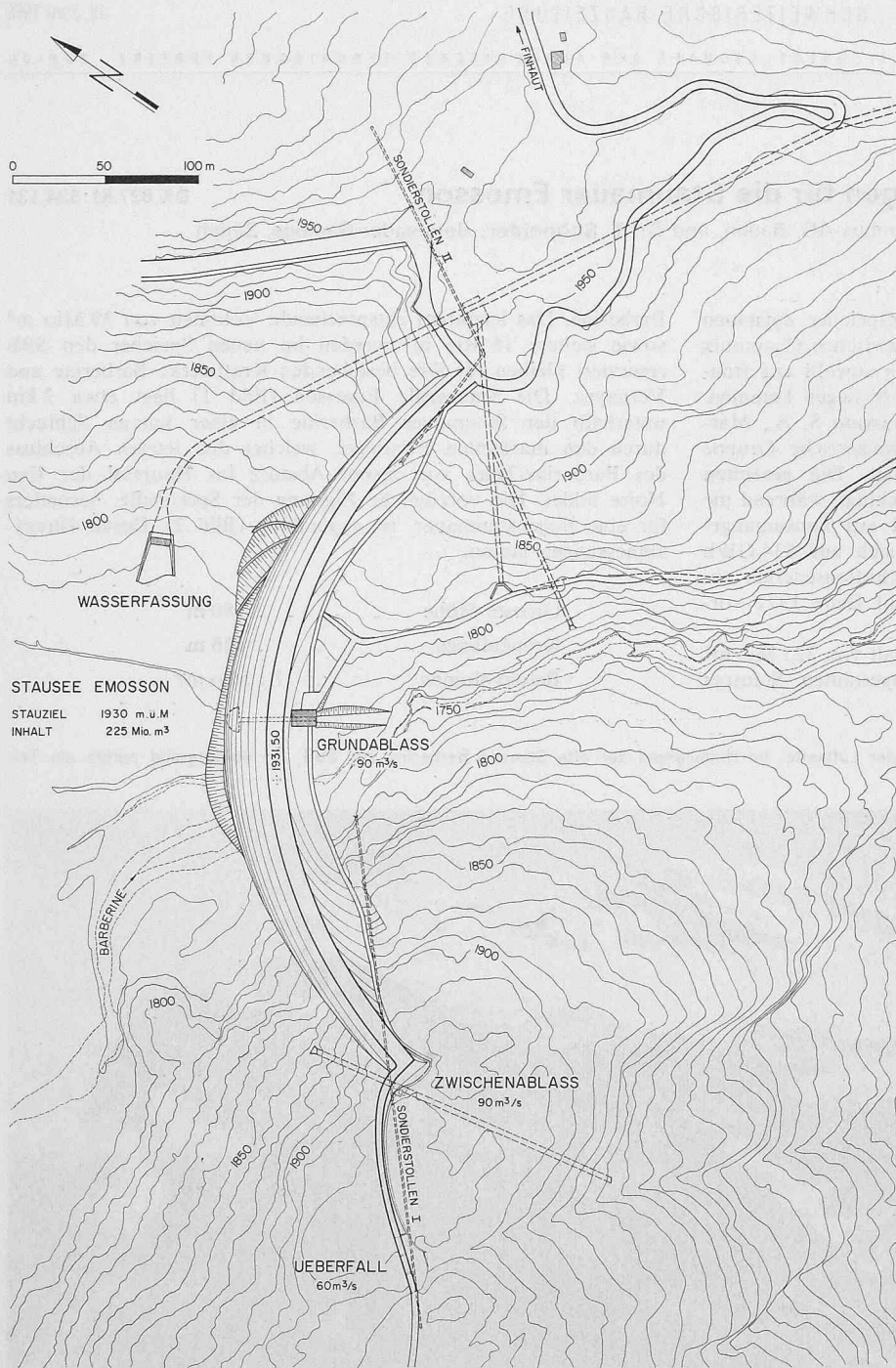


Bild 2. Lageplan der Bogenstaumauer, 1:4000

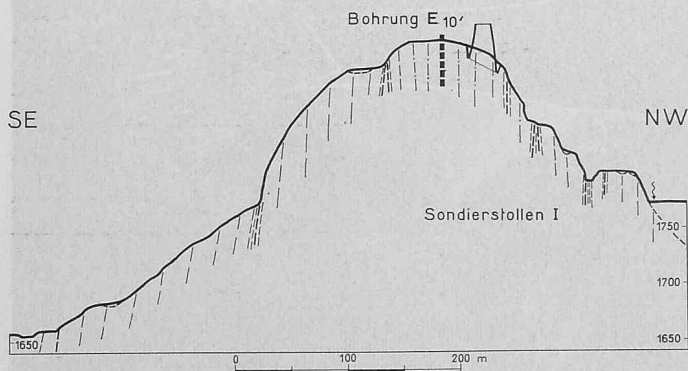


Bild 3. Querschnitt durch den rechtsufrigen Felsriegel

Günstig sind auch die Fundationsverhältnisse, sowohl bezüglich der Festigkeit des Gesteins als auch der weitgehend möglichen Einleitung der Auflagerkräfte senkrecht zur Felsoberfläche. Letztere wird nun aber nicht von den Talflanken direkt gebildet, sondern von der Wasserseite des beidseits aus diesen hervorspringenden Felsriegels, welcher luftseitig Hunderte von Metern steil abfällt und zudem rechtsufrig nicht bis an das gewählte Stauziel hinauf reicht (Bild 3). Vor allem auf der rechten Seite bildet der Felsriegel somit integrierenden Bestandteil des Sperrbauwerks und hat neben den Auflagerkräften der Staumauer auch noch einen erheblichen direkten Wasserdruck aufzunehmen. Eine eingehende Untersuchung der Festigkeit und Standsicherheit des Felsriegels war damit geboten.

## 2. Geologie

Die geologischen Untersuchungen an der Sperrstelle Emosson können in groben Zügen in zwei Phasen aufgeteilt werden. In der ersten Phase wurde nach den üblichen Methoden die Region geologisch-petrographisch beschrieben. Die Beschreibung stützte

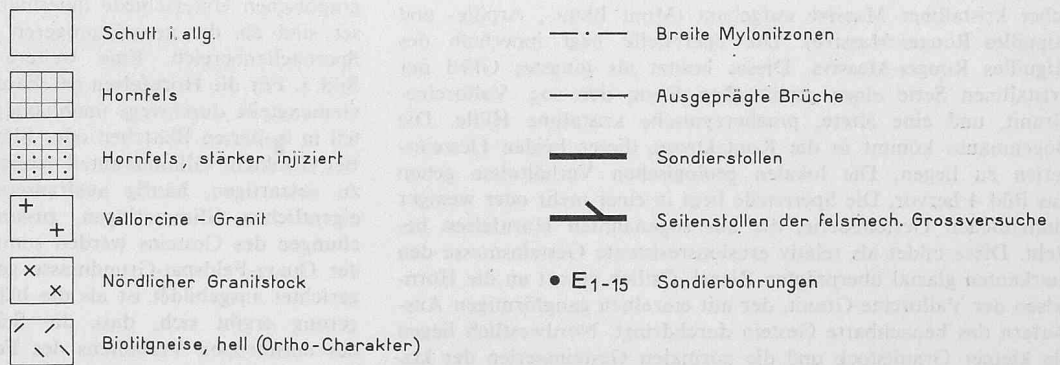
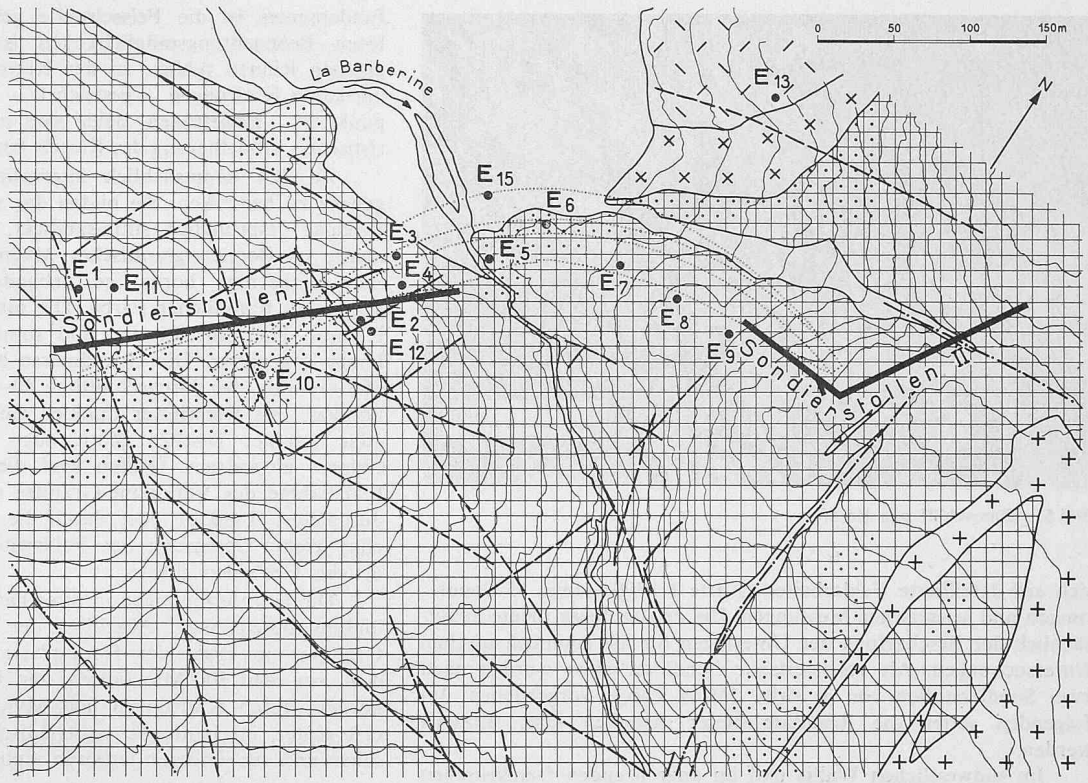


Bild 4. Geologische Karte der Sperrstelle mit Angabe der Sondierstollen und -bohrungen, 1:5000

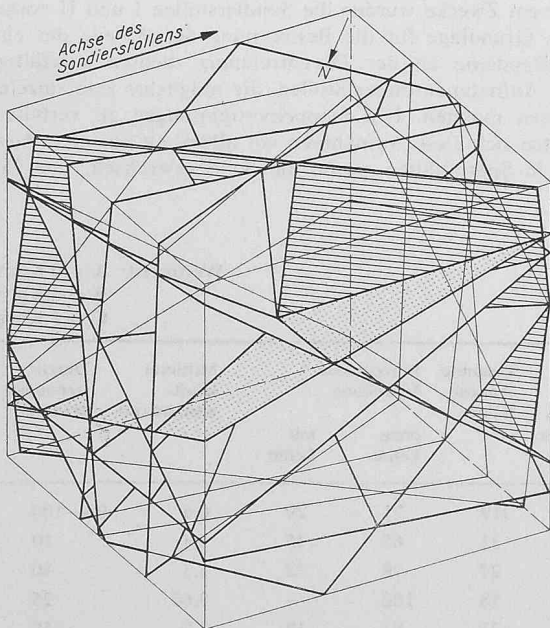


Bild 6. Kluftdiagramm für den rechtsufrigen Sondierstollen I

Tabelle 1. Statistische Auswertung des Kluftdiagramms Bild 6

System	Mittelwert	Streuung	Zahl der Messungen	Häufigkeit %
Schieferung	N30E/97E	75-40E/80W-75E	—	—
Klufsystem I	N107E/90S	80-140E/75S-85N	128	59
II	N118E/58N	95-130E/40-70N	15	7
III	N162E/36E	130-190E/20-50E	14	7
IV	N50E/40W	25-90E/20-55W	11	5
V	N140E/42S	115-160E/30-60S	11	5
VI	N74E/30E	10-50E/15-60E	8	4
VII	N72E/90N	55-85E/75-100N	8	4
VIII	N65E/90S	60-75E/80-95S	5	2
Einzelmessung	—	—	15	7
		total	215	100

(100<sup>g</sup>-Teilung)

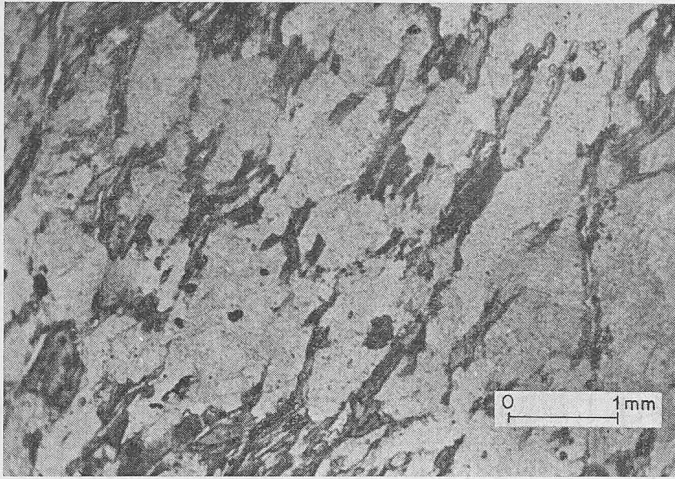


Bild 5. Dünnschliff aus Hornfels

sich auf detaillierte Feldarbeiten (Karte 1:1000) sowie 15 Sondierungen und seismischen Messungen. Die zweite Phase diente hauptsächlich der Beschaffung der Unterlagen für die geomechanischen Untersuchungen. Als vorbereitende Sondierarbeiten wurden dazu zwei Sondierstollen von je zirka 250 m Länge vorgetrieben. Im folgenden sollen die Resultate dieser Arbeiten kurz skizziert werden.

Im südwestlichen Wallis und im angrenzenden französischen Gebiet wird der zentrale Alpenkörper durch eine Reihe herzynischer kristalliner Massivs aufgebaut (Mont Blanc-, Arpille- und Aiguilles Rouges-Massivs). Die Sperrstelle liegt innerhalb des Aiguilles Rouges-Massivs. Dieses besitzt als jüngstes Glied der kristallinen Serie einen granitischen Kern, den sog. Vallorcine-Granit, und eine ältere, praeherzynische kristalline Hülle. Die Bogenmauer kommt in die Kontaktzone dieser beiden Gesteinsserien zu liegen. Die lokalen geologischen Verhältnisse gehen aus Bild 4 hervor. Die Sperrstelle liegt in einer mehr oder weniger einheitlichen Gesteinsserie, die aus sogenannten Hornfels besteht. Diese bildet als relativ erosionsresistente Gesteinsmasse den markanten glazial überprägten Riegel. Östlich grenzt an die Hornfels der Vallorcine-Granit, der mit einzelnen gangförmigen Ausläufern das benachbarte Gestein durchdringt. Nordwestlich liegen ein kleiner Granitstock und die normalen Gesteinsserien der kristallinen Hülle des Massivs. Die Schuttbedeckung des Felsriegels ist vernachlässigbar klein und besteht aus vereinzelt dünnen, heute bewachsenen Gehängeschutt- und Moränenresten. Einzig die stärkere Verwitterungsanfälligkeit der Mylonitzonen führte lokal zu einer mehr oder weniger mächtigen Schuttauuffüllung der entstandenen Runsen. Die Verwitterung der Hornfels ist unbedeutend. Eine Bestimmung des portugiesischen Index  $i$  ergab nur 0,01 %.

Bergwärts des Riegels liegt die glaziale Übertiefung der Ebene von Emosson, die mit mächtigen Lockergesteinsmassen teilweise wieder aufgefüllt wurde. Wasserseits der Sperrstelle taucht der Glazialkolk rasch in die Tiefe. Im Bereich des Mauer-

fundamentes ist die Felsschwelle geschlossen. Aus den lückenlosen Beobachtungsmöglichkeiten ist zu schliessen, dass subglaziale Rinnen fehlen. In der Karte (Bild 4) sind im weiteren markante Klüftungen – gestrichelt – und Mylonitzonen – strichpunktiert – eingetragen. Beide sind massgeblich an der charakteristischen Modellierung des Riegels beteiligt.

Zu den hauptsächlich interessierenden Hornfels ist folgendes zu bemerken: Sie bilden das normale kontaktmetamorphe Produkt ursprünglich siltig-sandiger, nur schwach toniger Sedimente im Bereich granitischer Magma-Intrusionen. Es sind dies sehr feinkörnige, hornartige, gebänderte Gesteine von grünlichgrauer bis bräunlicher Farbe. Die mittlere Korngrösse liegt unter 0,5 mm. Die Einzelkörner sind somit von Auge meistens noch knapp erkennbar. Die Grundmasse bildet ein feines Quarz-Feldspat-Gewebe, das durchschnittlich 80–85 % des Gesteinsvolumens umfasst. Als wichtigster dunkler Gemengteil ist entweder mehr oder weniger frischer Biotit oder dessen Zersetzungsprodukt, Chlorit, eingestreut. Örtlich sind die Hornfels als Folge der Platznahme des Vallorcine-Granites stärker aplitisch-pegmatitisch durchadert (Punkte), oder durch die Stoffzufuhr entwickelte sich eine leichte Sprossung der Feldspäte, die lokal zu augengneisartigen Gesteinen führte.

Die Hornfels lagen in ihrer heutigen petrographischen Ausbildung bereits nach Abschluss der Platznahme des Vallorcine-Granites am Ende der Hauptphase des herzynischen Orogens, d. h. vor rund 300 Mio Jahren, vor. Die Durchtrennung des Felskörpers durch Klüftungen und Mylonite erfolgte wahrscheinlich erst später, im Laufe der vortriadischen Nachphase des herzynischen und des jüngeren tertiären alpinen Orogens.

Die Dünnschliffuntersuchungen ergaben, dass die petrographischen Unterschiede innerhalb des Handstückbereiches grösser sind als die grossräumigeren Differenzen über den ganzen Sperrstellenbereich. Eine weitere wichtige Beobachtung zeigt Bild 5. Für die Hornfels ist charakteristisch, dass die blätterigen Gemengteile durchwegs unabhängig von deren prozentuellem Anteil in isolierten Blättchen oder Blättchengruppen angeordnet sind. Bei erhöhtem Glimmeranteil schliessen sich die Blättchengruppen zu netzartigen, häufig ausfransenden Geweben, jedoch nie zu eigentlichen Glimmerlagen, zusammen. Mechanische Beanspruchungen des Gesteins werden somit praktisch ausschliesslich von der Quarz-Feldspat-Grundmasse getragen, die bedeutend weniger gerichtet ausgebildet ist als die blätterigen Gemengteile. Als Folgerung ergibt sich, dass die Schieferungsrichtung hinsichtlich des anisotropen Verhaltens des Felskörpers nur von sekundärer Bedeutung ist.

Die mechanischen Eigenschaften der Mauerwiderlager werden somit hauptsächlich durch die Durchtrennung des Felskörpers bestimmt. Um diese zu erfassen, sind vor allem lückenlose Aufschlüsse notwendig, die auch einen Einblick ins Berginnere erlauben. Zu diesem Zwecke wurden die Sondierstollen I und II vorgerieben. Als Grundlage für die Bestimmung der Anteile der einzelnen Kluftsysteme an der Durchtrennung dienten sorgfältige geologische Aufnahmen dieser Stollen, die möglichst jede einzelne Kluft erfassen mussten. Um Doppelbestimmungen zu verhüten, konzentrierten sich diese Aufnahmen vor allem auf das eine Parameter. Nur in Spezialfällen wurde die Seite gewechselt. Die Zu-

Tabelle 2. Sondierstollen I: Verlehmung, Kluftabstände und Durchtrennungsgrad

Kluftsystem	Anzahl Klüfte ohne Lehm			Total Klüfte nach Berücksichtigung der Wertigkeit	Anzahl Klüfte mit Lehm			Total Klüfte nach Berücksichtigung der Wertigkeit	Gesamte Anzahl Klüfte	Prozentuelle Verteilung		Mittlerer Kluftabstand (m)	Durchtrennungsgrad (%)
	Wertigkeit		C		Wertigkeit		C			ohne Lehm	mit Lehm		
	A	B			A	B							
I	45	45	3	228	21	14	—	91	319	71	29	0,6	90—100
II	2	6	2	20	1	4	—	11	31	65	35	5,8	10
III	1	8	2	21	—	3	—	6	27	78	22	5,3	10
IV	1	9	—	18	—	—	—	—	18	100	—	0,65	25
V	—	8	1	17	—	2	—	4	21	81	19	7,7	~ 50
VI	1	4	3	14	—	—	—	—	14	100	—	6,4	< 50

Wertigkeit: A = 3 Klüfte  
B = 2 Klüfte  
C = 1 Kluft

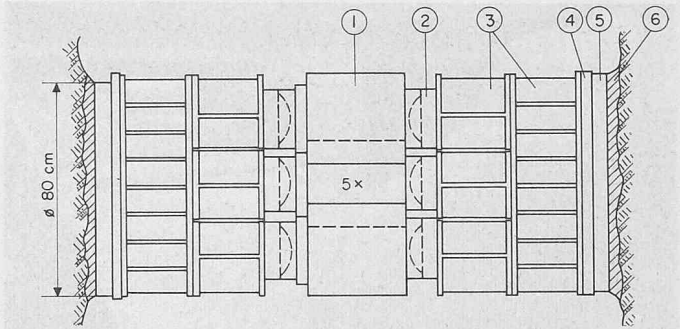
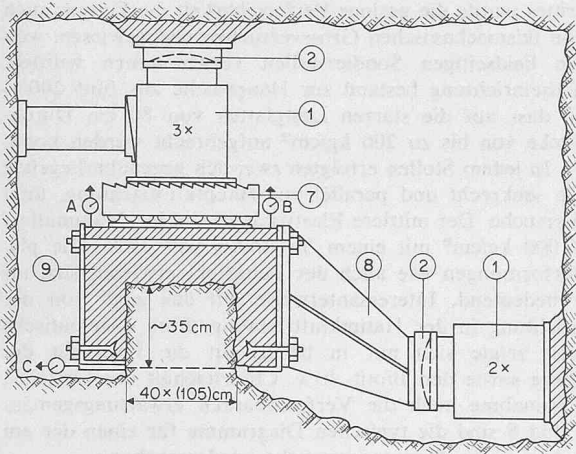


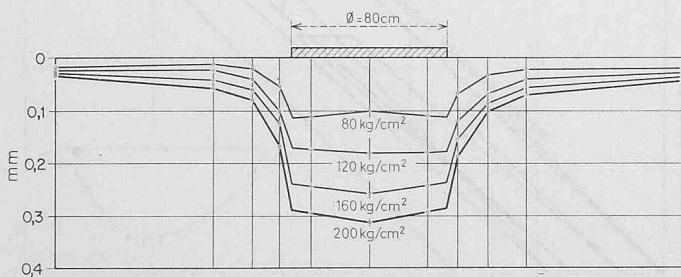
Bild 7. Apparatur für die felsmechanischen Grossversuche; links für Scherversuche, rechts für Verformungsversuche (Grundrisse)  
 1 = Ölpresen zu 100 t, 2 = Kugelkalottenlager, 3 = Verstärkte DIN-26-Träger, 4 = Eisenplatte 80 × 80 × 2 cm, 5 = Blechplatte ø 80 cm, 6 = Mörtel-Ausgleichsschicht, 7 = Rollenlager, 8 = Anschulsträger, 9 = Betonummantelung, A, B, C = Verschiebungs-Messuhren

ordnung der einzelnen Messungen zu den verschiedenen Kluftsystemen erfolgte mit Hilfe von stereographischen Projektionen. Das Resultat dieser Auswertungen für das rechte Widerlager zeigt Bild 6, während die Tabelle I die statistische Auswertung enthält. Insgesamt konnten acht Systeme ausgeschieden werden. Die Zusammenstellung erfasst die mittlere Lage, die Streuung, die Zahl der Messungen und deren prozentuale Anteile an der Gesamtzahl der Messungen. Links ist das zugehörige Kluftdiagramm, orientiert nach der Achse des Sondierstollens, mit Betrachtungsrichtung von der Wasserseite in Richtung Riegel, eingezeichnet. Aus der Statistik geht eindeutig hervor, dass mit 59% aller Messungen die massgebende Durchtrennung des rechten Widerlagers durch das Kluftsystem I (schraffiert) erfolgt. Sämtliche anderen Systeme sind nur untergeordnet beteiligt. Für das statische Verhalten des Widerlagers ungünstig verläuft hauptsächlich das Kluftsystem VI (punktirt), das leicht talwärts einfällt. Aehnliche Verhältnisse liegen auf der linken Talseite vor.

Mit diesem Auswerteverfahren wurde die räumliche Orientierung der Kluftsysteme erfasst. Die weiteren charakteristischen Grössen wie mittlerer Kluftabstand, Durchtrennungsgrad und

Oeffnungsweite liessen sich folgendermassen ermitteln: Aus der Zahl der einzelnen Messungen konnte, in Verbindung mit den Wertigkeiten (Tabelle 2), die Gesamtzahl der von den linearen Stollenaufschlüssen durchfahrenen Kluftflächen abgezählt werden. Aus den gegenseitigen Lagebeziehungen zwischen den Kluftflächen und der Stollenachse, d. h. der Abzählrichtung, liess sich anschliessend der mittlere Kluftabstand bestimmen. Die Auszählungen erlaubten gleichzeitig die Ermittlung der prozentualen Anteile verlehmtor Klüfte.

Der Durchtrennungsgrad stellt eine bedeutend schwieriger zu erfassende Grösse dar. Wesentlich ist, dass er immer auf eine bestimmte Objektgrösse — im vorliegenden Falle auf die Ausdehnung des Riegels — bezogen wird. Er wurde durch Verfolgung der Länge der Ausbisslinien einzelner Kluftflächen in mindestens zwei Richtungen (z. B. Sondierstollen und Schlucht wand) und Abschätzung der durch sie begrenzten Fläche, bezogen auf den gesamten Riegel, bestimmt. Die Oeffnungsweiten der Klüfte konnten in den Sondierstollen direkt beobachtet werden. Tabelle 2 enthält die Zusammenstellung der Resultate dieser Untersuchungen für das rechte Widerlager.



$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta y} \cdot \phi \cdot \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2)$$

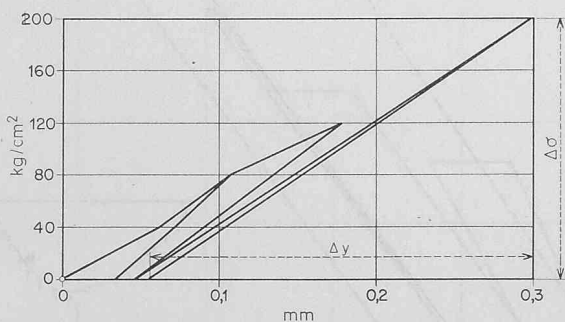


Bild 8. Ergebnisse eines Verformungsversuchs senkrecht zur Hauptklüftung im linksufrigen Sondierstollen II; oben Einsenkungsbilder für verschiedene Laststufen, darunter mittlere Platteneinsenkung in Funktion der Belastung

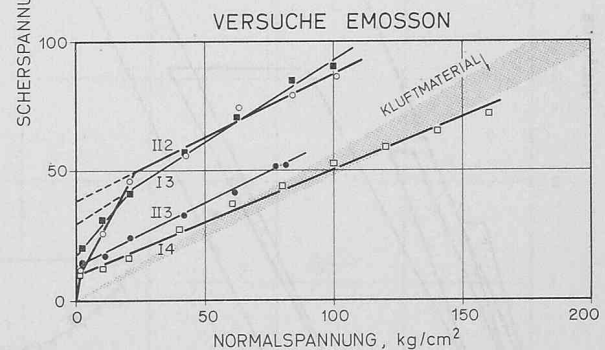
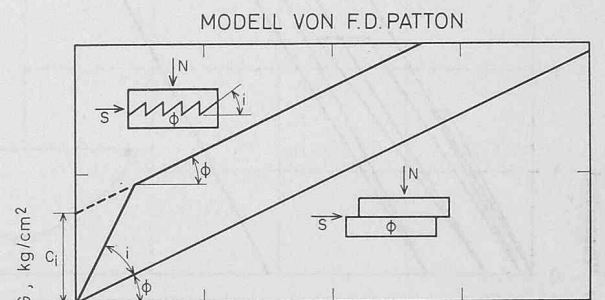


Bild 9. Zusammenfassung der Resultate der Modellversuche von F. D. Patton über die Scherfestigkeit glatter und verzahnter Kluftflächen (oben) und Vergleich mit den Ergebnissen der Scherversuche parallel zur Hauptklüftung in beiden Sondierstollen Eموsson (unten) sowie an Kluftmaterial (punktierter Bereich)

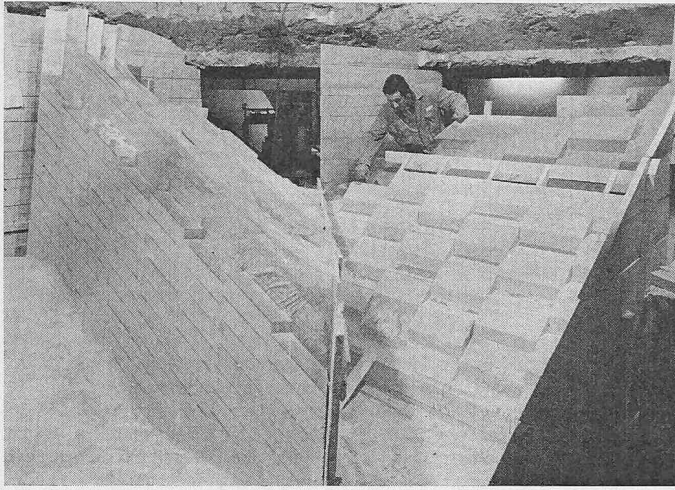


Bild 10. Luftseitige Ansicht des geomechanischen Modells 1:100 während des Baues. Die steil stehenden Hauptklüfte wurden durchgehend dargestellt, während die flach liegenden Nebenküfte um je 50 % versetzt wurden

### 3. Felsversuche

Zur Ergänzung der geologischen Klassifikation des vorliegenden Gesteins erfolgten als erste felsmechanische Versuche solche an Bohrkernen aus den verschiedenen Sondierbohrungen. Sie ergaben bei annehmbaren Streumassen eine mittlere Druckfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung von rund  $1200 \text{ kg/cm}^2$  und einen mittleren Elastizitätsmodul von  $720\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Die hohe Qualität des Gesteins wurde bestätigt durch geoseismische Untersuchungen, welche Elastizitätsmoduli zwischen  $500\,000$  und  $600\,000 \text{ kg/cm}^2$  zeitigten. Das letztgenannte Prüfverfahren, bei welchem das ganze Fundament in der Art eines Röntgenbildes durchleuchtet wird, bestätigte auch die bereits geologisch nachgewiesene Gleichmässigkeit der Felsverhältnisse an der gesamten Sperrstelle.

Als drittes wurde die geringe Verformbarkeit des Felsens auch im Zuge von felsmechanischen Grossversuchen nachgewiesen, welche in den beidseitigen Sondierstollen vorgenommen wurden. Die Versuchseinrichtung bestand zur Hauptsache aus fünf 200 t-Pressen, so dass auf die starren Lastplatten von 80 cm Durchmesser Drücke von bis zu  $200 \text{ kg/cm}^2$  aufgebracht werden konnten (Bild 7). In jedem Stollen erfolgten zwei sich gegenüberliegende Versuche je senkrecht und parallel zur Hauptkluftrichtung, total also acht Versuche. Der mittlere Elastizitätsmodul bei Maximallast betrug  $460\,000 \text{ kg/cm}^2$  mit einem Streumass von 35%. Die plastischen Verformungen wie auch der Zeiteffekt erwiesen sich als nicht sehr bedeutend. Interessanterweise gilt das auch von der Belastungsrichtung in der Hauptkluftrichtung. Eine systematische Abhängigkeit zeigte sich nur in bezug auf die Intensität der Durchklüftung sowie den Biotit- bzw. Chloritgehalt des Gesteins, mit deren Zunahme auch die Verformbarkeit erwartungsgemäss wuchs. In Bild 8 sind die typischen Diagramme für einen der am besten gelungenen Verformungsversuche wiedergegeben.

Im wesentlichen die gleiche Versuchsapparatur konnte sodann für die Scherversuche parallel zu den Hauptklüften und die nachfolgenden Gleitversuche von Betonkörpern auf denselben verwendet werden. Die Versuche erfolgten derart, dass die Versuchskörper zuerst unter geringer Normalspannung abgeschert und dann unter stufenweiser Erhöhung derselben weitergeschoben wurden. Die Resultate der Scherversuche sind im untern Teil von Bild 9 zusammengestellt und entsprechend den Ergebnissen der Modellversuche von F. D. Patton<sup>1)</sup> (oberer Teil von Bild 9) ausgewertet. In Übereinstimmung mit denselben waren die Klufflächen bei den Versuchen I 4 und II 3 relativ glatt, während sie bei den Versuchen I 3 und II 2 recht bedeutende Unebenheiten bzw. Verzahnungen aufwiesen. Zudem verlaufen die oberen Teile der Bruchlinien tatsächlich mehr oder weniger parallel zu ein-

1) F. D. Patton: Multiple Modes of Shear Failure in Rock. First Congress of the Int. Soc. of Rock Mechanics, Lisbon 1966, vol. 1, p. 509—513, fig. 7.

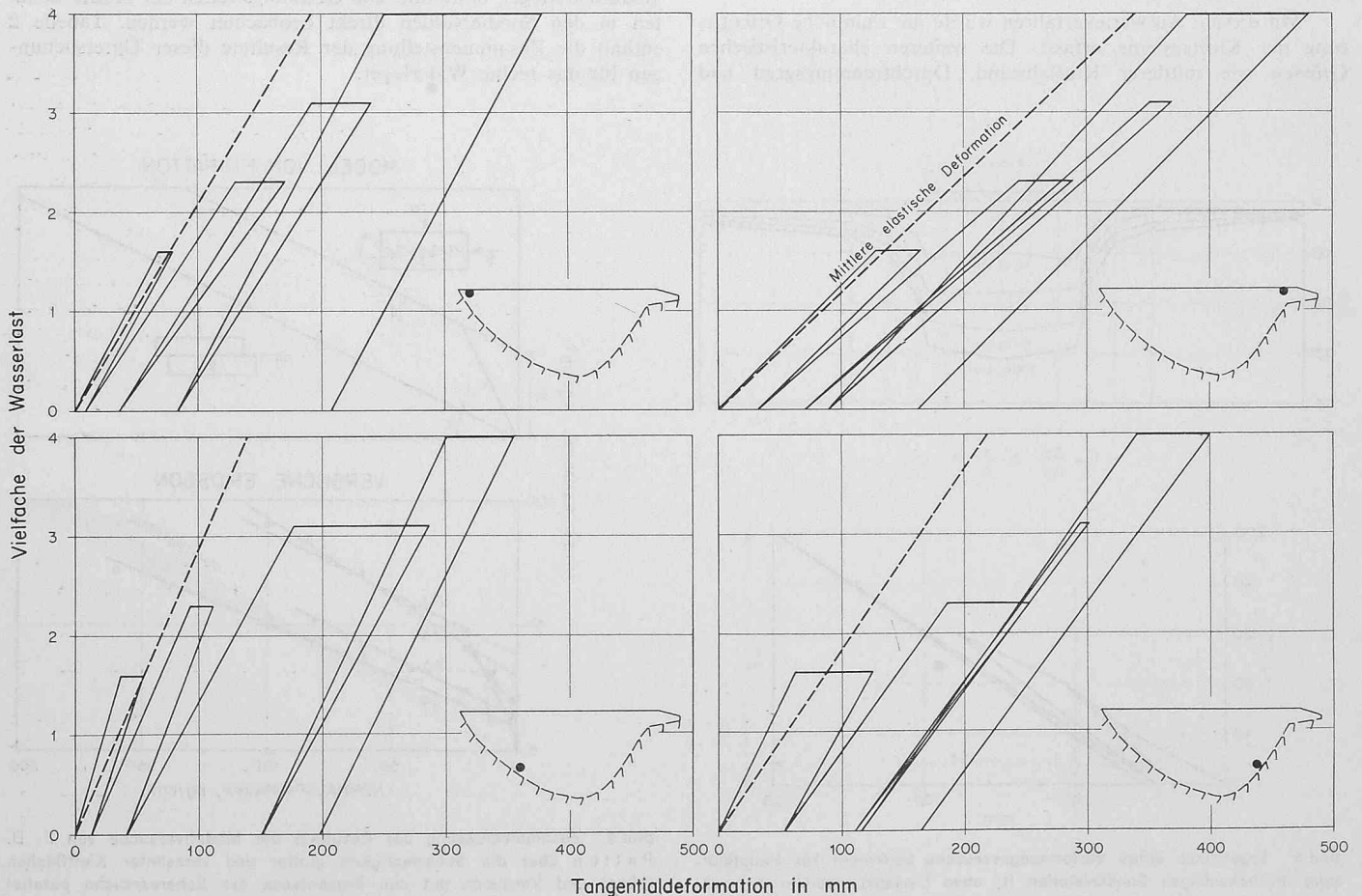


Bild 11. Am geomechanischen Modell gemessene Tangentialverformungen korrespondierender Randpunkte der Staumauerluftseite

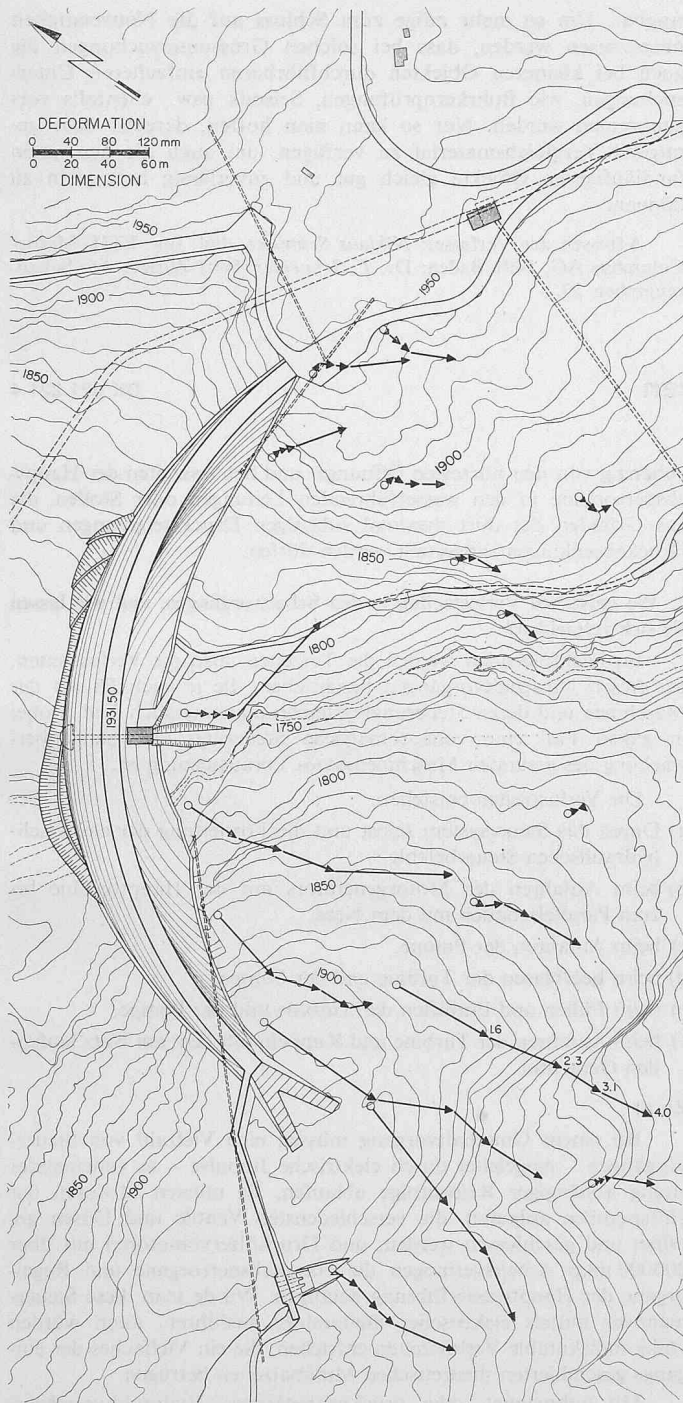


Bild 12. Am geomechanischen Modell gemessene horizontale Gesamtverformungen des Felsuntergrundes, je bei 1,6-, 2,3-, 3,1- und 4-facher Wasserlast (Mauergrundriss entspricht Vorprojekt)

ander sowie zum Bereich der Scherfestigkeit des aus dem Gestein selbst entstandenen, d. h. nicht eingeschwemmten Füllmaterials der Klüfte.

#### 4. Stabilitätsuntersuchungen

Die geologischen Erhebungen und die Felsuntersuchungen lieferten nun die Unterlagen für die Ueberprüfung der Standsicherheit des Felsriegels, auf den sich die Bogenstaumauer Emosson, wie eingangs erwähnt, beidseitig abstützt. Neben rechnerischen Untersuchungen erfolgte dieser Stabilitätsnachweis zur Hauptsache an einem an der ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture) in Bergamo erstellten geomechanischen Modell im Massstab 1:100. Dabei wurden das Hauptklufsystem sowie das statisch gefährlichste Nebenkluftsystem und aus modelltechnischen Gründen auch einige Schieferungsflächen schematisiert nachgebildet, d. h. der ganze Sperrenuntergrund wurde aus einer

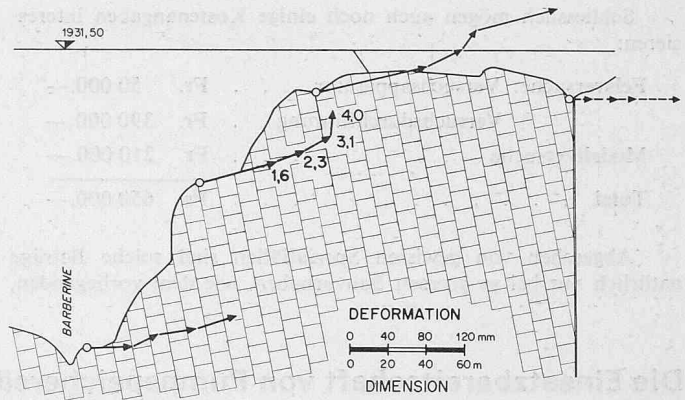


Bild 13. Am geomechanischen Modell gemessene Gesamtverformungen des rechtsufrigen Felsriegels in Richtung senkrecht auf die Mylonitzone, je bei 1,6-, 2,3-, 3,1- und 4-facher Wasserlast

Vielzahl von Blöcken aufgebaut (Bild 10). Entsprechend den an der Sperrstelle festgestellten Durchtrennungsgraden waren die Hauptklüfte durchgehend, während die Nebenklüfte über die Hälfte ihrer Ausdehnung versetzt wurden. Ebenfalls dargestellt wurden zwei ausgeprägte Mylonitzonen, welche gleichzeitig die beidseitigen Begrenzungen des Modells bildeten. Wasserseitig wurde das Modell durch die Ebene des Dichtungsschleiers begrenzt, auf die der volle Wasserdruck, unabhängig von der Belastung der Staumauer, aufgebracht werden konnte. Es mag vorweggenommen werden, dass sich diese direkte Belastung der Dichtungsschleier nur wenig bemerkbar machte.

Der Wasserdruck kann bei dieser Art Versuch, im Gegensatz zu den üblichen statischen Modellversuchen, übrigens nur bis auf etwa das Vierfache gesteigert werden. Diese Maximallast wurde im vorliegenden Fall ohne irgendwelche Brucherscheinungen im Felsuntergrund erreicht, so dass dessen Standsicherheit grosso modo auf mindestens vier angesetzt werden kann. Zu beachten ist dabei auch, dass die Massenkräfte im Versuch nicht entsprechend dem Wasserdruck heraufgesetzt werden konnten, sondern bei ihrem Anfangswert verharrten. Dies hat auch zur Folge, dass die festgestellten, zum Teil erheblichen Deformationen quantitativ kaum voll zu nehmen sind, zumal sie teilweise auch modelltechnisch bedingt sind. Von grossem Interesse sind sie jedoch in qualitativer Beziehung. So weisen bereits die an der Staumauerluftseite gemessenen Tangentialverschiebungen (Bild 11) die auf Grund der topographischen Verhältnisse und der stärkeren Zerklüftung zu erwartende grössere Nachgiebigkeit des rechten Auflagers nach. Gleichzeitig zeigt diese Darstellung der Deformationen in Funktion der Belastung, dass man sich auch bei der maximalen vierfachen Wasserlast noch in einiger Entfernung von einem Bruch befand. Besonders deutlich geht die stärkere Verformbarkeit des Felsriegels aber aus den gemessenen Felsdeformationen hervor, wie sie in Bild 12 im Grundriss und in Bild 13 in einem Längsschnitt senkrecht zur grossen rechtsufrigen Mylonitzone dargestellt sind.

#### 5. Schlusswort

Die vorstehenden Ausführungen sollten einen ersten, kurzen Hinweis geben auf die recht umfangreichen geologischen Erhebungen und Feld- sowie Laborversuche, die in den letzten Jahren unternommen wurden, um einen möglichst realen und vollständigen Standsicherheitsnachweis für die Auflager der Bogenstaumauer Emosson zu erbringen. Gleichzeitig sollte damit auch ein Beitrag an die erst im Entstehen begriffenen felsmechanischen Kenntnisse geleistet werden. Mitgewirkt haben an den Untersuchungen, neben den für die Projektierung verantwortlichen Organen der Motor-Columbus AG, Baden, und deren Berater, die Geologen Dr. R. U. Winterhalder und Dr. T. Schneider, die Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE) an der ETH, die Eidg. Materialprüfungsanstalt (EMPA), Dübendorf, die Geotest AG, Bern, und das Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (ISMES), Bergamo.



Schliesslich mögen auch noch einige Kostenangaben interessieren:

Felsversuche: Versuchsapparatur . . .	Fr. 50 000.—
Versuchsdurchführung . . .	Fr. 390 000.—
Modellversuche . . . . .	Fr. 210 000.—
<b>Total . . . . .</b>	<b>Fr. 650 000.—</b>

Abgesehen von gewissen Spezialfällen sind solche Beträge natürlich nur bei so grossen Bauvorhaben, wie dem vorliegenden,

tragbar. Um so mehr möge zum Schluss auf die Notwendigkeit hingewiesen werden, dass bei solchen Grossuntersuchungen die auch bei kleineren Objekten durchführbaren einfacheren Untersuchungen, wie Bohrkernprüfungen, Seismik usw., ebenfalls vorgenommen werden. Nur so kann man hoffen, dereinst über genügend Vergleichsmaterial zu verfügen, um auch die genannten landläufigeren Objekte gleich gut und zuverlässig behandeln zu können.

Adressen der Verfasser: *Niklaus Schnitter*, dipl. Ing. ETH, Motor-Columbus AG, 5401 Baden; Dr. *T. Schneider*, 8002 Zürich, Am Schanzengraben 27.

## Die Einsatzbereitschaft von Pumpspeichersätzen

DK 621.221.4

Von Dipl.-Ing. **Dieter Gössler**, Heidenheim

### ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die verschiedenen Anfahr- und Abstellmethoden vorhandener Pumpspeichersätze im Hinblick auf die benötigten Schaltzeiten beschrieben. Anschliessend wird ein Überblick über die technischen Massnahmen gegeben, mit denen kürzeste Umstellzeiten dieser Maschinen zwischen Energiespeicherung und Energieerzeugung erzielt werden können.

### 1. Rückblick und Stand der Technik

Der wirtschaftliche Wert energieerzeugender Maschinen hängt ausser von vielen anderen Faktoren auch von der Einsatzbereitschaft der Maschinen selbst ab. Hier haben die Wasserkraftmaschinen gegenüber thermischen Anlagen von Haus aus den physikalischen Vorteil der kürzeren Vorbereitungszeit vom Stillstand bis zur Energieerzeugung, und umgekehrt auch die geringsten Energieverluste beim Ausserbetriebnehmen. Dies ist auch der Grund dafür, dass heute in grossen Verbundnetzen, in welchen die Grundlast von thermischen, mit optimalem Wirkungsgrad betriebenen Maschinen erzeugt wird, die Wasserkraftmaschinen und insbesondere Pumpspeichersätze nicht mehr hinwegzudenken sind; mit ihnen kann eine plötzlich auftretende Lastspitze schnell gedeckt und Überschussenergie ohne grossen Zeitverlust gespeichert werden.

Bei den ersten, vor annähernd 40 Jahren gebauten, grossen, vollautomatisch gesteuerten Pumpspeichersätzen mit Leistungen über 30 MW benötigt man für den Übergang von einem auf den anderen der vier Betriebszustände (Stillstand-Generatorbetrieb-Phasenschieberbetrieb-Pumpbetrieb) mehrere Minuten, wobei Zeiten zur Herstellung der Betriebsbereitschaft der Hilfsmaschinen noch nicht eingeschlossen sind. Heute liegt bei neugebauten Maschinen und deren Steuerung die Anfahrzeit vom Stillstand bis zur Vollleistungsabgabe bei Einheiten von 100 MW wesentlich unter 1 min. Wenn der Generator als Phasenschieber am Netz läuft, verkürzen sich diese Zeiten von Last Null bis zur vollen Stromabgabe auf weniger als 30 s; und für das Anfahren einer ähnlich grossen Speicherpumpe bis zur vollen Förderung werden weniger als 20 s benötigt.

Diese Entwicklung ist damit für gewisse Maschinenanordnungen in bezug auf die Einsatzbereitschaft so gut wie abgeschlossen, denn die theoretisch kürzestmöglichen Umschaltzeiten sind dort nur noch

abhängig von den kürzesten Öffnungs- und Schliesszeiten der Hauptabsperroorgane in den wasserführenden Leitungen oder Stollen, die aus Gründen der dort maximal zulässigen Drucksteigerungen und Druckabsenkungen eingestellt werden dürfen.

### 2. Wo entstehen Verlustzeiten in den Schaltvorgängen, und wie lassen sie sich vermeiden?

Im nachfolgenden werden die Totzeiten, also die Verlustzeiten, bei diesen Umschaltvorgängen beschrieben, die je nach Bauart der Maschinen und deren Steuerungssystemen unvermeidlich sind, wobei in jedem Fall eine vollautomatische Steuerung und Selbstüberwachung des gesamten Maschinensatzes Voraussetzung ist.

Die Verlustzeiten entstehen:

- Durch das Steuersystem selbst und die Fortleitung der elektrisch-hydraulischen Steuerbefehle,
- beim Anfahren des Motorgenerators mit der Hauptturbine bis zum Parallelschalten mit dem Netz,
- beim Anfahren der Pumpe,
- beim Leerblasen der Turbine und der Pumpe,
- beim Füllen und Entlüften der Turbine und der Pumpe,
- beim Anfahren der Turbine und Kuppeln mit dem am Netz laufenden Generator.

Zu a)

Bei einem Umschaltvorgang müssen eine Vielzahl von Steuervorgängen – eingeleitet durch elektrische Impulse – in voneinander streng abhängiger Reihenfolge ablaufen. Es müssen Motoren der Hilfspumpen anlaufen, die verschiedensten Ventile und Düsen geöffnet und geschlossen werden, und Druckölservomotoren mit über 200 000 mkp Arbeitsvermögen die Hauptabsperroorgane und Regelorgane der Hauptwasserführung betätigen. Würde man diese Steuer-maßnahmen mittels elektrischer Stellmotore ausführen, dann würden völlig indiskutable Verlustzeiten entstehen, die ein Vielfaches der eingangs geschilderten theoretischen Minimalzeiten betrügen.

Mit hubmagnet- oder druckluftbetätigten Hydraulikvorsteuer-ventilen werden Relaisventile gesteuert, durch die dann über Hauptsteuerventile mit grossen Leitungsquerschnitten die Druckölservo-

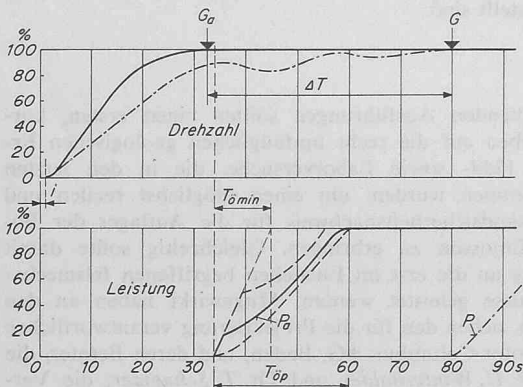
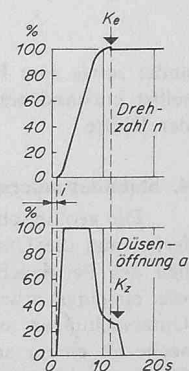


Bild 1 (links). Vorgänge beim Anfahren eines Generators durch die Hauptturbine

---	Turbinendrehzahl ohne Anfahrstatik
—	Turbinendrehzahl mit Anfahrstatik
<i>i</i>	Impulszeit
$T_{0min}$	kürzeste Öffnungszeit der Lastverstellung
$T_{0p}$	Öffnungszeit der Lastverstellung
$P/P_a$	Turbinenleistung ohne / mit Anfahrstatik
$G/G_a$	Generator ans Netz geschaltet (ohne / mit Anfahrstatik)
$\Delta T$	Zeitgewinn durch Anfahrstatik

Bild 2 (rechts). Vorgänge beim Hochfahren einer Pumpe in Luft mittels Anwurf-turbine

<i>i</i>	Impulszeit
<i>n</i>	Pumpendrehzahl
<i>a</i>	Öffnung der Anwurf-turbinendüse
$K_e/K_z$	Beginn / Ende des Einrückens der Kupplung



Die gestrichelten Linien schliessen das Feld ein, in welchem die Turbinenleistung  $P_a$  je nach Einstellung der Anfahrstatik ansteigen kann; die ausgezogene Linie entspricht einer mittleren Einstellung