

F. Kühn

Vorträge über Felsmechanik

gehalten anlässlich der Herbsttagung in Luzern,
am 9. November 1962

Nr. 50

Überreicht durch die
Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations

Offert par la

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.		Nr.	
1 1957 vergriffen	P. Siedek Praktische Erfahrungen in der Frostforschung in Deutschland	14 1958 vergriffen	D. Bonnard et E. Recordon Les fondations des chaussées. Les problèmes de la portance et de la résistance au gel
2 1957 vergriffen	J. Zeller und H. Zeindler Vertikale Sanddrains, eine Methode zur Konsolidierung wenig durchlässiger, setzungsempfindlicher Böden		D. Bonnard, R. Desponds et E. Recordon Influence du gel sur la stabilité des voies ferrées. Constatations faites sur le réseau des Chemins de fer fédéraux — Mesures préconisées pour y porter remède
3 1957 vergriffen	Ch. Schaefer Zur Wahl von Dammprofilen bei Staudämmen	15 1958 vergriffen	G. Schnitter und J. Zeller Geotechnische Untersuchung des Untergrundes für den Staudamm Göschenenalp
4 1957 vergriffen	W. Eggenberger, J. Zeller und G. Mugglin Staudamm Göschenenalp Als Nr. 4a auch in italienischer Sprache erschienen	16 1958 vergriffen	W. Schaad Praktische Anwendung der Elektro-Osmose im Gebiete des Grundbaues
5 1957 vergriffen	A. von Moos Dimensionierung der Straßen bezüglich Sicherheit gegen Frost	17 1959 vergriffen	A. von Moos und H. Fuhr Geotechnische Probleme der neuen Walensee-Talstraße im Gebiete der Linthebene
6 1957 vergriffen	B. Gilg et M. Gavard Calcul de la perméabilité par des essais d'eau dans les sondages en alluvions		A. E. Süßtrunk Schwingungsmessungen. Untersuchungen über das dynamische Verhalten des Straßendamms bei ungünstigen Baugrundverhältnissen
7 1957 vergriffen	Ch. Schaefer und M. Halder Versuche über mechanische Grabenverdichtung in Einigen/Thun	18 1959 vergriffen	G. Schnitter Aufbau der Straße
8 1957 vergriffen	A. Wackernagel Erddammbauten in Indien und Pakistan	19 1959 vergriffen	J. Huder und M. Groebli Die Entnahme von ungestörten Bodenproben
9 1959 vergriffen	Problèmes géotechniques dans le Val-de-Travers. Conférences tenues à la 2e Assemblée générale le 26 avril 1957 à Neuchâtel R. Ruckli: Eröffnungsansprache. — R. Haefeli: Die Pfahlfundation des Viaduktes von Travers. — R. Haefeli: Die Rutschung von Rosières. — E. Wegmann: Le cadre naturel des glissements de terrain du Val-de-Travers. — D. Bonnard et P. Schinz: Reprise en sousœuvre du pont de Travers et construction des murs de berge. — D. Bonnard et P. Schinz: Viaduc du Crêt de l'Anneau (paraîtra plus tard). — J. E. Bonjour: Du compactage des matériaux routiers	20 1959 vergriffen	H. Zeindler Das Feldlaboratorium auf der Damm-Baustelle Göschenenalp
10 1958 vergriffen	Schweizerische Beiträge und Kurzreferate zum 4. Internationalen Kongreß für Bodenmechanik und Fundationstechnik, London, 1957 Kurzreferate, gehalten am 8. November 1957 anlässlich der Herbsttagung in Olten: A. v. Moos: Bericht über die Tagung in London. — J. E. Recordon: Les propriétés fondamentales des sols et leur mesure. — H. J. Lang: Mechanische Eigenschaften der Böden. — A. von Moos: Technik der Felduntersuchungen und der Probeentnahme. — H. B. de Cérenville: Les fondations en général. — U. G. Peter: Pfähle und Pfahlfundationen am Londoner Erdbaukongress. — M. Stahel: Straßen und Flugpisten. — Ch. Schaefer: Erddruck auf Bauwerke und Tunnels. — G. Schnitter: Erddämme, Böschungen und Einschnitte. — A. Wackernagel: Fundationsmethoden und Untersuchungsgeräte in England. — W. Groebli: Exkursion nach Schottland. Beiträge: R. Haefeli und H. B. Fehlmann: Messung der Zusammendrückbarkeit in situ mit Hilfe eines Modellschlages. — E. J. Recordon: Détermination des caractéristiques des terres nécessaires au calcul des fondations sur sols élastiques. — E. Egolf, F. Germann und W. Schaad: Die Anwendung der flexiblen Betonbauweise im Straßenbau. — R. Schiltknecht und H. Bickel: Kontrollmessungen am Staudamm Castileto. — J. Zeller und R. Wullimann: Scherversuche an Stützkörpermaterialien des Staudamms Göschenenalp. — J. Zeller und H. Zeindler: Einbauversuche mit grobblöckigem Stützkörpermaterial des Staudamms Göschenenalp	21 1960 vergriffen	La construction du tunnel de Donnerbühl à Berne R. Desponds: Construction d'un tunnel ferroviaire par la méthode du bouclier. — D. Bonnard/E. Recordon: Etude expérimentale de la poussée des terres sur le tunnel de Donnerbühl. — F. Panchaud/O. J. Rescher: Etude sur modèle par photoélasticité de la résistance d'une section type du tunnel de Donnerbühl. — P. Kipfer/H. Wanzenried: Calcul statique et fabrication des voussoirs. — H. Ruppaner: La construction du tunnel de Donnerbühl par la méthode du bouclier
11 1958 vergriffen	G. Schnitter und J. Zeller Sickerströmungen als Folge von Staupiegelschwankungen in Erddämmen J. Zeller und A. Schneller Einige bodenmechanische Eigenschaften künstlich verdichteter Lockergesteine	22 1960 vergriffen	Flachgründungen. Vorträge, gehalten am 14. November 1958 anlässlich der Herbsttagung in Lausanne Ch. Schaefer: Considérations géotechniques relatives aux fondations sur radiers. — A. von Moos: Geologische Voraussetzungen bei der Errichtung von Flachgründungen, erläutert an einigen Beispielen. — A. E. Süßtrunk: Geophysikalische Methoden als Hilfsmittel bei der Untersuchung von Fundationsproblemen. — H. Muhs, DEGEO, Berlin: Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen. — H. B. de Cérenville: Tassements d'un grand radier au bord d'un lac. — R. Henauer: Erfahrungen des projektierenden Ingenieurs bei Flachgründungen anhand einiger Beispiele. — H. Eichenberger: Einige Beispiele von Flachfundationen aus der Praxis. — J. C. Ott: Fondation de l'Hôtel du Rhône, Genève, tassements calculés et tassements mesurés. — W. Schaad: Baugrund und Fundationserfahrungen beim Wohnturm Hirzenbach in Zürich 11
12 1958 vergriffen	H. Jäckli Die geologischen Verhältnisse bei Andelfingen. Fundationsprobleme im glazial vorbelasteten und eiskontinental stark gestörten Baugrund	23 1960 vergriffen	Bodenmechanische und bautechnische Probleme der Ausgleichsbecken. Vorträge, gehalten am 12. Juni 1959 anlässlich der 4. Hauptversammlung in Sierre G. Schnitter: Ausgleichsbecken. — W. O. Rüegg: Asphalt-Dichtungsbälge für Ausgleichsbecken. — J.-C. Ott: Expériences faites au cours de la construction des bassins de compensation d' Eggen et du Bergli. — W. Kehrl: Die Ausgleichsbecken Wanna und Safien-Platz der Kraftwerksguppe Zervreila. — A. Robert: Le bassin de compensation de Motec, son projet et sa réalisation. — W. Lepori: Das Ausgleichsbecken Vissoie der Kraftwerke Gougra AG
13 1958 vergriffen	F. Kobold Geodätische Methoden zur Bestimmung von Geländebewegungen und von Deformationen an Bauwerken	24 1960 vergriffen	E. Meyer-Peter und G. Schnitter Übersicht über die Entwicklung der Hydraulik und der Bodenmechanik G. A. Mugglin Entwicklung der Einbaumethoden und Installationen bei Erddämmen

Fortsetzung siehe 3. Umschlagseite

Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick

Vortrag, gehalten vor der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 9. November 1962 in Luzern von Prof. G. Schnitter, ETH, Zürich

Einleitung

Unter «Felsmechanik» verstehen wir die Untersuchung und Erforschung der mechanischen, physikalischen und chemischen Eigenschaften des Felsens im Hinblick auf die Lösung ingenieurtechnischer Aufgaben. Uns Ingenieure interessieren vornehmlich die sich aus den Erkenntnissen der Felsmechanik ergebenden praktischen Folgerungen im Bergbau, im Bauwesen, im Betrieb von Steinbrüchen usw. Unser Interesse gilt dabei sowohl dem Verhalten des Felsens unmittelbar vor und nach dem Erstellen des Ausbruches, vor und nach einer allfälligen Verkleidung, wie auch den Methoden des Ausbruches selbst, die ja weitgehend von den Eigenschaften des Felsens abhängig sind. Im Unterschied zum Naturwissenschaftler ist somit unser Interesse vornehmlich und in erster Linie ein praktisches. Wesentlich dabei ist, dass die «Felsmechanik» das Gebirge, d. h. den Felsen *in situ*, im Verband, und nicht das einzelne Gestein zum Gegenstand ihrer Untersuchung wählen musste, denn zwischen den Gesteinseigenschaften und denen des Gebirges besteht ein grosser Unterschied. Prof. Albert Heim formulierte dies bereits in seiner anschaulichen Art: «Die rückwirkende Festigkeit (Druckfestigkeit) einer ganzen Gebirgsmasse ist immer viel geringer als die rückwirkende Festigkeit des Gesteines, wie sie in der Festigkeitsmaschine gefunden wird. Wir müssen fortan als zwei ganz verschiedene Dinge unterscheiden: Gebirgsfestigkeit und Gesteinsfestigkeit.» (Geologische Nachlese, 1905). Siehe auch «Mechanismus der Gebirgsbildung», 1878). Was Heim mit «Gebirgsfestigkeit» bezeichnete, wird heute «Felsfestigkeit» genannt. Die Ursache für die Verschiedenheit liegt darin begründet, dass der Fels *in situ*, das Gebirge, durch Streichen, Fallen, Schichtung, Klüftung, Einlagerung und Schwächezonen, Poren- und Kluftwasser usw. gegenüber dem Gestein als Handstück wesentlich andere Eigenschaften aufweist.

Geschichtlicher Rückblick

Schon der Hinweis auf Prof. Albert Heim zeigt, dass die Beschäftigung mit den Eigenschaften des Felsens nicht von heute datiert. Seit langem bemühten sich die Bergbauingenieure, in das Wesen der Druckwirkungen auf ihre Einbauten einzudringen, generationenlange Erfahrungen auszuwerten und damit zu Bemessungsregeln zu gelangen für die ungeheuer ausgedehnten Untertagebauten, die heute bis in 3000 m Tiefe unter der Erdoberfläche vordringen, um Kohle und Erze zu gewinnen.

Uns Bauingenieuren näher liegen die Bemühungen der Geologen, Petrographen und Tunnelbauer, sich Rechenschaft abzulegen über die auf einen Tunnel einwirkenden Bergdruckkräfte. Beim Bau der grossen Alpendurchstiche wurden diese Probleme besonders brennend, und ohne viele Namen von Geologen und Ingenieuren aufzuzählen, möchte ich immerhin an Prof. Dr. C. Andrae erinnern, der seinerzeit in seinen Vorlesungen an der ETH und in seinem Buche «Der Bau langer, tiefliegender Gebirgstunnel» (Springer 1926) seine Auffassungen über den Gebirgsdruck darlegte. Seit dem Erscheinen von Terzaghi's «Erdbaumechanik» wurde, nicht zuletzt von Terzaghi selbst, das Problem des Gebirgsdrucks neu behandelt. Die Bodenmechanik hat nun aber gezeigt, wie die früher betriebene, rein deskriptive Methode der Beschreibung der Eigenschaften eines Baugrundes aus Lockergestein durch eine quantitative Kennzeichnung seiner Eigenschaften in Form von Kennziffern (property index)

abgelöst wurde. Dazu bedurfte es aber einer zu entwickelnden Technik der Bodenerkundung durch Schächte, Stollen, Bohrungen mit Entnahmen von Bodenproben und deren Untersuchung in speziell dafür ausgerüsteten und mit eigens dafür gebauten Geräten und Apparaten ausgerüsteten Laboratorien.

Die Erfolge der Bodenmechanik wirkten befriedigend auf das Nachbargebiet; Wunsch und Wille wuchsen, aus der ebenfalls mehr oder weniger nur beschreibenden Beurteilung des Felsens herauszukommen und quantitative Aussagen über die Eigenschaften des Felsens, seinen Spannungszustand und sein Verformungsvermögen zu leisten.

Dazu trat hinzu die immer grössere Verbreitung des Untertagebaues bei Eisenbahn- und Strassentunneln, Stollenbauten für Wasserkraftanlagen, im Kavernenbau für unterirdische Magazine und Krafthäuser, bei Staumauernfundamenten, Brückenfundamenten usw. Unsere Zeit ist charakterisiert durch die Tendenz, ja die Sucht zur Extrapolation. Unsere Bauwerke werden ständig kühner, die Abmessungen wachsen, und damit wachsen die Beanspruchungen des Baugrundes. Gleichzeitig aber nehmen die Möglichkeiten, günstige Gründungsverhältnisse auszunutzen, ab; wir erstellen Bauwerke an Orten, deren Baugrund bis vor kurzem jeden Bau ausgeschlossen hätte. Auch hier wird extrapoliert. Die Folgen davon sind zahlreiche, teils bekannt gewordene, teils unbekannt gebliebene, grössere und kleinere Bauunfälle. Das Bedürfnis einer quantitativ möglichst exakten Erfassung auch des felsigen Untergrundes, der bis dahin als jenseits aller Kritik stehend betrachtet wurde, drängte sich auf. Die oftmals wiederholte Aussage, «man solle guten Felsen nicht mit schlechtem Beton ersetzen», wurde durch Erfahrung genügend oft widerlegt; meist sind die Eigenschaften des Betons einer Gründung besser als jene des ihn umgebenden Felsens.

Zurzeit beschäftigen sich folgende drei internationale Gremien mit Felsmechanik: Das «Sub-Committee on Underground Works» der Internationalen Kommission für grosse Talsperren, die «Internationale Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik» und die neu gegründete «Internationale Gesellschaft für Felsmechanik».

Die Ursache des Einsturzes der Staumauer Malpasset:

Allen unter uns ist noch die Schreckensnachricht in Erinnerung vom Einsturz der Staumauer Malpasset am Reyran oberhalb Fréjus im Département Var, Frankreich, am 2. Dezember 1959. Nachdem nun der offizielle Bericht der vom Landwirtschaftsministerium, dem dieses Bewässerungszwecken dienende Bauwerk unterstellt war, eingesetzten Untersuchungskommission publiziert worden ist, bietet es wohl Interesse, in diesem Zusammenhang kurz, und so weit es den Gegenstand unserer Tagung betrifft, auf diese Katastrophe und ihre Ursachen einzutreten.

Der Felsuntergrund besteht aus Pegmatitgneis. Die wichtigsten Daten der Bogenstaumauer (Bild 1 und 2) sind: Grösste Höhe der Staumauer über Felssohle 60,55 m (Kote 102,55)

Stärke der Mauer in Kronenhöhe 1,50 m

Stärke der Mauer im Fundamentschnitt 6,76 m (Kote 42,00)
Abgewickelte Bogenlänge auf Kronenhöhe, wasserseitig 222,66 m

Bogenradius auf Kronenhöhe, wasserseitig 105,00 m
Öffnungswinkel 135 °

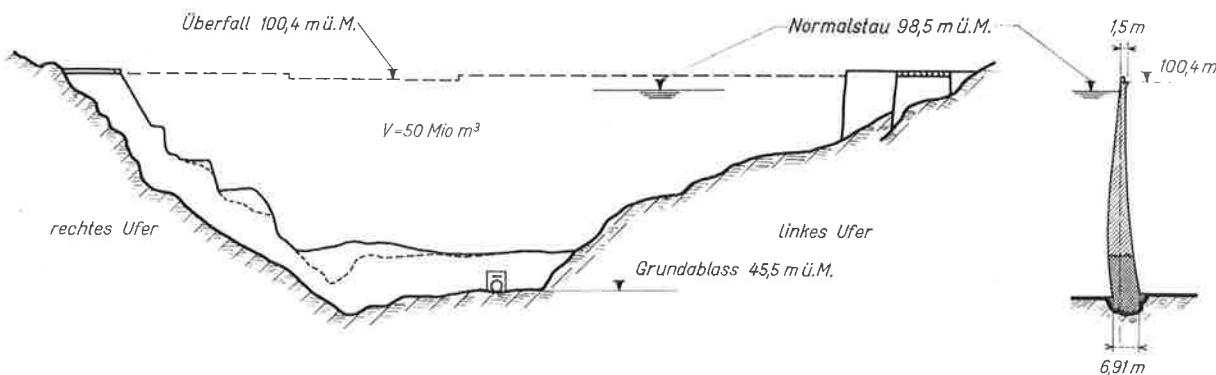


Bild 1. Staumauer Malpasset. Längs- und Querschnitt der Mauer mit den Überresten nach der Katastrophe. Maßstab 1:2000

Der Bau der Staumauer war 1954 beendet. Die Füllung des Beckens erfolgte langsam; aus Gründen, die hier nicht weiter interessieren, erreichte die Mauer am Katastrophen- tag bei starken Regenfällen zum ersten Male die Ueberfallkante der Hochwasserentlastung. Kurz nach der angeordneten Oeffnung des Grundablasses erfolgte der Einsturz, ein Augenzeuge war nicht zugegen. Der Staumauerwärter hörte um 21.10 h in seiner Wohnung, 1,5 km unterhalb der Mauer, ein starkes, dumpfes Grollen, ein gewaltiger Windstoss öffnete Türen und Fenster, die Mauer war in einem kurzen Augenblick, schlagartig, geborsten. Die Bilder 3 bis 8 vermitteln ein Bild der Zerstörung.

Der Bericht des Untersuchungsausschusses prüfte die verschiedenen möglichen Unfallursachen. Er stellt fest, dass die Mauer als solche richtig ausgebildet und berechnet war (max. Druckspannung infolge Wasserdruck allein 75 kg/cm^2 , max. Zugspannungen ca. 10 kg/cm^2) und dass die Ausführung zu keinerlei Beanstandungen Veranlassung geben kann, der Beton und seine Verbindung mit dem Fels sind einwandfrei. Die maximalen Beanspruchungen des Felsens betragen nach der üblichen Berechnung mit Zerlegung in horizontale Bögen und vertikale Konsolen rund 39 kg/cm^2 . Zur Ausführung muss ich allerdings bemerken, dass die Mauer über keinen Injektionsschleier verfügte, und dass für die Kontaktinjektionen nur eine Reihe von 5,00 m tiefen, im Abstand von 2,50 m liegenden Bohrlöchern angeordnet wurde. Der Untersuchungsausschuss misst diesem Mangel aber keinerlei Bedeutung zu.

Der Untersuchungsausschuss kommt zu folgendem eindeutigen Ergebnis (im Originaltext wiedergegeben): «La cause de la rupture doit être cherchée exclusivement dans le terrain au-dessous du niveau des fondations. La cause la plus probable de l'accident doit être attribué à la présence d'un plan de glissement ou faille amont supérieure que suivaient presque parallèlement, sur une grande longueur et à faible distance les fondations de la voûte dans la partie haute de la rive gauche. La déformabilité déjà grande du terrain de fondation a été aggravée localement par la présence de ce plan de glissement. L'ouvrage n'a pu s'adapter à cette aggravation.»

Zu diesen Folgerungen des Untersuchungsausschusses möchte ich vorläufig nur noch folgendes bemerken: Der vorhandene Gneis enthielt ziemlich viel Serizit, der sich ja besonders auszeichnet durch seine blättrige Struktur und seine Tendenz zur Gleitflächenbildung. Diese Tendenz wurde gewiss stark gefördert durch das Wasser. Teils hat dieses den ganzen Felsen durchnässt, teils wirkte es als Auftrieb auf die Mauer, teils als Strömungsdruck unter einem Gefälle von 9:1. Ausserdem fällt der Gneis nach der Luftseite ein, er ist, wie erwähnt, durch starke, in Verwitterung übergegangene Pegmatitbänder durchzogen, seine Festigkeits- und Formänderungseigenschaften waren dadurch sehr geschwächt und hielten den durch das dünne Gewölbe ausgeübten hohen Beanspruchungen nicht stand.

Der Geländebruch längs eines grossen Teiles des linken Hanges hatte zur Folge, dass die Mauer sich bogenartig zur Hauptsache längs der oberen Bögen auf deren Widerlager stützte. Das Widerlager links war diesem gewaltigen Schub nicht gewachsen und verschob sich. Der ganze Bo-

gen gab nach und daraus entstand auch die grosse Kluft auf dem rechten Hange (Bild 8).

Die Diskussion über die Ursachen des Bruches der Staumauer von Malpasset wird nicht so bald verstummen. Vorbeugend muss aber festgehalten werden, dass die Anwendung der Bogenmauer als Talsperre durch diese Katastrophe grundsätzlich nicht beeinträchtigt werden sollte. Hingegen wird dadurch wieder einmal gezeigt, dass Mauer und Fels als Einheit zu betrachten sind und als solche entworfen, berechnet und konstruiert werden sollten. Nicht jeder Fels kann eine Bogenstaumauer mit ihren stärkeren Beanspruchungen mit der erforderlichen Sicherheit aufnehmen. Der projektierende Ingenieur muss den Talsperrentyp nach den vorhandenen Untergrundverhältnissen wählen und nicht nach seiner Vorliebe für den einen oder anderen Talsperrentyp.

Grundlagen

Die Geologie und die Petrographie befassen sich mit der Entstehungsgeschichte und dem Aufbau unserer Erdkruste und ihren mannigfaltigen Wandlungen in den Jahrtausenden, die das heutige geologische Bild formten. Beide sind und bleiben deshalb auch die Grundlagen jeder Aussage über Gebirge und Fels. Jedem Bauvorhaben muss deshalb nach wie vor die geologisch-petrographische Untersuchung der Baugrundverhältnisse vorangehen. Darüber wird der anschliessende Vortrag von Prof. Dr. F. de Quervain berichten. Ich begnüge mich deshalb mit der Feststellung der Wichtigkeit der geologisch-petrographischen Aussagen für den projektierenden und den bauausführenden Ingenieur. Gern wegen dieser Wichtigkeit möchte ich als Ingenieur den Wunsch aussprechen, der Geologe möge sich in seiner Ausdrucksweise bei der Beurteilung einer bestimmten geologischen Situation einer auch für den in der Geologie weniger beschlagenen Ingenieur verständlichen Sprache aufdrücken. Es ist mir natürlich bewusst, dass der Geologe als Naturwissenschaftler die Dinge anders sieht, eine andere geistige Einstellung seinen Beobachtungen gegenüber mit-



Bild 2. Staumauer Malpasset vor dem Bruch



Bild 3. Einzelheiten des linken Widerlagers und des linken Hanges. Am abgestürzten Block sind fest mit dem Beton verbundene Felsteile erkennbar

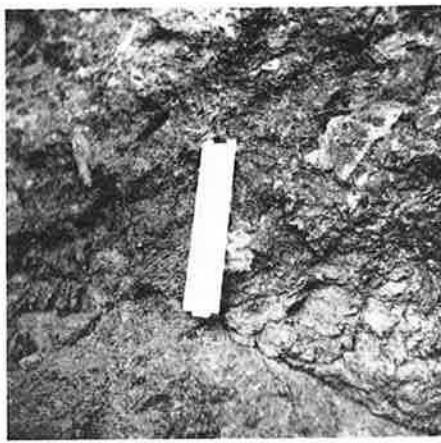


Bild 4. Verbindung von Fels (unten) mit Beton (oben)



Bild 5. Detail der Gleitfläche, oberer Teil

bringt und deshalb eher die grösseren, allgemeineren Zusammenhänge sieht als der Ingenieur, der eine konkrete Bauaufgabe zu bewältigen hat und sich deshalb für solche Angaben in erster Linie interessiert, die ihm direkt Aufschluss geben über die Eigenschaften des zu durchhörernden Felsens und die dabei allenfalls auftretenden Schwierigkeiten durch das Vorhandensein von Schwächezonen, Kontaktzonen und Wasservorkommen. Dass dabei auch in einer geologischen Prognose Fehler auftreten können, wird niemanden verwundern, der nur einigermassen nachdenkt, und zudem — wo wäre der Bauingenieur, dem in seiner täglichen Arbeit und in seinen Einsichten nicht auch Fehler unterlaufen wären! Die oft angerufene Zusammenarbeit zwischen Geologe und Ingenieur soll deshalb auch in diesem Zusammenhang erneut befürwortet werden. Daran darf sich auch in Zukunft nichts ändern, wenn einzelne Bauingenieure sich speziell mit der Felsmechanik abgeben werden. Letzten Endes trägt der Ingenieur die Verantwortung, denn nur er kann beurteilen, welches die Auswirkungen seines Bauwerkes auf den Untergrund sind. Meiner Ansicht nach gilt dies auch für den Fall «Malpasset».

Die Bodenmechanik, in ihrer von Terzaghi geschaffenen Gestalt, ist nun bereits fast 40 Jahre alt, und wie viele grundlegende Fragen harren noch ihrer Abklärung! Es genügt, an den zentralen Begriff der Scherfestigkeit zu erinnern, um dies sofort ersichtlich werden zu lassen. Wie viele vereinfachende Annahmen mussten eingeführt werden, um die beobachteten Phänomene einigermassen zutreffend quantitativ zu erfassen. Dabei ist ein Lockergestein seiner Entstehungsgeschichte, seiner Lagerung, seiner Schichtung, d. h. seinem ganzen Aufbau nach viel einfacher als der Fels. Ihn charakterisiert ja gerade ausser

der petrographischen Zusammensetzung eine Unzahl von Störungen; Homogenität und Isotropie sind nirgends, auch im kleinsten, vollkommen vorhanden. Wie unendlich schwieriger dürfte es deshalb sein, die Eigenschaften eines Felsens, seinen Spannungs- und Deformationszustand zu erfassen, Stabilitätsprobleme zu lösen und dergleichen. Kein Wunder, dass sich bereits heute verschiedene Richtungen abzeichnen, diesen Problemen nachzugehen. In dieser Beziehung sind die Auffassungen der «österreichischen Gruppe» ganz besonders zu erwähnen, die — ausgehend von Arbeiten von Prof. Sander über die «Gefügekunde der geologischen Körper», Wien 1948, und von Prof. J. Stini über «Tunnelbaugeologie», Wien 1950 — die Felsmechanik als eigentliche Gefügemechanik betrachten. Darüber wird ihr heutiger Hauptvertreter, Dr. L. Müller, an der jetzigen Tagung sprechen.

Zu den erwähnten Schwierigkeiten treten nun noch weitere wesentliche hinzu, die in der Durchführung der für die Abklärung der notwendigen Berechnungsgrundlagen unumgänglich nötigen Grossversuche liegen. In der Bodenmechanik war und ist es möglich, mit relativ bescheidenen Mitteln und mit kleinen Probekörpern aufgestellte Theorien auf ihre Richtigkeit nachzuprüfen. Obschon auch hierzu einschränkend erwähnt werden muss, dass man dabei sehr oft über das Ziel hinausschießt und aus Versuchen an kleinsten Proben auf das Verhalten von Grossausführungen schliesst, ohne sich im geringsten darum zu kümmern, ob die Uebertragbarkeit im Sinne der Ähnlichkeitsgesetze überhaupt statthaft sei. In der Felsmechanik aber sind aus den eingangs erwähnten Gründen Versuche im Kleinen am Handstück für praktische Fälle wertlos; nur Grossversuche geben einen repräsentativen Aufschluss. Solche Ver-



Bild 6. Detail der Gleitfläche, unterer Teil



Bild 7. Blick Gleitfläche abwärts

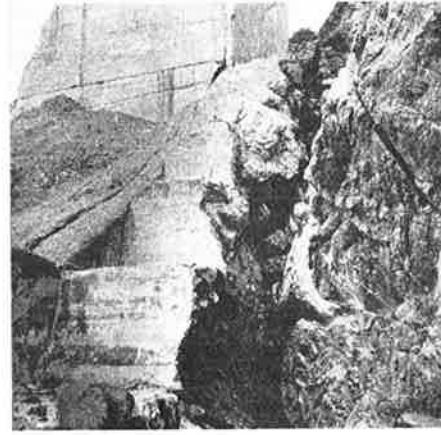


Bild 8. Rechte Talseite. Zwischen Mauer und Fels ist eine breite Kluft entstanden, die Mauer hat sich vom Fels gelöst und talwärts verschoben

suche erfordern aber einen sehr grossen Aufwand und können in der Regel nur für grosse Objekte, kaum als Forschungsaufgabe, ausgeführt werden. Es ist deshalb nicht verwunderlich, wenn manche Stimmen der «Felsmechanik» gegenüber eher skeptisch eingestellt sind. Aber selbst wenn ein Terzaghi, nach seinem Aufsatz in der «Géotechnique» vom Juni 1962 zu urteilen, zu diesen Skeptikern gehört, müssen wir den Versuch wagen — schon mit Rücksicht darauf, dass zukünftige Bauaufgaben in vermehrtem Masse noch eine bessere Kenntnis der Eigenschaften des Felsens dringend benötigen.

Elastische Kennwerte

Wie jeder Körper, so erfährt auch eine Felsmasse bei Belastung eine Formänderung. Diese Formänderung ist teils elastischer, teils plastischer Natur. Wir kennzeichnen die erstere mit dem Elastizitätsmodul, die totale Formänderung mit dem Verformungsmodul in Analogie zum M_E -Wert (Steifeziffer) eines Lockergesteins. Bereits hier beginnen die Schwierigkeiten, indem diese beiden Begriffe teils verschieden definiert, teils verschieden gehandhabt werden. In vereinfachter Form können die Verhältnisse gemäss Bild 9 dargestellt werden. Anfänglich, bei niedrigen Belastungen, verhält sich das Gebirge eher elastisch, die Tangente im Ursprung an die Kurve Spannung — spezifische Zusammendrückung entspricht einem relativ grossen Elastizitätsmodul E_0 . Bei höherer Belastung wird die Kurve gekrümmter, die vorhandenen kleinen und grösseren Klüfte bewirken eine plastische Zusammendrückung OA , bzw. OB , bzw. OC , die bei Entlastung jeweils festgestellt werden kann. Bei mehrfacher Wiederholung der Belastung wird der Zuwachs des plastischen Anteils immer kleiner; es kann von einem Elastizitätsmodul gesprochen werden entsprechend der Neigung AA' , BB' , CC' . Der Verformungsmodul hingegen würde z. B. für die Belastung σ_3 der Neigung der Geraden OC' entsprechen. Das Verhältnis des elastischen und des plastischen Anteils ändert sehr stark von Fels zu Fels je nach der petrographischen Zusammensetzung, dem Gefüge, eventuellen Schwächezonen, der Klüftung usw. Dank der Anisotropie hängen Elastizitäts- und Verformungsmodul nicht nur von der Grösse der Belastung, sondern ebenfalls von ihrer Richtung ab. Parallel oder senkrecht zur Schichtung ergeben sich verschiedene Werte.

Unter den Methoden zur Bestimmung dieser Kennwerte sind die statischen von den seismischen zu unterscheiden. Statisch sind die Abpressversuche mit Wasser in Druckstollenstrecken bekannt, über welche an dieser Tagung von anderer Seite berichtet wird, und die Druckplattenversuche. Der Druckplattenversuch entspricht grundsätzlich genau dem Plattenversuch, welcher in der Bodenmechanik zur Messung des M_E -Wertes gebraucht wird. Zur Illustrierung mögen die Bilder 10 und 11 dienen, welche eine solche Messung im Sondierstollen der Flanke des Verzascatales zeigen, die von der VAWE im Auftrage von Dr. Lombardi für die Berechnung der Staumauer Contra durchgeführt wurde. Die Bilder zeigen, dass es hierbei gegenüber einer einfachen M_E -Wert-Bestimmung einer bedeutend umfangreicherem und dadurch kostspieligeren Einrichtung bedarf, vor allem deshalb, weil grosse Drücke erzeugt werden müssen. Diese Einrichtung könnte selbstverständlich verbessert werden, und insbesondere könnte ein bewegliches, irgendwo einsatzfähiges und einsatzbereites Druckplattengerät gebaut werden, sofern die Einsatzmöglichkeiten dessen beträchtliche Anlagekosten rechtfertigen.

Bei den beiden erwähnten Methoden sind aus der gemessenen Zusammendrückung s beim Plattenversuch bzw. der Verlängerung des Stollendurchmessers $2\Delta r$ beim Druckstollenversuch die gewünschten Moduli auszurechnen. Dies kann nur unter Annahme eines Gesetzes über die Druckausbreitung, über das elastische Verhalten der Platte und über die Poissonzahl m geschehen. Dabei werden leider nicht immer die gleichen Formeln angewandt. Beim Druckplattenversuch können folgende Formeln angewandt werden:

1. Druckausbreitung nach Boussinesq, gleichbleibender M_E , starre Lastplatte:

$$M_E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot r \cdot \frac{\Delta \sigma}{s}$$

wobei $\Delta \sigma$ = Spannungszuwachs

1. Druckausbreitung nach Boussinesq, schlaffe Lastplatte, s für Plattenmitte:

$$M_E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot (2r) \cdot \frac{\Delta \sigma}{s}$$

wie vor, aber als Mittelwert der Zusammendrückung über die ganze Platte:

$$3. \quad M_E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{16}{3\pi} \cdot r \cdot \frac{\Delta \sigma}{s} = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot (1,7 \cdot r) \cdot \frac{\Delta \sigma}{s}$$

Für die Auswertung des Druckstollenversuches kann, unter Vernachlässigung des Einflusses der Betonverkleidung, gesetzt werden:

$$M_E = \frac{m + 1}{m} \cdot \frac{r}{\Delta r} \cdot \Delta \sigma$$

wobei Δr = Verlängerung des Radius beim Spannungszuwachs $\Delta \sigma$

r = Radius des Ausbruchquerschnittes

Aus den Messungen geht eindeutig die Abhängigkeit der M_E -Werte vom Drucke hervor, die M_E -Werte sinken bei steigendem Druck. Im Berginnern oder bei grösseren Überlagerungen dürfte somit der M_E -Wert verschieden sein von in Oberflächennähe gemessenen Werten. Wasserdurchtränkte Proben ergaben unter einaxigem Drucke niedrigere Werte als trockene. Der M_E -Wert reagiert sehr empfindlich auf Abweichungen in der petrographischen Zusammensetzung, der Struktur usw. des Felsens. Auf die Richtungsabhängigkeit wurde bereits hingewiesen. Starke Streuungen in den Messwerten sind deshalb die Regel. Es mag noch erwähnt werden, dass durch Injektionen der M_E -Modul erhöht werden kann.

Bei den seismischen Methoden kann bekanntlich aus der gemessenen Geschwindigkeit der Longitudinalwellen v_l und gegebenenfalls der Transversalwellen v_t auf E und m geschlossen werden nach den bekannten Formeln:

$$v_l = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{m(m-1)}{(m+1)(m-2)} \quad v_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$E = 2C \frac{(m+1)}{m}$$

ρ = Dichte

Die statischen Methoden sind, wie ausgeführt, ziemlich kostspielig und können uns trotzdem nur Aussagen über sehr beschränkte Zonen geben; die seismischen Methoden

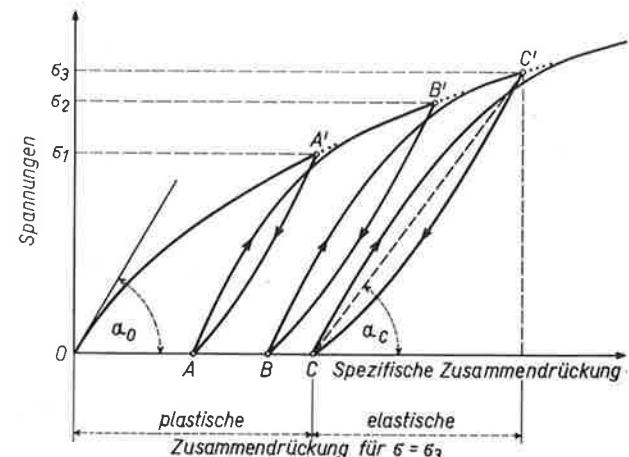


Bild 9. Spannung — Spezifische Zusammendrückung

hingegen ergeben mit bescheidenen Mitteln Auskunft innerhalb viel weiterer Gebiete, da die Untersuchungsstellen leicht vervielfacht werden können. Verständlicherweise finden deshalb die seismischen und andere dynamische Messmethoden in der Felsmechanik vermehrt Verwendung. Leider stimmen aber die mit diesen Methoden gemessenen Werte in keiner Weise mit den statisch gemessenen überein. Es ist meines Wissens bis heute nicht gelungen, irgend eine auch nur annähernd zutreffende Korrelation zwischen seismisch und statisch gemessenen Werten aufzustellen. Die seismisch gemessenen Werte liegen immer bedeutend höher als die statisch gemessenen. Die Erklärung dafür ist noch nicht eindeutig gefunden. Eine Hauptursache wird darin liegen, dass beim seismischen Versuch eine ganz kurzfristige und sehr geringe Belastung aufgebracht wird. Es wird also der Elastizitätsmodul E_0 am Beginn der Kurve Spannung-Zusammendrückung gemessen, der ohnehin gross ist, und zudem kann sich bei dem kurzfristigen seismischen Stoß gar nicht eine der statischen Belastung vergleichbare Formänderung einstellen. Aus der Feststellung hoher seismisch gemessener E -Werte darf nicht einmal auf relativ hohe statische M_E -Werte geschlossen werden, wie Messungen erwiesen haben. Der Wert der seismischen Messungen liegt deshalb vornehmlich in der Feststellung von Unterschieden innerhalb einer gegebenen Gebirgsmasse. In diesem Sinne sind wohl auch die ausgedehnten seismischen Untersuchungen aufzufassen, welche z. B. die SADE unter Ing. C. Semenza in den Dolomiten beim Bau ihrer verschiedenen Kraftwerkseinrichtungen durchgeführt hat und über welche Semenza am 17. Februar 1960 in seinem Vortrag in der ETH über die Staumauer Vajont kurz gesprochen hat.

Die zweite Kennzahl, das Verhältnis m der Längsdehnung zur Querdehnung, die Poissonzahl, ist noch schwieriger zu messen. Meist begnügt man sich mit einer Schätzung von $m = 4$ bis 6 . Nun hat sich aber gezeigt, dass dieser Wert ebenfalls stark druckabhängig ist; er nimmt mit steigendem Druck ab, worauf später zurückgekommen wird. Dynamisch bestimmte m -Werte sind niedriger als statisch gemessene.

Ausdrücklich muss noch auf den Einfluss der Zeit hingewiesen werden, der bei allen Messverfahren unterschätzt wird, indem die bekannte Erscheinung des Kriechens unberücksichtigt oder ungenügend berücksichtigt bleibt.

Die durch ein Bauwerk belastete Felsmasse erleidet somit Formänderungen ähnlich jenen, die uns aus der Behandlung der Lockergesteine bekannt sind, nur der Grössenordnung nach verschieden. Wir müssen uns frei machen von der Vorstellung des «unverrückbaren» Felsens. Uebrigens können wir gerade diese Verformbarkeit wieder ingenieurmässig ausnutzen. Die Bogenstaumauer Rossens und in vermehrtem Masse die im Bau begriffene Staumauer Schiffenen, beide an der Saane im Kanton Freiburg und beide in der

Molasse gelegen, hätten kaum in ihrer heutigen Form erstellt werden können, wäre nicht die Verformbarkeit des Felsens bedeutend grösser als jene des Staumauerbetons. Das Verhältnis E -Beton zu E -Fels beträgt 10 bis 15. Der hochgehaltene Grundsatz im Brückenbau, dass das Widerlager einer Bogenbrücke unverschiebbar und starr sein müsse, gilt im Bau von Bogen-Staumauern nicht. Eine Bezeichnung übrigens, die irreführend ist, handelt es sich bei einer Bogen-Staumauer doch um eine dreiseitig abgestützte Schale im Raume und nicht um einen Bogen in der Ebene, gerade so wenig, wie es sich bei einer ebenen Platte um einen linearen Balken handelt.

Die Formänderungen der Auflager einer Staumauer unter dem Wasserdruck, ja der ganzen näheren Umgebung des Sperrenbauwerkes unter der Wasserauflast und dem Wasserdruck auf die Mauer, sind bis heute an zahlreichen Mauern gemessen worden, vor allem dank der verfeinerten geodätischen Messmethoden einerseits und der Verwendung des Pendelottes andererseits. Alle diese Messungen weisen eindeutig darauf hin, dass Mauer und angrenzendes Gebirge zusammen eine Einheit bilden und sich deformieren und dass sich dieser Einfluss je nach der örtlichen Felstopographie bis weit unter die Oberfläche bemerkbar macht. So wurden z. B. bei der Gewichtsmauer Albigna im Mauerblock 20, Höhe rund 110 m, elastische Durchbiegungen bis in mindestens 50 m unter der Felsoberfläche (Bergeller-Granit) festgestellt. Die talseits der Mauer gelegenen, einbetonierten Beobachtungspunkte für die geodätischen Vermessungen bewegen sich mit steigender Seefüllung talwärts und kehren bei sinkendem Seespiegel wieder in die Nähe ihrer Ausgangslage zurück. Ein ähnliches Verhalten ergeben auch andere bekannt gewordene Messungen bei uns und im Auslande.

Der Spannungszustand

Im Gebirge herrscht im Regelfalle ein dreiaxiger Spannungszustand. Wird ein Element in der Tiefe z unter einer horizontalen Oberfläche betrachtet und darf als erste Näherung Isotropie angenommen werden, so hat die grösste Hauptspannung σ_I den Wert $\gamma \cdot z$, wobei γ das spezifische Gewicht des Felsens bedeutet, und die beiden anderen Hauptspannungen σ_{II} und σ_{III} sind einander gleich. Das Verhältnis

$$\lambda = \frac{\sigma_I}{\sigma_{II}} \quad \text{ist unbekannt. Ist das Medium homogen, isotrop}$$

und vollkommen elastisch, so ergibt sich aus einer einfachen Rechnung, indem berücksichtigt wird, dass die seitlichen Deformationen null sein müssen,

$$\text{Seitendruckziffer } \lambda = \frac{1}{m-1}$$

Erfahrungsgemäss liegt dieser Verhältniswert unter eins in Oberflächennähe, was somit einem m -Wert von mehr als

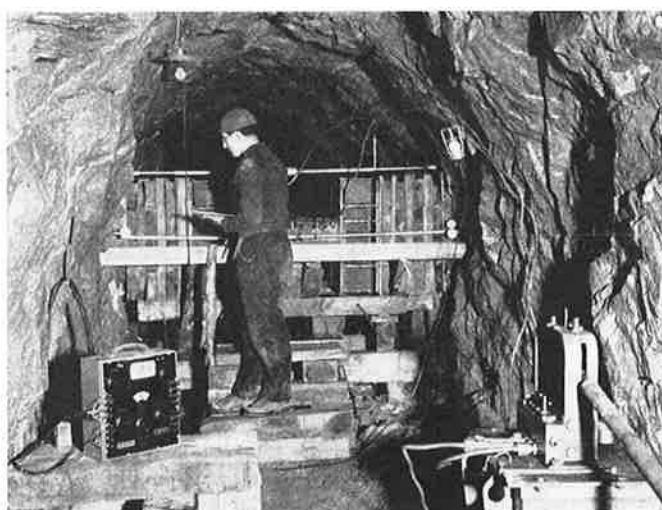


Bild 10. Messung im Sondierstollen für die Staumauer Contra im Verzascatal

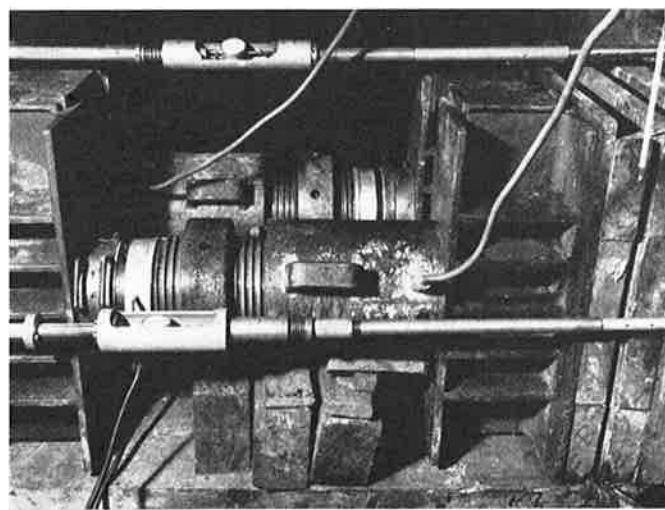
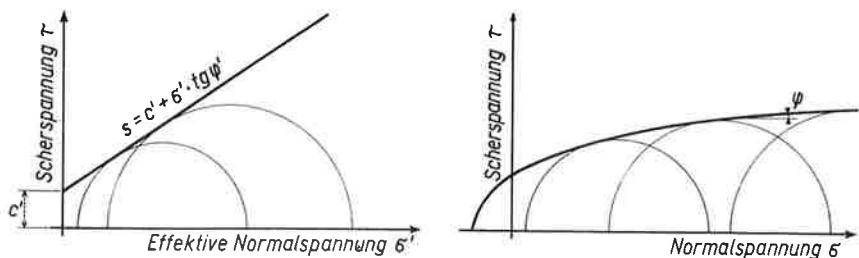


Bild 11. Einzelheiten der Presse von Bild 10

2 entspricht. In grösserer Tiefe aber, je nach Gebirge in rd. 1000 m und mehr, zeigt sich, dass sich dieses Verhältnis mehr und mehr dem Werte 1 nähert, dass sich also ein hydrostatischer Spannungszustand mit allseitig gleichen Drücken einstellt. Dafür wird $m = 2$, entsprechend dem für Wasser gültigen Wert. Es entspricht dies auch der oben erwähnten Tatsache, dass die Poissonzahl mit steigendem Drucke abnimmt. Es ist äusserst ausschliesslich, dass bereits Prof. A. Heim seinerzeit diese These aufstellte und damit bei Geologen und Ingenieuren auf allseitigen Widerspruch stiess. Die heutigen Kenntnisse haben seine Auffassung weitgehend bestätigt. Er schreibt (aus «Tunnelbau und Gebirgsdruck» 1905): «Die Schwerlast des Gebirges setzt sich in einer je nach der Gebirgsfestigkeit ungleichen durchschnittlichen Tiefe in einem allseitigen, dem hydrostatischen Druck ähnlichen Gebirgsdruck mit Auftrieb um. Tunnel, die in diese Tiefe gelegt worden sind und weiter gelegt werden, können nur dann dauernd haltbar sein, wenn sie als geschlossene Röhre mit Sohlengewölbe druckfest ausgemauert werden. Das momentane Verhalten des Gesteins ist nicht massgebend für die allmählich sich einstellenden Deformationen durch den Gebirgsdruck.»

Doch der grössere Anteil unserer Untertagebauten liegt in Tiefen, in welchen der hydrostatische Spannungszustand noch nicht erreicht ist. Wir sollten die Seitendruckziffer kennen oder müssen sie aus einem bekannten oder angenommenen m -Wert nach der obigen Formel berechnen. Ist der Spannungszustand bekannt, stellt sich sogleich die Frage nach dem Kriterium des Bruches oder, allgemeiner gesagt, nach dem Kriterium des Eintretens einer dauernden, plastischen Verformung ohne Spannungssteigerung. In Analogie



Lockergestein

c' = Kohäsion

φ' = Winkel der inneren Reibung (konstant)

Umhüllende: Gerade nach Coulomb

Fels (ähnlich bei Beton)

$$\tan \varphi = \frac{d\tau}{d\sigma}$$

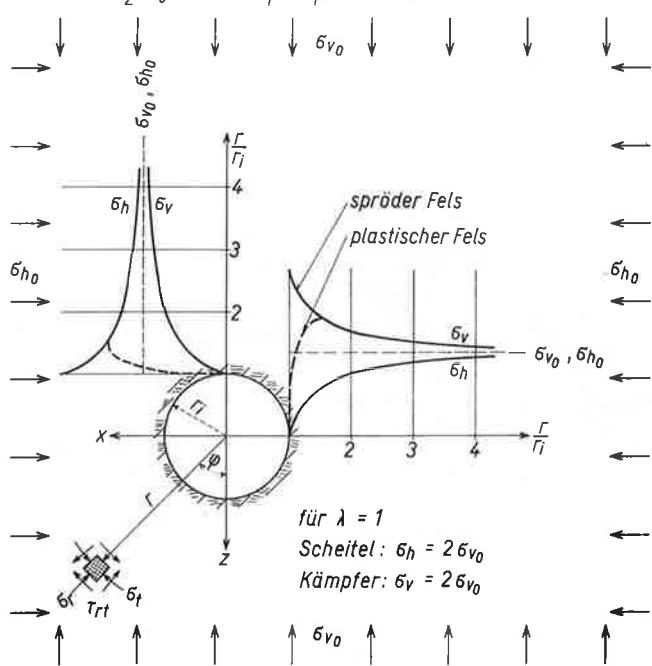
φ fällt mit steigender Belastung (kann in bestimmten Bereichen konstant angenommen werden)

Bild 12. Bruchtheorie nach Mohr im ebenen Spannungszustand; Umhüllende der Bruchkreise

zur Bodenmechanik kann dazu das Mohrsche Bruchkriterium benutzt werden, das bekanntlich nur die grösste und die kleinste Hauptspannung σ_I und σ_{III} berücksichtigt, oder es könnten nach von Mises die drei Hauptspannungen beigezogen werden. Dr. Müller wird voraussichtlich in seinem Vortrage eine der Gefügemechanik entsprechende Auffassung vom Bruche darlegen und über Grossscherversuche sprechen.

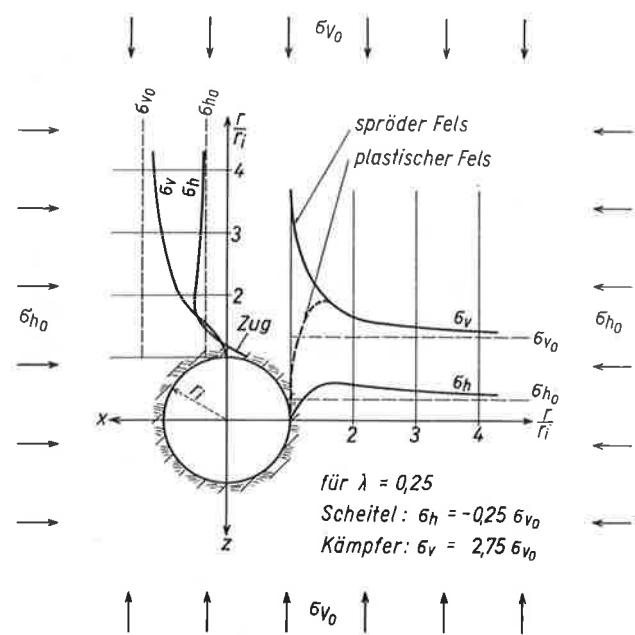
Für Lockergesteine kann bekanntlich mit genügender Annäherung als Umhüllende der Mohr'schen Kreise bei Bruch nach dem Gesetz von Coulomb eine Gerade angenommen werden. Bei Gestein, Fels und Beton ist die Umhüllende eine Kurve mit nach oben konvexer Krümmung. (Bild 12; siehe diesbezüglich bereits EMPA-Bericht Nr. 28 von 1928 über Versuche an Marmor.) Ueber die genaue Form dieser Kurve liegen noch zu wenig Messergebnisse vor, so dass kaum mehr als sehr vage Formeln aufgestellt werden konnten. Sicher ist nur, dass mit steigender Hauptspannung die Tangentenneigung an die Kurve flacher wird, d. h. also, dass mit steigender Belastung der Winkel der inneren Reibung kleiner wird. Selbstverständlich müssen auch bei dieser Darstellung vorhandene Schichtungen mit berücksichtigt werden als Flächen mit voraussichtlich geringerem Gleitwiderstand.

Wiederum ähnlich wie in der Bodenmechanik die Porenwasserspannungen zu berücksichtigen sind, ist bei der Berechnung der wirkenden Normalspannung im Felsen allfällig vorhandenes Kluftwasser und sein Druck nicht zu vergessen.



$$\lambda = \frac{\sigma_h_0}{\sigma_v_0} = \frac{1}{m-1}$$

$$m = \frac{\text{Längsdehnung}}{\text{Querdehnung}}$$



Bilder 13 und 14. Spannungen im Scheitel (First) und im Kämpfer (Ulmen) eines Stollens infolge Ueberlagerungsdruck für $\lambda = 1$ bzw. $\lambda = 0,25$

Mit Kluftwasser muss in sehr vielen Fällen gerechnet werden; versickerte Niederschläge oder versickertes Stauwasser bei Wasserbauten sind seine Hauptursachen. Wasser übt auf eine Felssmasse einen grossen Einfluss aus, in chemischer und physikalischer (Frost) und in mechanischer Beziehung, welch letzterer Einfluss hier einzig zum Ausdruck kommen soll.

Die Messung des tatsächlichen Spannungszustandes im Gebirge stösst nun auf sehr grosse Schwierigkeiten, weil jede solche direkte Messung einen Eingriff in das Gebirge voraussetzt, wodurch aber der ursprüngliche Zustand mehr oder weniger stark geändert wird, bevor er gemessen werden konnte. Stellen wir uns z. B. vor, wir führen einen Sondierstollen aus, um an dessen Wänden den primären, vor der Durchörterung bestehenden Spannungszustand zu messen, so wird sich der Stollen langsam entspannen, und unsere Messungen werden nicht genau repräsentativ sein. In den letzten Jahren sind grosse Bemühungen festzustellen, dieser Schwierigkeit Herr zu werden und möglichst repräsentative Messmethoden mit den entsprechenden Geräten zu entwickeln.

Der Spannungszustand in einer als homogen und isotrop betrachteten Felssmasse unter der Einwirkung eines vertikalen und horizontalen Spannungsfeldes in der Nähe eines kreisrunden Loches lässt sich mit Hilfe der Elastizitätstheorie genau berechnen. Meines Wissens wurden die entsprechenden Formeln zum ersten Mal von Timoshenko veröffentlicht und von Terzaghi in «Géotechnique» 1952 (Stresses in rock about cavities) auf das vorliegende Problem angewandt. In den Bildern 13 und 14 bedeuten:

$\sigma_{vo} = \gamma \cdot Z$ die aus dem Ueberlagerungsdruck sich ergebende vertikale Hauptspannung im ungestörten Gebirge,
 $\sigma_{ho} = \lambda \cdot \sigma_{vo}$ die aus dem Ueberlagerungsdruck sich ergebende horizontale Hauptspannung im ungestörten Gebirge.

Je nach der Grösse der ursprünglich vorhandenen Horizontalspannungen ändert sich das Bild der Tangentialspannungen im First nach der Erstellung des Stollens grundsätzlich. Bei einer geringen Seitendruckziffer λ , d. h. einer grösseren Poissonzahl als 4, treten im First Zugspannungen auf; sinkt die Poissonzahl unter den Wert 4, entstehen nur noch Druckspannungen, die im hydrostatischen Falle ($m = 2$) den doppelten Wert des Ueberlagerungsdruckes erreichen. Wie eingangs erwähnt, dürfte dieser Zustand den Verhältnissen in tiefliegenden Tunnels nahekommen. Am Kämpfer, in den Ulmen, entstehen in beiden Fällen starke Druckspannungen. Bergschläge können teilweise anhand dieser Figuren erklärt werden. (Beachte z. B. die Bergschläge im soeben durchgeschlagenen Montblanc-Tunnel.) Mit dem Ansteigen der Druckspannung beginnt die plastische Verformung der Stollenwand (was zu einem Abbau derselben führt, strichpunktiert eingezeichnet).

Unsere Druckstollen im Wasserkraftanlagenbau liegen in der Regel nicht sehr tief, mit Ausnahme von Gebirgskettentraversierungen. Es muss aber darauf gesehen werden, dass sie nicht zu nahe der Oberfläche zu liegen kommen. Wasseraustritte können dann in mehrfacher Beziehung gefährlich werden. Aus dem Druckstollen durch Risse im Verkleidungsbeton austretendes Wasser, das irgendeinen Weg in vorhandenen Klüften im Felsen findet, wirkt dabei auf eine grosse Druckfläche. Aehnlich dem bekannten Effekt bei einer hydraulischen Presse werden dadurch auf das umgebende Gebirge sehr grosse Kräfte ausgeübt, die zu lokalen Einstür-

zen und Rutschungen führen können. Ausserdem wirkt das ausfliessende Wasser erodierend und auswaschend. Während die Drücke, welchen Druckstollen ausgesetzt sind, und sehr oft auch die Stollendurchmesser zugenommen haben, sind merkwürdigerweise die Verkleidungsstärken von Druckstollen bei uns für den Normalfall gleich geblieben. Offenbar nimmt aber die Beanspruchung der Verkleidung mit dem Produkt aus Druck und Stollenradius zu. Bei gleichen Felsverhältnissen und einer bestimmten, als noch zulässig angesehenen Betonzugspannung ist die Verkleidungsstärke bei nahe diesem Produkt proportional. Der erwähnten Abhängigkeit, die leicht rechnerisch verfolgt werden kann, wurde zu wenig Beachtung geschenkt. Nur beiläufig sei erwähnt, dass ausser einer genügend starken und erstklassigen Verkleidung die nachträglichen Injektionen für die Bewährung eines Druckstollens eine entscheidende Bedeutung besitzen. Dabei müssen die Injektionen die durch das Sprengen gelöste und zerklüftete, den eigentlichen Stollen röhrenartig umgebende gestörte Zone verstetigen und deshalb genügend tief in diese eindringen.

Mehrmals wurde bereits auf den Einfluss des Kluftwassers hingewiesen. Erwähnenswert ist noch seine Wirkung auf Staumauerfundamente, Widerlager und seitliche Dichtungsschleier. Die Konzentration der Wasserdrukendifferenz auf einzelne Zonen kann dabei zu Durchbrüchen oder zu unvorgesehenen Mehrbeanspruchungen des Bauwerkes führen. In der technischen Literatur wird als Allheilmittel dagegen zur Zeit die Anordnung von Entwässerungen, Drainagen, empfohlen. Sicher sind in vielen Fällen Drainagen möglich und gut, aber in besonderen Fällen, z. B. bei Auswaschgefahr von Felsspalten und dergleichen, müssen andere Lösungen gesucht werden, will man nicht den Teufel mit dem Belzebub austreiben.

Zusammenfassung

Die Felsmechanik steht in ihrem Bestreben, rein qualitative, beschreibende Aussagen durch quantitative zu ergänzen und damit dem Ingenieur entsprechende rechnerische Methoden zu entwickeln, am Anfang und vor sehr grossen Schwierigkeiten. Diese liegen sowohl auf theoretischem Gebiete wie vor allem auf jenem der Messtechnik und der Messgeräte. Erfahrung und ihre Auswertung sind aber gerade in der Felsmechanik die einzigen Möglichkeiten, zu einer den wirklichen Vorgängen wenigstens einigermassen entsprechenden Theorie zu gelangen.

Literaturverzeichnis

(ausser den im Text bereits enthaltenen Angaben):

- [1] *Terzaghi*: Soils Mechanics in Engineering Practice.
 - [2] *Talobre*: La Mécanique des Roches.
 - [3] *Kastner*: Statik des Tunnels- und Stollenbaues, Springer 1962.
 - [4] *H. Link*: Ueber die Querdehnungszahl des Gebirges, in «Geologie und Bauwesen» 1961, Heft 4. — Ueber die Unterschiede statisch, dynamisch und seismisch ermittelter Elastizitätsmoduln von Gestein und Gebirge, in «Geologie und Bauwesen» 1962, Heft 3/4.
 - [5] Berichte Kongress «Grosse Talsperren», Rom 1961.
 - [6] Vorträge der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik, in «Geologie und Bauwesen» veröffentlicht.
- Die angeführten Werke, insbesondere Kastner und Link, enthalten weitere ausführliche Literaturhinweise.

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 81. Jahrgang, Heft 3, 17. Januar 1963

Druck: Offset und Buchdruck AG, Zürich

Der Fels als Gesteins-Grossbereich

Vortrag, gehalten vor der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 9. November 1962 in Luzern von Prof. Dr. F. de Quervain, ETH, Zürich

Der Fels ist als *Grossbereich des Festgesteins* zu bezeichnen. Festgestein ist ein Gestein, dessen Eigenschaften durch eine echte Kohäsion der Einzelteilchen (Mineral- oder Gesteinskörner) bestimmt werden. Dabei wissen wir, dass zahlreiche Gesteine ohne echte Kohäsion im von aussen unbeeinflussten Felsverband doch zahlreiche Festgesteinseigenschaften besitzen. Zwischen eindeutigen Festgesteinen und Lockergesteinen besteht also eine Übergangsgruppe. Diese ist gerade in unserem Lande weit verbreitet; wir erinnern an viele Mergel aus der Molasse und aus dem Juragebirge.

Den Kleinbereich des Gesteins möchte ich nach oben bei den Ausmassen abgrenzen, die noch eine Untersuchung im Labor gestatten, also etwa bei Dezimeterdimensionen. Für den Kleinbereich stoffliche oder strukturelle Homogenität oder Kluftfreiheit zu verlangen, ist unrichtig: für zahlreiche Gesteine ist auch im Kleinen eine gewisse Inhomogenität oder das Auftreten von Klüften typisch.

Das Gestein des Grossbereiches muss an Ort und Stelle, also am Anstehenden, untersucht werden. In den meisten Fällen wird sich deshalb die Prüfung nur auf die petrographisch-geologischen Merkmale erstrecken. Technische Versuche beschränkten sich bisher der Kosten wegen auf Ausnahmefälle, abgesehen vielleicht von Ermittlungen der Durchlässigkeit und des elastischen Verhaltens. Interessant sind neue Versuche an Felsmodellen.

Der Grossbereich, der die Felsmechanik interessiert, reicht vom oben definierten Kleinbereich bis zu denjenigen Dimensionen, die durch die Ausmasse der Bauwerke und deren Beziehungen zum umgebenden Gestein gegeben sind, also bis zu Größenordnungen von Hunderten von Metern. Wenn man den Begriff Beziehungen weit fasst, können es noch viel mehr sein.

In vielen Fällen werden wir es bei grösseren Felsdimensionen mit Grossbereichen verschiedener Ordnung zu tun haben, zum Beispiel wird man in Teilbereichen mit einer normalen stratigraphischen Schichtfolge eine grossräumigere, viel stärker klüftige tektonische Störung überlagert vorfinden.

Hat sich der Geologe oder der Petrograph mit dieser Felsdimension zu befassen? Ich halte hier (es gilt dies auch für den Grossbereich der Lockergesteine) die übliche Aufspaltung in die beiden Gebiete für sinnlos. Ein Felsfachmann kann nur Geologe und Petrograph zugleich sein. Dies sollte auch in einer Zusammenlegung des Geologie-Petrographie-Unterrichtes für den technischen Geologen und den Bauingenieur zum Ausdruck kommen.

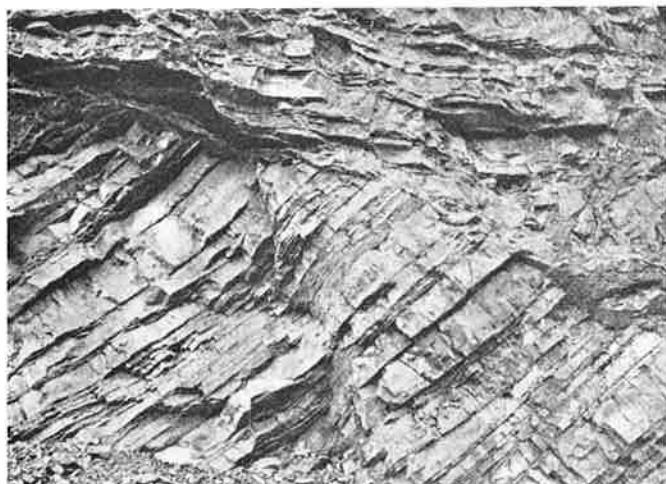


Bild 1. Die Überschiebung lässt den «normalen» Grossbereich (Hartsandstein und Schiefer des Flysches mit charakteristischer Bankung und Klüftung) deutlich als Teil einer noch grossräumigeren Einheit erkennen

Am Fels haben sich die wesentlichen Kleinbereichseigenschaften des Gesteins mit den für den Grossbereich typischen Erscheinungen zu teilen, diese Merkmale sind:

1. Die grössere stoffliche und damit zusammenhängend meist auch strukturelle *Inhomogenität*. Mit zunehmender Grösse des Bereichs tritt mehr und mehr neben das einheitliche Gestein eine Mischung von Gestein verschiedener Beschaffenheit. Wir finden die Gesteinsserien mit relativ regelmässiger beziehungsweise gesetzmässiger Mischung, wie wir sie zum Beispiel als Mergelschiefer-Sandsteinfolge beim Flysch treffen. Daneben bestehen natürlich die mannigfaltigsten unregelmässigen Gestein- beziehungsweise Strukturwechsel. Wesentliche Inhomogenitäten schafft auch die vielfach selektiv sich auswirkende Metamorphose, wie dies am auffallendsten die Mylonitonen in sonst relativ gleichartigem Gestein zeigen. Zu diesen Inhomogenitäten muss man auch die Einflusszone der Verwitterung mit den damit verbundenen Gesteinsveränderungen (wie Auflockerung) rechnen.

2. Der Wechsel der räumlichen *Lage* der gerichteten Gefügeelemente des Gesteins, besonders augenfällig bei den Faltungsercheinungen, reichend vom mm- bis zum km-Ausmass.

3. Die im Kleinbereich nur sehr beschränkt wirksame *Klüftung* wird am Fels meistens zu einem wichtigen bis dominierenden Merkmal für felsmechanische Fragen. Die Feststellungen von Intensität, Lage, Ausbildung und Entstehungsart der Klüfte ist dementsprechend eine Hauptaufgabe der geologischen Voruntersuchung bei Bauarbeiten im Felsbereich. Als Kluft möchte ich hier alle Fugen vom unsichtbaren Haarriss bis zur eigentlichen Spalte bezeichnen.

Die Klüftung ist, wie alle am Fels Tätigen wissen, von grösster Mannigfaltigkeit: engständig (cm-Abstände) bis sehr weitständig (10 und mehr m-Abstände), in der räumlichen Lage irgend eine Gesetzmässigkeit zeigend oder auch ohne solche, mit und ohne Verschiebung der Fugenwände, das Gestein völlig oder nur teilweise trennend, weit durchgehend oder nur eine kurze Strecke, ohne oder mit Kluftbelag (als plastischer Kluftletten oder als direkt verheilende und die Fuge damit mehr oder weniger unwirksam machende Mineralausscheidung), am gleichen Aufschluss gleichmässig oder sehr ungleichmässig (von der Gesteinsart stark abhängig oder auch nicht). Der stark klüftige Fels kann mit nicht zu grosser Schematisierung nicht selten als Schichtenmauerwerk (von ganz verschiedener Stellung im Raum) oder als Zyklopenmauerwerk aufgefasst werden.

Die Wirksamkeit der Klüftung darf auch nicht über-schätzt werden. Sehr klüftiger Fels kann so intensiv ver-spannt sein, dass er zum Beispiel sehr grossen Scherkräften Stand halten kann. Dies zeigen oft überhängende Felswände grössten Gewichtes in kluftreichem Gestein.

Die verbreitetsten Klüftungen sind im Gefolge von Bewegungen der Erdrinde entstanden (als Gleitungs- oder Zerrungsklüfte). Im Grossbereich von tektonisch ruhigen Erdrindenstückchen ist oft die Klüftung sehr weitständig, sie kann sogar in den uns interessierenden Felskörperdimensionen fast fehlen. Im tektonisch beanspruchten Gebiet kann sie in nicht oder schwach geschiefertem Festgestein sehr gross aber stark wechselnd sein. Starke Verschieferung mit Glimmerreichtum, auch intensive Fältelung wirken der Kluftbildung entgegen (bruchlose Verformung). Man ist zum Beispiel erstaunt, wie gering die Klüftung in stark gefälteltem Bündnerschiefer sein kann.

4. Im Grossbereich ist meistens das *Porenwasser* (Bergfeuchtigkeit) und das Kluftwasser in Rechnung zu stellen.

5. Viel mehr als im Kleinbereich treten uns bei weitklüftigem und mässig geschiefertem Fels auch an der Oberfläche nicht direkt sichtbare *Spannungszustände* entgegen. Diese sind hier zweiaxial und erzeugen bei Ueberwindung der Zugfestigkeit Klüfte parallel der Oberfläche. Geradezu klassische Beispiele bieten die Talklüftung im Granit des Oberhasli-



Bild 2 (links). Auch bei sehr intensiver Klüftung in tektonisch stärkst gestörten Bereichen ist meistens eine gewisse Ordnung der Kluftrichtungen zu erkennen (Kieselkalk am Vierwaldstättersee). — Unten: Wasseraustritt über un-durchlässiger Mergellage



Bild 3 (rechts). Homogener Molassesandstein (alter Steinbruch) fast ohne ursprüngliche Klüftung. Die Wand rechts und gegen die Höhle ist aber durch rezente Entspannungsklüfte völlig vom Berginnern getrennt (Risse an der Kante). Glockenbildung durch Nachbrechen am ursprünglich horizontalen Dach der Abbauhöhle

und Reusstales. Auf die Beziehung zwischen Talklüftung und Bergschläge sei hier nur hingewiesen. Solche Spannungszustände machen übrigens auch vor Lockergesteinen nicht halt, geben diesen somit gewisse Felseigenschaften.

Man kann sich fragen, ob der Fels *anisotrop* ist, als das Gestein im Kleinbereich. Ganz anisotrop verhalten sich wenige Gesteine; bei vielleicht einem Drittel spielt für die meisten technisch-praktischen Fragestellungen die Anisotropie eine untergeordnete Rolle, ein weiteres Drittel ist deutlich anisotrop, das letzte hochanisotrop. Im Grossbereich tritt neben die Intensität der Anisotropie noch deren Lage im Raum. Ich glaube nun nicht, dass der Grossbereich sich im ganzen anisotrop verhält als der Kleinbereich. Die Klüftung wirkt in vielen Fällen der Anisotropie entgegen, so kann sie aus anisotropem Gestein, zum Beispiel einem Gneis, eine Felsmasse mit im wesentlichen isotropem Verhalten schaffen. Natürlich ist auch das Gegenteil oft der Fall.

Noch ein paar Bemerkungen zur *Darstellung* des Grossbereiches auf geologischen Karten. Zweifellos kommen hier die spezifischen Grossbereichsmerkmale zugunsten der Steinsart oder der stratigraphischen Einreichung zu kurz. Nur auffallende Phänomene dieses Bereiches wie Streichen und Fallen der Schichten, Rutscheln, Mylonitzonen sind allgemei-

ner eingetragen. Für die allgemeine geologische Kartendarstellung wird die bisher übliche Gliederung wohl kaum geändert werden können.

Für speziell technisch orientierte Karten oder Profile wird man die Felsbelange mehr berücksichtigen. Jeder, der sich darüber Gedanken macht, wird feststellen, dass dies bei grossmassstäblichen Plänen noch relativ gut geht; mit dem Kleinerwerden des Maßstabes wird die Berücksichtigung der Grossbereichsmerkmale immer schwieriger. Schliesslich lassen sich bei Karten 1:50 000 bis 1:200 000, von Ausnahmen bei einfachen Verhältnissen abgesehen, höchstens mehr oder weniger aussagende Kompromisse machen; für vieles muss auf erläuternde Texte verwiesen werden.

An Vorschlägen für eine Fels-Legende fehlt es nicht; nach meiner Auffassung wird es sehr schwierig, hier etwas allgemeiner Anwendbares zu schaffen, also eine Legende, die einigermassen den überaus mannigfaltigen Ausbildungsformen des Grossbereiches unter den so verschiedenartigen geologischen Situationen gerecht wird.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. Francis de Quervain, ETH, Institut für Kristallographie und Petrographie, Sonneggstrasse 5, Zürich 6.

Die Probleme der Felsmechanik

Am 9. 11. 1962 fand in Luzern die Herbsttagung des Verbandes der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik statt, an der die Probleme der Felsmechanik besprochen wurden. Die nachfolgenden beiden Publikationen basieren auf den Vorträgen von Herrn Dipl.-Ing. Frey-Baer, Baden, über die Ausbruchssicherung im Stollenbau und von Herrn Dipl.-Ing. Weyermann, Zürich, über Felsinjektionen. Ausser diesen beiden Herren sprachen noch verschiedene andere Referenten zum Thema der Tagung. So behandelte Herr Prof. G. Schnitter, Direktor der «Vawe», Zürich, in einem klar aufgebauten Vortrag die theoretischen Grundlagen der Felsmechanik und gab noch einen kurzen geschichtlichen Ueberblick über deren Entstehen. Anschliessend zeigte er anhand von Lichtbildern, wie der Einsturz der Staumauer Malpasset vor sich gegangen sein muss.

In Ergänzung des ersten Vortrages behandelte Herr Prof. Dr. F. de Quervain von der ETH, Zürich, das Thema des Felsens als Gesteins-Grossbereich. Ausgehend von den Eigenschaften und dem Verhalten des eigentlichen Gesteins-Elementes zeigte er, wie durch tektonische Einflüsse, wie Alpenfaltung, Erdbeben, Verwitterung etc. die Eigenschaften des Grossbereichs bzw. des Gebirges, ganz andere sein müssen.

Es folgte dann eine ungezwungene, in der Art eines Kolloquiums gehaltene Unterhaltung durch Herrn M. F. Bollo aus Paris über die Vergleiche der Resultate von Elastizitätsmodul-Messungen mit verschiedenen Verfahren (mechanisch od. seismisch) und begründete die entstehenden Differenzen.

Mit grosser Erwartung wurde der Vortrag von Herrn Dipl.-Ing. Dr. L. Müller, Salzburg, entgegengenommen. Er behandelte vorerst den Aufbau des Felsgebirges und deren felsmechanische Beurteilung und Behandlung. Insbesondere unterstrich er die Anwendbarkeit der Gesetze der Statistik, um die Kluft-Diaklasen- und Spaltsysteme zu charakterisieren und damit eine Beurteilung des Gebirges vornehmen zu können. Dann streifte er die von der Salzburger-Schule ausgeführten Grossversuche in Oesterreich und Japan.

Aeußerst interessant und aufschlussreich waren die Ausführungen der Herren Dipl.-Ing. J.-C. Ott und F. Robert von der S.G.I., Genf. Sie behandelten die Durchführung eines Grossversuches zur Abklärung des Verhaltens eines kristallinen Felsens durch den Einbau eines gepanzerten Druckschachtes. Zuerst gaben die Referenten einen Ueberblick über die theoretischen Grundlagen des Versuches und nachher zeigten sie die Resultate desselben. Der anschliessend gezeigte Film illustrierte dann, mit welcher Gründlichkeit und welchen Finessen der Versuch an diesem ca. 20 m langen Druckschacht-Stück durchgeführt wurde.

Les problèmes de la mécanique intrarochereuse

Le 9 novembre 1962, Lucerne a abrité la session d'automne de l'Union Suisse pour la mécanique des sols et la technique des fondations; elle a traité des problèmes de la mécanique intrarochereuse. Les deux compte-rendus qui suivent se fondent sur l'exposé de M. Frey-Baer, ing. dipl., de Baden, sur la protection contre les éboulements lors du percement de galeries et celui de M. Weyermann, ing. dipl., de Zurich, consacré aux injections intrarochereuses. D'autres orateurs firent des communications relevant du thème de la session. C'est ainsi que le professeur G. Schnitter, directeur de la «Vawe», à Zurich, fit un remarquable recensement des bases théoriques de la mécanique intrarochereuse, en l'enrichissant d'un bref historique de son développement. A l'aide de diapositives, il illustra le processus qui conduisit vraisemblablement à l'effondrement du barrage de Malpasset.

Complétant le premier exposé, le Dr F. de Quervain, professeur à l'EPF de Zurich, parla de la roche en tant que vaste zone pierreuse. En partant des propriétés et du comportement de la pierre fondamentale, il illustra l'action des phénomènes agissant sur la croûte terrestre — replis alpins, secousses telluriques, érosion atmosphérique, etc. — modifiant profondément les caractéristiques d'une vaste zone rocheuse ou montagneuse.

Ce fut ensuite un entretien libre auquel M. M. F. Bollo, de Paris, donna le ton d'un colloque, comparant les résultats de mesures du module d'élasticité obtenus selon divers procédés (mécaniques ou sismiques). M. Bollo expliqua les différences enregistrées; elles sont souvent dues à l'effet en profondeur variant avec chaque méthode.

On attendait avec immense intérêt l'exposé du Dr L. Müller, ing. dipl. de Salzbourg. Il parla d'abord de la structure rocheuse des montagnes, de sa détection comme de son traitement mécanique. Il s'attacha particulièrement à souligner les applications des lois statistiques pour définir les systèmes de fissures et de gorges considérés comme base d'analyse géologique d'une région montagneuse. Enfin, il parla brièvement des examens approfondis que l'école de Salzbourg a entrepris en Autriche et au Japon.

Les renseignements communiqués par MM. J. C. Ott et F. Robert, ing. dipl., à la S.G.I., à Genève, furent instructifs et du plus haut intérêt. Ils ont trait à un essai très poussé destiné à analyser le comportement d'une roche cristalline lors de la pose du blindage d'une galerie sous forte pression. Les orateurs exposèrent les fondements théoriques de l'essai, puis ils parlèrent des résultats. Le film cinématographique qui suivit prouve quel soin et quelles précautions présidèrent à cette analyse faite sur un tronçon de quelque 20 m d'une galerie sous forte pression.

EM

Stollenvortrieb- Sicherung

Otto Frey-Baer, Obering., Baden

Einleitung

Von jeher gab der Stollen- und Tunnelbau infolge seiner Gefährlichkeit Anlass zu Diskussionen über die Vortriebssicherungen. Zwar sind, wie auf anderen Gebieten des Bauwesens, auch im Stollenbau erhebliche Fortschritte in der Bekämpfung der Unfälle zu konstatieren, nicht zuletzt dank der unermüdlichen Forschung über das Verhalten des Gebirges und durch die Entwicklung von verbesserten Vortriebs-Methoden und Schutzeinrichtungen. Es erscheint jedoch ganz unberechtigt, in unseren Bestrebungen nachzulassen, hören wir doch immer wieder von Unfällen, bei denen Mineure infolge Gesteinsniederbrüchen ihr Leben verlieren. Wir müssen uns dabei erinnern, dass in der Schweiz die Epoche der grossen Tunnelbauten mit dem Bau des Simplontunnels seinerzeit praktisch ihr Ende fand. Es sei dabei nur am Rande vermerkt, dass dieser Ausklang von einigen Misstönen begleitet war, da sich Geologen und Tunnelfachleute nicht einigen konnten über die Ursache der grossen Felsdeformationen, welche erhebliche Schwierigkeiten bereiteten. Erst mit dem Misserfolg im Druckstollen des Ritomkraftwerkes, welcher zu den Deformationsmessungen im Amsteger Kraftwerkstollen führte, beschäftigte sich eine kleine Schar von Interessierten erneut wieder etwas intensiver mit den Fragen der Felsmechanik. Heute darf mit Freude festgestellt werden, dass aus dieser kleinen Schar eine namhafte Gruppe von Fachleuten entstanden ist, welche sich nun diesen interessanten Fragen annimmt.

Bei der Beschäftigung mit der Felsmechanik wird man früher oder später einmal auf die Frage gestossen, ob die strengen Gesetze der Mechanik auf die Gesteinsmassen, welche wir zu durchdrücken haben, angewendet werden dürfen. Es ist dies die Frage nach der Homogenität eines Körpers, der Fels oder Gebirge genannt wird.

Viele Beobachtungen im Stollen haben deutlich gezeigt, dass sich das Gebirge unter ähnlichen Verhältnissen auffallend ähnlich verhält. Auch exakte Messungen in verschiedenen Querschnitten eines Stollenabschnittes einer bestimmten Felsart ergaben trotz der scheinbar recht verschiedenartigen Struktur des Felsens auffallend ähnliche Resultate — wenn man nicht zu kurze Mess-Strecken wählt. Die Frage der Homogenität scheint mir in erster Linie auch eine Masstabfrage zu sein. Wenn beispielsweise in einem von uns immer als besonders homogen betrachteten Baustoff, dem Stahl, ein kleines Loch gebohrt wird, dann ergibt sich ein bestimmtes Verhältnis zwischen dem Stahlkorn und dem Lochdurchmesser. Wird das gleiche Verhältnis für einen Stollen von 5 m Durchmesser angewendet, so ergibt sich eine Grösse des Felskernes

Précaution de sécurité dans les travaux de percement de galerie

Otto Frey-Baer, Ing. en chef, Baden

Introduction

Le danger dans les travaux de percement de galerie a toujours donné lieu à des discussions sur les manières des précautions de sécurité à prendre. Comme dans d'autres domaines de la construction, d'immenses progrès contre la lutte des accidents dans les travaux en galerie ont été constatés. Ces progrès sont dus aux recherches assidues sur le comportement des couches rocheuses, à la progression des méthodes étudiées de percement dans les galeries, ainsi qu'aux dispositifs de sécurité toujours améliorés. Il serait donc faux, d'arrêter en ce moment ces recherches, car il nous parvient encore de temps à autre des signalisations d'accidents dans lesquels des mineurs trouvent la mort, accidents dus à des effondrements de rochers non suffisamment assurés. Il faudrait donc se rappeler qu'en Suisse, après la terminaison de la galerie du Simplon une importante époque dans les constructions des galeries prenait fin. Qu'il nous soit permis de rappeler en passant, que cette fin a tout de même été accompagnée de quelques mésententes parmi les géologues et les spécialistes de galeries quant aux causes des immenses déformations de la roche, qui rendaient très difficile les travaux. La faillite des travaux des galeries d'aménées du barrage de Ritom ayant conduit aux prises des mensurations de déformations dans la galerie du barrage d'Amsteg. Cette étude a incité un petit groupe d'ingénieurs intéressés à se livrer davantage à l'éclaircissement des questions de mécanique du rocher. Nous constatons aujourd'hui avec un grand plaisir, que ce petit groupe ne cesse de s'accroître et compte actuellement un important nombre de spécialistes prêts à affronter tous ces problèmes très intéressants.

L'étude des problèmes de la mécanique de la roche mènera tôt ou tard à la question de l'utilisation des lois très sévères de mécanique sur les masses rocheuses qui sont à analyser. Ce sont surtout des questions d'homogénéité de masse, dénommée roche ou massif de montagne.

Nombres d'observations dans les galeries nous ont démontré très nettement, que sous des mêmes conditions un massif rocheux se comporte de façon semblable. Même des mensurations très exactes dans différentes sections d'une galerie d'une qualité de roche définie, donnaient malgré la diversité apparente de la structure de la roche, des résultats très rapprochés; sous réserve d'utilisation de tronçons de mensurations pas trop courts. La question d'homogénéité semble être en premier lieu une question d'échelle. Prenons pour donner un exemple l'acier, que nous estimons parfait au point de vue d'homogénéité. En perçant un trou dans une pièce d'essai d'acier, il résulte une proportion certaine entre le particule d'acier et le diamètre du trou percé. En

— also der Schichtstärke — von einigen Millimetern. Im Vergleich mit einer Betonkonstruktion, kann man entdecken, dass wir uns durchaus im Gebiet der quasi-homogenen Baustoffe befinden und dass wir uns genau wie in jedem anderen Gebiet unserer praktischen Ingenieurtätigkeit immer wieder Rechenschaft geben müssen über die Grenzen und Genauigkeiten unserer mathematischen Formeln. Wir dürfen also ohne Bedenken unsere Zweifel betreffend die Anwendung der Mechanik zur Berechnung von Spannungen und Deformationen im Gebirge beiseitelegen. Es ist jedoch anzustreben, sich durch Messungen im Gebirge über die Genauigkeit und Grenzen unserer Berechnungen Klarheit zu verschaffen.

Berechnung der Felsbeanspruchungen

Ueber die Berechnung zur Abschätzung der statischen Felsbeanspruchung am Umfang eines Stollenausbruches liegen schon eine Anzahl von aufschlussreichen Arbeiten (siehe Verzeichnis im Anhang) und auch einige Modellversuche vor. Wir stehen aber damit erst am Anfang und es fehlen hauptsächlich noch Messungen über die Veränderung der Beanspruchung des Felsmantels um den Stollen im Verlaufe der Zeit. Jeder Stollenbauer weiss ja, dass der Faktor Zeit bei nicht ausgesprochen harten Gesteinen eine grosse Rolle spielt, indem durch plastische Verformungen der am meisten beanspruchten Felspartien eine selbsttätige Entlastung dieser Partien durch die Verschiebung der Spannungstrajektorien gegen das Berginnere eintritt. Es würde den Rahmen dieser Ausführungen sprengen, wenn auf die Berechnungen eingetreten werden müsste. Für das Verständnis der nachfolgenden Ausführungen genügt es, einige wesentliche Ergebnisse dieser Berechnungen ganz summarisch mit einigen Worten aufzuzeigen. Durch das Gewicht der Gesteinsmasse über dem Stollenhorizont steht das Gestein unter einer vertikalen Druckvorspannung, deren Grösse proportional dem Gesteinsgewicht und der Ueberlagerungshöhe ist. Der regelmässige Fluss dieser Spannungen wird durch den Stollenvortrieb gestört, es findet nach dem Oeffnen des Hohlraumes eine Umlagerung der Spannungen statt. Dabei steigen die Druckspannungen in den Ulmen zufolge einer vermehrten Lastübernahme um ein Mehrfaches an. Gleichzeitig treten bei kleinerer Ueberlagerung im Gewölbescheitel horizontale Zugspannungen auf. Bei grosser Ueberlagerung ändert sich dieses Bild der Spannungen, indem dann auch die Gefahr des Eindrückens des Daches und des Aufbrechens der Sohle auftritt. Damit der Stollenbauer weiss, von welcher Seite die Gefahr droht und wie er dieser Gefahr zu begegnen hat, muss er selbstverständlich diese Berechnungsresultate kennen.

Gebirgsarten

Eine Klassierung des Gebirges kann nach verschiedenen Gesichtspunkten vorgenommen werden. Im Hinblick auf die Schutzmassnahmen zur Ausbruchssicherung kann man sich auf drei Klassen beschränken: *die weichen, die mittelharten und die harten Gesteinsarten*. Unter weichen Gesteinen ist die

adaptant la même proportion pour une galerie de 5 mètres de diamètre, il résulte une grandeur de «grain» de rocher — épaisseur de la couche — de quelques millimètres. En comparant avec une construction en béton, nous pouvons conclure, que nous nous trouvons absolument dans les limites des matériaux de construction «quasi-homogènes». Cette conclusion nous démontre, que comme dans n'importe quel autre domaine d'exécution du métier d'ingénieur, ce dernier doit se rendre compte des possibilités et des limites d'exactitude des formules mathématiques. Nous pouvons donc laisser de côté sans autre tous nos soucis et doutes, concernant l'application des règles de mécanique pour la calculation des tensions et déformations dans la roche. Il est malgré tout indiqué de vérifier l'exactitude et les limites des calculs par des mensurations approfondies dans la roche en discussion.

Calculation des forces agissantes sur la roche

Il existe déjà plusieurs ouvrages concluants de calculation et estimation des forces statiques (voir indications à la fin) très détaillés sur les travaux de galerie, ainsi que différents résultats d'essais de maquettes. Avec tout ce qui est connu dans la littérature technique nous sommes cependant toujours au début des recherches. Ce qui manque en général encore ce sont des mensurations de changements des tensions dans les parties rocheuses autour du profil de galerie, surtout après le creusage et après un certain laps de temps. Tout spécialiste de galerie sait, que le facteur «temps» joue un important rôle, surtout dans la roche lorsqu'elle n'est pas très dure. Par conséquent la déformation plastique des parties exposées aux plus grandes tensions mène à une décharge automatique de ces parties s'effectuant par un déplacement des trajectories de tensions vers l'intérieur du massif rocheux. L'explication en détail de ces calculs dépasserait largement le cadre de cet exposé. Pour l'appréciation des explications suivantes il suffit amplement d'esquisser, en quelques mots sommaires quelques résultats importants de ces calculs. Le poids de la masse rocheuse située au-dessus du profil de la galerie provoque une prétension verticale. La grandeur de cette tension est proportionnelle en rapport du poids de la matière et de l'épaisseur de la couche. Les trajectoires régulières de ces tensions sont dérangées par l'avancement des travaux de perçement. Il y a après l'ouverture du vide un déplacement des tensions. Les tensions de pressions latérales du profil augmentent plusieurs fois par rapport au poids supplémentaire. En même temps apparaissent au point haut du profil des tensions de traction horizontales, provoquées par de petites superpositions de couches de roches. Lorsqu'il s'agit de grandes superpositions de couches, le jeu de tensions change complètement; il existe en plus le danger d'écrasement du «toit» et la fissuration de la base du profil. Afin que le spécialiste de la galerie soit au courant des dangers existants et qu'il connaisse les moyens d'intervenir il est absolument nécessaire qu'il se rende compte des résultats des calculations.

Gruppe zu verstehen, welche einen Verformungsmodul bis zu etwa 50 000 kg/cm² aufweist. Es handelt sich somit etwa um verfestigte Versackung, Molasse und tonigen Schiefer. Zu den harten Gesteinen werden beispielsweise Granit, Gneise und Kalk mit einem Verformungsmodul über 150 000 kg/cm² gezählt. Dazwischen liegen die mittelharten Gesteine. Leider ist es nicht möglich, scharfe Grenzen zu ziehen, da ein Gestein je nach Feuchtigkeit, petrographischer Zusammensetzung — z.B. grösserer oder kleinerer Tongehalt — oder Tektonik in die eine oder andere Gruppe eingereiht werden muss. Bei den nachfolgenden Aufzählungen ist es natürlich nicht möglich, auf besondere Fälle einzugehen. Daher wird nur ein genereller Ueberblick mit Hinweisen gegeben, welche Sicherheitsmassnahmen sich in den letzten Jahren im Hinblick auf die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit als besonders rationell erwiesen haben.

Weiches Gestein

Diese Gesteinsgruppe weist gemäss der vorstehend gegebenen generellen Klassierung eine kleine innere Reibung auf und neigt deshalb besonders stark zu plastischen Verformungen. Klüfte sind meistens keine vorhanden, sie wurden durch Zerreibungsmaterial oder lehmig-tonige Bestandteile geschlossen. Das Material weist somit eine besonders hohe Quasi-Homogenität auf. Die Massnahmen, welche in einem solchen Gestein zur Sicherung des Ausbruchquerschnittes getroffen werden müssen, hängen in erster Linie vom Feuchtigkeitsgehalt des Felsens und von der Ueberlagerungshöhe ab. Bei hoher Feuchtigkeit und grosser Ueberlagerung — beispielsweise 100 bis 200 m — ist mit rasch einsetzender grosser Deformation des Stollenprofils zu rechnen, wogegen bei trockenem Gebirge und kleiner Ueberlagerung nur ganz geringe Schwierigkeiten auftreten. Zur Erläuterung können hier zwei Extremfälle angeführt werden.

a) Feuchtes weiches Gestein

Durch den relativ grossen Feuchtigkeitsgehalt des Materials in der versackten Felsstrecke war die innere Reibung stark vermindert. Die grossen plastischen Deformationen setzten dann auch sofort nach dem Ausbruch des Stollens ein und klangen erst ab, nachdem der Stollen zufolge Kriechens des Materials in den Hohlraum bis auf wenige Dezimeter wieder geschlossen war. Dies spielte sich in wenigen Tagen, ja sogar in wenigen Stunden ab.

b) Trockenes weiches Gestein

Den günstigeren Extremfall in ähnlichen Gebirgsverhältnissen konnte im Auslande in ariden, wüstenähnlichen Gebieten beobachtet werden, wo vollständig zerbrochenes, stark verlehmtes, aber trockenes Gestein wie gutes, standfestes Gebirge ohne Einbauten durchlöchert werden konnte.

Im ersten Fall (a) ist ein schwerer, kreisrunder und vollständig geschlossener Stahlleinbau notwendig, um das Profil solange offen zu halten, bis die Betonauskleidung nachgezogen werden kann. Im zweiten Falle (b) kann eine dünne Gunitabdeckung

Nature des massifs rocheux

Une classification du massif montagneux peut se faire sous différents points de vue. En prévision des précautions de sécurité à prendre pour les terrassements, on peut se limiter sur trois classes:

La roche tendre, mi-dure et la roche dure.

La catégorie des terrains tendres renferme toutes les sortes dont le module de déformation ne dépasse pas 50 000 kg/cm². Il s'agit donc des structures suivantes: Affaissement compressé, molasse ou ardoise argileuse. A la catégorie des terrains durs appartiennent p. ex. le granit, gneiss ainsi que les spécimens calcaires avec un module de déformation en dessus de 150 000 kg/cm². Entre ces deux classes il y a le groupe des roches mi-dures. Il n'est malheureusement pas possible d'établir une classification plus exacte et plus détaillée, parce que la dureté d'une couche rocheuse dépend de plusieurs facteurs, assez souvent totalement différents: p. ex. humidité du terrain, composition pétrographique, contenance en quantité et qualité d'argile, tectonique, etc. Suivant les connaissances de ces détails l'ingénieur aura la possibilité de les incorporer soit dans une ou l'autre catégories.

Il n'est pas possible en se basant sur les exemples suivants d'entrer en détail sur les cas spéciaux. Nous nous résumons à une vue générale, avec indications sur les précautions à prendre, résultats de ces dernières années de recherches, au point de vue sécurité et rationalité.

Roches tendres

Ce groupe de pierre, selon notre classification ci-devant, possède les caractéristiques suivantes: Friction intérieure minime — un très grand danger de déformation plastique existe constamment. Des fissurations se trouvent très rarement. Si toutefois elles existent, elles sont fermées par de la matière d'usure ou de la matière argileuse. Ce matériel laisse croire à une «quasi-homogénéité» très grande. Les précautions de sécurité à prendre dans cette matière pour éviter tout accident et pour garantir la section du profil, dépend en premier de la contenance d'humidité et de la couche superposée de roche au profil. En terrain de grande humidité et d'une grande couche superposée — p. ex. 100 à 200 m, une déformation importante et rapide du profil à excaver est à craindre; tandis que, avec de la pierre sèche et une petite superposition, les difficultés à rencontrer seront très petites. Pour l'éclaircissement; voici deux exemples extrêmes.

a) Roche tendre et humide

La friction intérieure est sensiblement diminuée par la grande contenance d'humidité dans les parties de roches affaissées. Les grandes déformations plastiques commencent après l'excavation du profil, et diminuent immédiatement mais seulement après remplissage par écoulement du vide à quelques décimètres, en peu de jours, parfois même en quelques heures.

der Felsoberfläche zur Verhinderung der Feuchtigkeitsaufnahme durchaus genügen.

Zwischen diesen extremen Fällen, wie sie soeben kurz umrisSEN worden sind, liegt nun eine ganze Skala von Werten, die das weiche Gebirge kennzeichnen. Wenn wir die europäischen Verhältnisse hier besonders im Auge haben, ist festzustellen, dass man es meistens mit feuchtem, also mit stollenbautechnisch ungünstigem Gebirge zu tun hat. Im allgemeinen wird es deshalb bei Stollenprofilen von über 2-3 m Durchmesser notwendig sein, in weichem Gestein zur Sicherung des Profils einen Stahleinbau zu erstellen. Die plastischen Verformungen des Gesteins, die meistens nur an den Ulmen zu beobachten sind, kommen nach einigen Wochen zur Ruhe, da sich ein neuer Gleichgewichtszustand eingestellt hat. Man spricht von einer Deformations- oder Druckwelle, welche dem Stollenvortrieb nachfolgt. Den Ablauf eines solchen Vorganges war besonders schön in der kurzen Carbonstrecke des Druckstollens Ackersand II beobachtet worden. An den Wänden wuchs gewis-

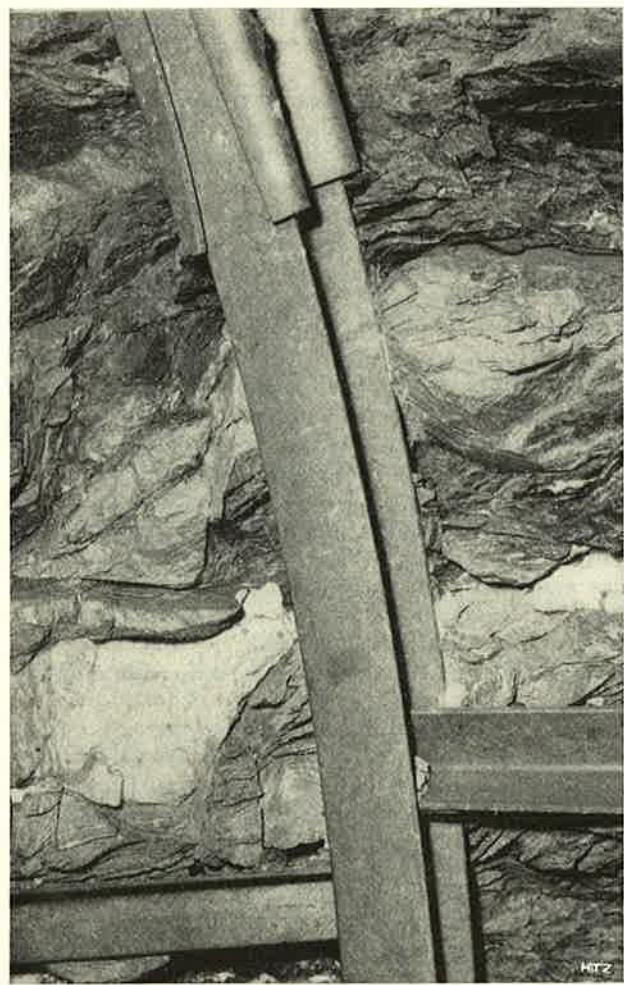


Abb. 1 Einwandern der Stösse, Verformung des Gebirges. Die Bogen wurden mit einem Abstand von 10-15 cm vom Fels gestellt, worauf derselbe innert 14 Tagen auf die Bogen aufschloss. (Rechts unterhalb der Klammerlasche gut sichtbar.)

Fig. 1 Déformation de la roche, les arcs ont été placés à 10-15 cm du radier; après 14 jours la roche a atteint les arcs. (Bien visible à droite au-dessous de la griffe de serrage.)

b) Roche sèche et molle

Le cas opposé, plus favorable, a été constaté dans des massifs pareils dans le désert. L'excavation s'effectuait dans du terrain complètement cassé, fort argileux, mais sec et sans emploi d'un système d'étayage. Le premier cas a) exige un revêtement annulaire en acier, cintre lourd et complètement fermé, pour garantir la section du profil jusqu'à la terminaison du bétonnage. Dans le second cas b) l'application d'une couche mince de Gunit sur la superficie rocheuse pour éviter la pénétration d'humidité peut sans autre être suffisante.

Entre ces deux cas extrêmes, exposés ci-dessus en quelques mots, se trouve toute une variété de valeurs désignant le terrain tendre. En regardant spécialement les circonstances européennes de terrain, on constate avoir à faire en plus grande partie avec de la roche humide, autrement dit, avec du terrain très défavorable au point de vue technique de galerie. Les profils des galeries dépassants 2 à 3 m de section dans du terrain tendre exigent en général un revêtement annulaire en acier en prévision de sécurité. Les déformations plastiques, constatées en général sur les deux côtés, cessent après quelques semaines, lors de la nouvelle mise en équilibre des masses rocheuses. On parle d'une vague de déformation ou vague de pression, qui suit l'avancement du creusage. La galerie de pression d'Ackersand II, traversant une couche de carbone, nous a permis à confirmer très nettement nos hypothèses du déroulement des déformations citées ci-devant. Les parties rocheuses des deux parois se mettaient pour ainsi dire autour des cintres métalliques, sans pour autant se détacher (fig. 1). Une pression de roche a été constatée, mais seulement tout près des cintres. On avait l'impression, qu'en définitive, les cintres étaient posés dans des rainures de 10 à 20 cm de profondeur dans la roche. Ces cintres étaient exposés à de très grandes forces latérales, se déformaient pour finir et se déplaçaient vers le haut du profil. Heureusement ces déformations cessaient avant d'exiger d'autres mesures de précautions. Longtemps après ce tronçon a été reprofilé et muni d'un nouveau coffrage, sans autre forme de précaution.

Roches mi-dures

Il s'agit d'un genre de roche d'une espèce qui se trouve assez fréquemment dans nos montagnes suisses, et par conséquent les expériences, résultats d'excavations et des avancements sont très nombreux. Si nous nous rapportons aux superpositions normales jusqu'à quelques centaines de mètres, nous ne trouvons en général pas de déformations visibles dans les côtés et dans la voûte. Après vérification des contrôles de nivelllements de petites déformations sont uniquement constatées dans le massif, ayant l'apparence de ruptures de la base du profil. Cela ne veut donc pas dire qu'il n'y ait pas d'autres déformations dans le restant du profil. Seuls des nivelllements très exacts fourniront des résultats concluant sur les déformations. La pression de la masse rocheuse pose en général, dans les cas normaux, pas de grands problèmes; il faudrait au contraire vouer les plus grands soins à l'étude des

sermassen das Gestein zwischen den Stahlbögen in den Stollenhohlraum hinein, ohne dass der Gesteinsverband verloren ging (Abb. 1). Einzig unmittelbar bei den Stahlbögen war der Druck des Gesteins zu beobachten. Schlussendlich ergab sich der Eindruck, als ob die Stahlbögen in 10-20 cm tiefe Nuten im Fels versetzt worden wären. Die Stahlbögen wurden dabei von den Seiten her sehr stark belastet und deformiert, da sie im Gewölbe nach oben auswichen. Zum Glück kam die Bewegung zur Ruhe, bevor der Einbau seine Aufgabe nicht mehr erfüllen konnte. Die Strecke wurde dann nach längerer Zeit nachprofiliert und mit einem neuen Einbau versehen, womit es sein Bewenden hatte.

Mittelhartes Gestein

Es ist dies ein Stollengebirge, welches wir in der Schweiz sehr oft antreffen, und es liegen deshalb grosse Erfahrungen vor in dessen Durchörterung. Bei normaler Ueberlagerung bis zu einigen hundert Metern treten meist keine ins Auge fallende Deformationen in den Ulmen und im Gewölbe auf, und Bewegungen im Gebirge werden erst bei der Nachkontrolle des Nivellementes in Form von Sohlenhebungen entdeckt. Dies will nicht heissen, dass im übrigen Profil keine Deformationen stattfinden. Einzig exakte Messungen können hierüber Auskunft geben. Der Gebirgsdruck stellt in den sogenannten Normalfällen keine grossen Probleme, umso mehr beschäftigt uns der Wechsel des Gesteinsverbandes. Solche Wechsel treten in den Alpen sehr oft auf, indem der Vortrieb ganz unvermittelt von standfestem Gebirge in gebrächen und sogar mylonitisierte Zonen geraten kann. Im Mittel dürfen wir annehmen, dass etwa 30% der Stollenlänge gesichert werden muss. Diese Sicherung kann sich nun vom Versetzen einiger Felsanker über die Gunitierung der Felsoberfläche bis zum schweren Stahleinbau erstrecken, wobei selbstverständlich auch eine Kombination dieser Mittel in Frage kommt. In diesem weiten Bereich das richtige Mass zu halten, stellt an den Stollenbauer grosse Anforderungen. Der verantwortungsbewusste Ingenieur hat bei seinem Entscheid in der Wahl des Einbaues zwei einander entgegengesetzte Forderungen zu berücksichtigen. Einmal und in erster Linie ist die Sicherheit der Mannschaft im Stollen zu gewährleisten. Auf der anderen Seite aber stehen die Interessen der Bauherrschaft, welche vom Ingenieur verlangt, dass er Methoden wählt, welche wirtschaftlich gerechtfertigt werden können. Aus dieser Konstellation heraus ergibt es sich, dass eher zu viel gesichert wird als zu wenig, nämlich bis an die Grenze des Verantwortbaren. Schliesslich kann das Verhalten einer Sicherungsmassnahme nicht immer genau abgeschätzt werden, so dass man aus der Sorge um die Sicherheit geneigt ist, zu Mitteln zu greifen, die sich nachträglich als viel zu weitgehend erweisen. Dies ist aus menschlichen Gründen verständlich. Aber es darf gesagt werden, dass es ein grober Fehler ist, wenn schon in wenig gebrächen Strecken ein Stahleinbau angeordnet wird. Es stellt sich nun die Frage, wo die Grenze liegt.

Bevor man zum schwersten und aufwendigsten Ein-

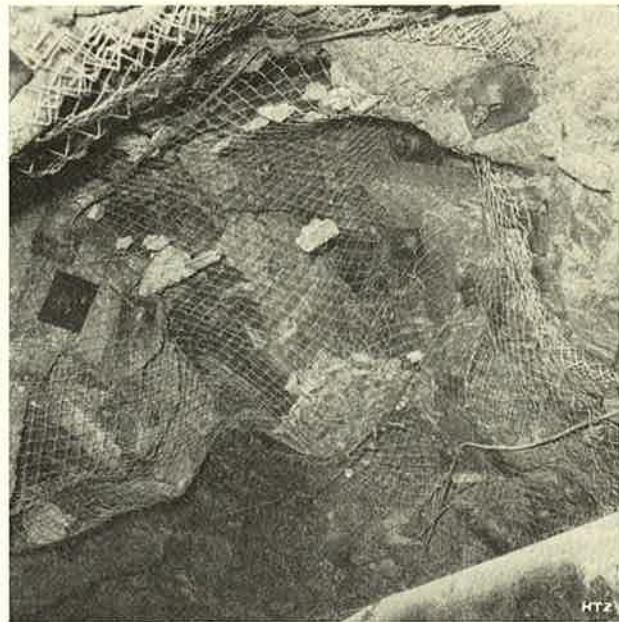


Abb. 2 Vortriebssicherung durch Ankereinbau in Verbindung mit Drahtnetzen als Schutz gegen Steinfall.

Fig. 2 Précautions de sécurité par pose d'ancrage et des treillis en fil de fer comme protection contre une chute de pierres.

changements des structures pierreuses. Ces changements sont très fréquents dans nos montagnes. Il peut donc arriver que l'avancement du creusage passe d'un mètre à l'autre, d'une couche de roche très compacte, dans une couche beaucoup moins solide, ou même dans une zone mylonite. On peut admettre qu'en moyenne le 30% de la longueur d'une galerie doit être boisé. Ces précautions de sécurité peuvent varier d'une simple pose d'ancrage avec clous et plaques métalliques dans les mauvaises parties, gunitage de la surface du rocher, jusqu'à la pose d'un revêtement annulaire en acier. Il est toutefois également possible de choisir une combinaison de ces trois méthodes. Ces problèmes exigent du spécialiste une vaste connaissance et expérience dans ce domaine, pour pouvoir choisir et appliquer les moyens efficaces et utiles pour chaque cas assez souvent complètement différent. L'ingénieur conscientieux, en prenant sa décision, se trouve dans l'embarras du choix, entre deux exigences opposées. La sécurité des équipes de mineurs est à garantir en premier lieu. D'autre part se trouvent les intérêts du maître de l'œuvre, qui exige de l'ingénieur le choix des méthodes les plus économiques au point de vue de la question financière. De cette constellation résulte, qu'en général les précautions prisent sont plutôt exagérées que trop peu, soit jusqu'à la limite de la responsabilité. La raison de telles précautions de sécurité est très difficile à juger et à définir. Pour le cas de conscience la balance penche plutôt du côté sûreté, et cela incite assez souvent le spécialiste de recourir à des moyens qui se révèlent par la suite exagérés. Cela est très compréhensible au point de vue humain. Néanmoins on peut taxer comme grave erreur la pose d'un étayage métallique sur des tronçons de roche peu compacte. Il se pose maintenant la question: où se trouve la limite.



Abb. 3 Vortriebssicherung durch Spritzbeton in gebrächem Gebirge (KW Ackersand II).

Fig. 3 Etayage par béton projeté dans des formations friables (Usine Ackersand II).

bau, dem Stahleinbau greift — aufwendig an Zeit und Geld — ist man verpflichtet, zu überlegen, ob die gewünschte Sicherung nicht auch durch Ankerbau oder eine Spritzbetonauskleidung ebenso gut erreicht werden kann. In plattigen Gesteinen ist der Ankereinbau — bei horizontaler Lagerung im Dach und bei vertikaler Lagerung wenn nötig in den Ulmen — eine ausserordentlich gute und zweckmässige Sicherung. Die aufeinander liegenden Schichten werden durch die Vorspannung der Anker zu verdübelten Balken verbunden und erreichen damit eine ausserordentlich hohe Tragkraft. Aber auch im gebrächen Gestein ist mit Ankern in Verbindung mit Drahtnetzen noch ein recht hoher Schutz zu erreichen, welcher eventuell bei späterer Gelegenheit noch durch das Aufbringen von Spritzbeton vervollständigt werden kann (Abb. 2). Grenzen für die Anwendung von Ankern sind dann eindeutig gegeben, wenn deren Vorspannen und das Erhalten dieser Vorspannung nicht mehr möglich ist. Dann bleibt immer noch die Möglichkeit, das Ausbruchprofil mit Spritzbeton zu sichern (Abb. 3). Gegen diese Methode der Ausbruchsicherung besteht heute noch unter vielen Stollenbauern eine gewisse Abneigung, aber ganz zu Unrecht. Dem Mann am Spritzgerät ist grosse Freiheit gegeben, mit der Stärke des Spritzbetons zu variieren und damit die Sicherung den örtlichen Verschiedenheiten anzupassen. Schäden an der Spritzbetonsicherung sind ausserordentlich selten. So ist nur ein Fall bekannt, wo etwa 1,0 m über der Stollensohle durch die plastische Verformung in den Ulmen ein Stück Spritzbeton von wenigen Quadratmetern Grösse abgedrückt wurde, ohne dass eine Gefährdung entstand. Auf Grund dieser günstigen Erfahrung ist die vermehrte Anwendung dieser Sicherungsmöglichkeit

Avant d'étudier la pose d'étagage métallique, qui est le plus lourd et le plus cher — au point de vue temps de montage et coût — le spécialiste se voit dans l'obligation de réfléchir, si cette méthode très onéreuse de précaution ne peut pas être remplacée par le système d'ancrage, par le gunitage ou par un revêtement de béton projeté, ces trois méthodes offrant toutes garanties. La méthode d'ancrage a donné entière satisfaction au point de vue de sécurité dans des parties rocheuses en structures de bandes: structures de bandes horizontales au sommet du profil et structures de bandes verticales dans les deux côtés. Les différentes couches superposées mises sous tension pour la compression de l'ancre, réagissent au terme statique comme une poutre goujonnée et atteignent ainsi une charge très grande. Même dans les parties beaucoup moins compactes, de très bons résultats de sécurité avec le système ancre combiné avec des treillis métalliques ont été obtenus. Pour améliorer encore ce système, il est toujours possible par la suite, d'appliquer sur ce treillis une couche de béton projeté (fig. 2). Comme tout système, cette méthode connaît aussi ces limites, qui sont atteintes au moment où il n'est plus possible de serrer les boulons d'ancre pour obtenir la précontrainte voulue. À ce moment il reste encore la possibilité d'appliquer sur le profil d'excavation une couche de béton projeté (fig. 3). Cette méthode de sécurité est encore aujourd'hui dédaignée à tort par de nombreux spécialistes de galerie. Le machiniste jouit d'une grande liberté dans la variation d'épaisseur du béton projeté. Par ce fait il est toujours possible d'adapter l'épaisseur du béton au besoin des endroits particulièrement en danger. Des dégâts ou des risques de dégâts constatés à l'application d'une couche de béton projeté sont extrêmement rares. Un seul cas est porté à notre connaissance; une plaque de quelques m² de béton projeté a été endommagée approximativement 1,00 m au-dessus de la base du profil par la déformation plastique des deux côtés, sans pour autant créer d'autres dégâts ou dangers. Sur la base de ces bonnes expériences l'application de ce système de sécurité est très recommandée dans la pratique. L'entrepreneur doit être rendu attentif au fait qu'en procédant à ce traitement, une partie du revêtement en béton, c'est-à-dire des travaux qui suivront, sera déjà exécutée; ce qui compte encore davantage, les surprofils seront en ce moment limités. On peut dire aujourd'hui, avec l'expérience de plusieurs années, que l'application de ce système de sécurité béton-projeté dans les travaux d'excavation et de perçement, a fourni amplement ses preuves de bon rendement.

Le revêtement en acier avec cintres et garnissage en tôle devrait être strictement réservé à des cas difficiles, cas où il n'y a pas d'autres possibilités exigées par du terrain impacté ou exposé à des pressions de masses trop grandes (fig. 4). Dans ces tronçons compliqués l'étagage métallique garanti une sécurité impeccable. Le temps des craquements,

sehr zu empfehlen. Der Unternehmer ist darauf aufmerksam zu machen, dass mit dieser Sicherung schon ein Teil der nachfolgenden Arbeit bei der Betonierung der Stollenverkleidung vorweg genommen wird, und, was noch mehr zählen dürfte, dass sich das Ueberprofil nicht ständig weiter vergrössern kann. Heute darf auf Grund langjähriger Erfahrung gesagt werden, dass sich der Spritzbeton als Vortriebssicherung bestens bewährt hat.

Der Stahleinbau mit Bogen und Blechverzug sollte wirklich nur für die Fälle vorbehalten bleiben, in denen infolge zu starker Gebrächtheit des Gebirges und infolge Gebirgsdruck keine andere Möglichkeit mehr vorhanden ist (Abb. 4). In solchen schwierigen Strecken kann mit dem Stahleinbau eine vorzügliche Sicherheit erreicht werden. Die Zeit der knackenden und splitternden hölzernen Gamen und Kappen ist zum Glück überwunden. Die Vortriebsleistung geht aber gegenüber dem Vortrieb in standfestem Fels stark zurück und auch die zuletzt noch auszuführenden Injektionsarbeiten benötigen in diesen Strecken einen vermehrten Aufwand, da hinter der Betonauskleidung zwischen Stahleinbau und Fels grosse Hohlräume vorhanden sind.

Der Stollenbau in mittelhartem Gestein und bei sehr grosser Ueberlagerung darf als Spezialfall be-

ruptures des poteaux et cintres en bois est heureusement dépassé. La capacité de percement diminue considérablement, comparée à l'avancement dans du terrain rocheux et compact, et les travaux ultérieurs dans ces parties, travaux d'injections, se montent à des sommes considérables, se rapportant aux vides créés entre le coffrage métallique et la roche.

Le percement des galeries dans du terrain mi-dur avec de très grandes superpositions peut être taxé comme cas spécial. Il exigera probablement dans les années à venir, pour la construction des galeries et traversées dans nos montagnes, des études plus vastes et plus approfondies; surtout en vue des galeries d'autoroutes et des tunnels de chemin de fer. Il sera probablement nécessaire d'approfondir les expériences faites lors de la construction du tunnel du St-Gothard et du Simplon et de poursuivre les études théoriques de la mécanique de la roche.

Roches dures

L'exposé concernant les formations mi-dures est aussi valable pour le terrain impacté. Le danger d'écaillage de la roche, est un fait à ne pas négliger.

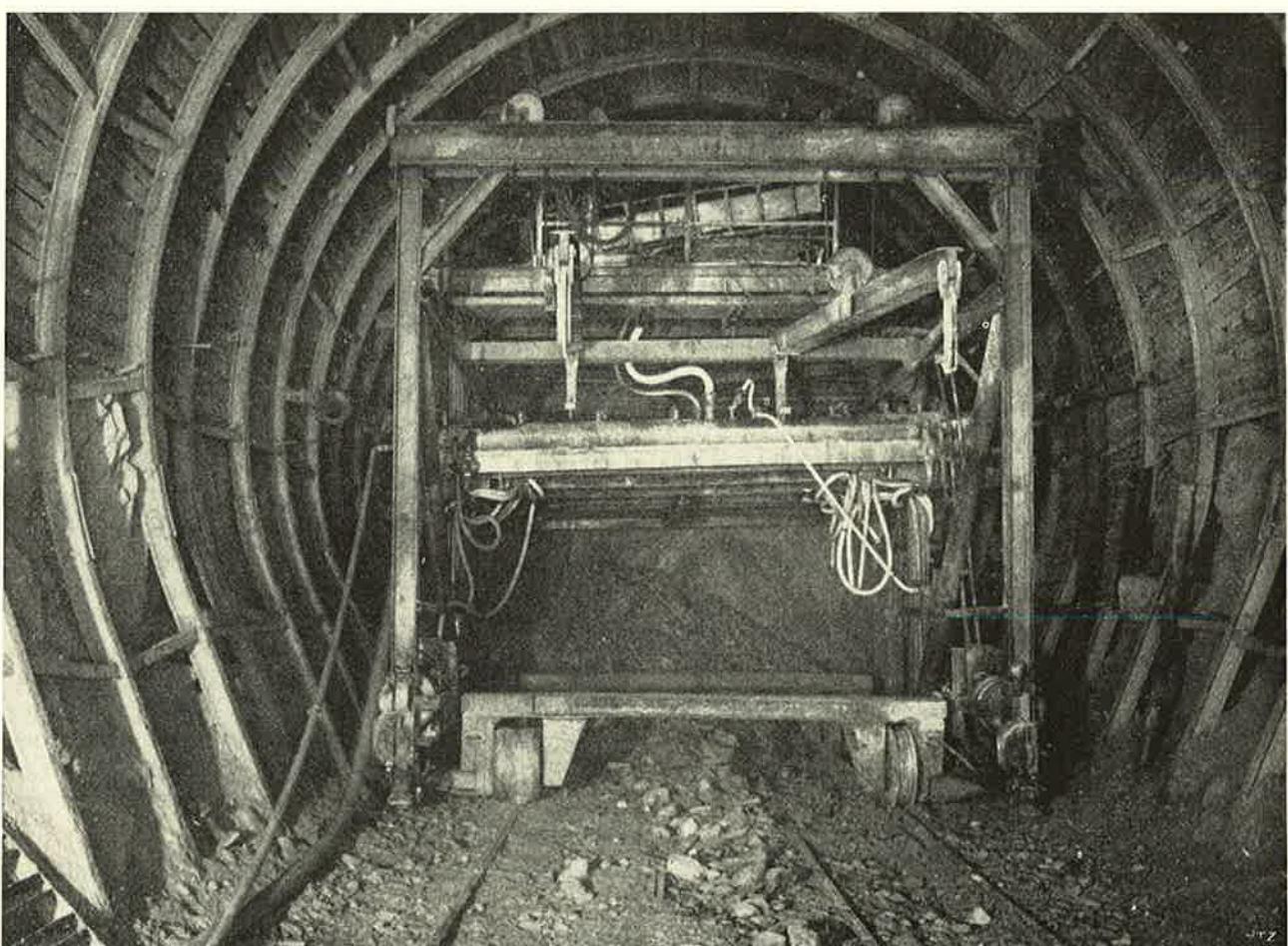


Abb. 4 Stahleinbau in gebrächem, nicht druckhaftem Gebirge, hufeisenförmiges Profil (Druckstollen Sufers-Bärenburg der Kraftwerke Hinterrhein).

Fig. 4 Etayage métallique en profile de fer à cheval dans des roches friables, mais sans pression. (Galerie sous pression Sufers-Bärenburg de l'usine hydroélectrique Hinterrhein).

zeichnet werden, mit dem wir uns in Zukunft vor-aussichtlich beim Bau von Alpendurchstichen nächstens vermehrt zu befassen haben. Besonders beim Bau von Autostrassen- und Bahntunnel. Es wird dabei nötig sein, auf die beim Bau des Gotthard- und Simplontunnels gewonnenen Erfahrungen zurückzugreifen und nicht zuletzt auch die theoretische Felsmechanik weiter zu entwickeln.

Hartes Gestein

Bei Gebrächtheit gilt hier das gleiche wie bei mittel-harten Formationen. Auf die Gefahr des Bergschla-ges muss noch besonders hingewiesen werden. Durch starke Vorspannung der Platten ist es mög-lich, dass diese in den neu geschaffenen Hohlräum ausknicken und so zu schweren Unfällen führen können. Es stehen dabei meistens sehr grosse Kräfte im Spiele, so dass ihnen schwer zu begegnen ist. Leider können diese Kräfte auch nicht im voraus erkannt werden, so dass besondere Vorsicht zu empfehlen ist. Die Anordnung von Felsankern dürfte das beste Mittel sein, um Bergschlag zu vermeiden. Nachfolgende Zusammenfassung soll einen Ueberblick geben über die Gesteine und die beim Vor-trieb angewendeten Sicherheitsmassnahmen.

1. Weiche Gesteine:

nass, stark plastisch verform-bar:
feucht, plastisch verformbar:

trocken, vorerst standfest:

2. Mittelharte Gesteine:

plattig, wenig gebräch.:
leicht gebräch., Steinfall:
leicht gebräch., nachbrüchig:
gebräch., nachbrüchig:
stark gebräch., Kaminein-brüche:
Gebirgsdruck:

3. Harte Gesteine:

Bei Gebrächtheit wie mittel-harte Gesteine
Bergschlaggefahr:

geschlossener Stahleinbau
Hufeisenprofil mit Sohlen-sprenger
Gunitauskleidung

Ankereinbau
Ankereinbau, Drahtnetze
Ankereinbau, später Gunit
Spritzbeton

leichter Stahleinbau
schwerer Stahleinbau

schwerer Ankereinbau

Ce danger est créé par une certaine précontrainte sur une formation définie, qui profite à la rupture due aux vides du creusage, causant de très graves accidents. Il s'agit dans ces cas de très grandes forces difficilement maîtrisables. Le volume de ces forces ne pouvant pas être connu d'avance, une très grande prudence est de vigueur. La disposition d'ancrages est le meilleur moyen de prévenir ce genre de rupture. Le tableau suivant donne un aperçu des différents terrains avec les méthodes de sécurité correspondantes.

1° Roches tendres:

mouillée, très plastique et déformable
humide, plastique et défor-mable
sèche, au début compacte

Etayage métallique lourd, fermé
Etayage métallique en forme de fer à cheval, avec contrefiches au sol
Revêtement Gunit

2° Roches mi-dures:

Formation plaques — très peu friable
Légèrement friable, chute de pierres
Légèrement friable — rup-tures ultérieures

Friable — ruptures ulté-rieures
Très friable — ruptures en forme de cheminée
Poussée de couverture des roches

Pose d'ancrage
Pose d'ancrage avec treillis
Pose d'ancrage — revête-ment.
Gunit ultérieur
Application de béton pro-jeté

Etayage métallique léger
Etayage métallique lourd

3° Roches dures

Friable — idem roches mi-dures
Ecaillage de la roche

Pose d'ancrage lourd
Pee

Bibliographische Zusammenstellung über Gebirgsdruck

Bibliographie

La mécanique des roches.

J. Talobre, Edition Dunod 1957

Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf Grundlage geo-mechanischer Erkenntnisse.

H. Kastner, Verlag Springer 1962

Elastic stresses in the rock surrounding pressure tunnels.

C. Dunn, Proceedings ASCE, 1923

Influence of rigidity of a circular foundation slab on the distribution of pressures over the contact surfaces.

H. Borowicka, I. Conference Soil Mechanics Cambridge 1936, II

General theory of stresses and displacements in layered soil systems.

D. Burmister, Journal of the Applied Physics, 1945

Rock defects and loads on tunnel supports.

K. Terzaghi, Harvard University, 1945—1946

Stress concentration around an ellipsoidal cavity in an infinite body under arbitrary plane stress perpendicular to the axis of revolution of the cavity.

Sadowski and Sternberg, Journal of the Applied Mechanics, 1947 and 1949

Répartition des contraintes autour d'un tunnel cylindrique. J. Goguel, Annales des Ponts et Chaussées mars-avril 1947

Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes.

Loos, Breth, Bauingenieur 1949

Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes.

Zuschriften und Erwiderungen, Bauingenieur 1950

Über den echten Gebirgsdruck beim Bau tiefliegender Tunnels.

H. Kastner, Österreichische Bauzeitschrift 1949

Über die Bemessung von Tunnel- und Stollenauskleidungen bei Auftreten von echtem Gebirgsdruck.

H. Kastner, Österreichische Bauzeitschrift 1950

Gebirgsdruckerfahrungen und Baumethoden im schweize-rischen Tunnelbau.

Andreae, Gebirgsdruck-Tagung Leoben 1950

- Etude pétrographique du comportement des roches dans leurs applications au Génie Civil.
J. Farran, Bulletin de la Société d'Histoire Naturelle de Toulouse 85 (1950)
- Neuere und ältere Vorschläge zur Anschätzung des Gebirgsdruckes im Tunnelbau.
J. Stini, Österreichische Bauzeitschrift 1950
- Berechnung des Gebirgsdruckes in Fels.
C. Torre, «Geologie und Bauwesen» Jahrgang 18, 1951
- Stress concentration around spheroidal inclusions and cavities.
R. Edwards, Journal of Applied Mechanics mars 1951
- Die Deutung des echten Gebirgsdruckes mit Hilfe der Theorie der plastischen Zonen.
H. Kastner, Schweizer Bauzeitung 1951
- Stresses in rock about cavities.
Terzaghi and Richart, Geotechnique, 1952
- Zur Theorie des echten Gebirgsdruckes im Felshohlraumbau.
H. Kastner, Österreichische Bauzeitschrift 1952
- Der heutige Stand der Gebirgsdruckforschung.
Spackeler, Gebirgsdruck-Tagung Leoben 1952
- Grundlagen und Zweckforschung auf dem Gebiete des Gebirgsdruckes.
Wohlbier, Gebirgsdruck-Tagung Leoben 1952
- Die heute geltenden grundlegenden Theorien der Gebirgsdruckforschung.
Kirnbauer, Gebirgsdruck-Tagung Leoben 1952
- Über die mathematische Behandlung der Gebirgsdruckprobleme mit Diskussion.
Seldenrath, Gebirgsdruck-Tagung Leoben 1952
- Sulla statica delle gallerie in pressione rivestite. Influenza delle deformazioni permanenti della roccia e del ritiro del rivestimento.
V. Carpino, Energia Elettrica, mars 1953
- The determination of the deformation of located rock in tunnels.
E. Nonveiler, Proceedings Yougoslav. Society Soil Mechanics 19, 1954
- Etude des conditions de formation des fissures de glissement et de décohésion dans les solides.
L. Brice, Travaux, 1954
- Der heutige Stand der Mechanik des Felsens und ihre Beziehungen zum Wasserkraftwerksbau.
Ch. Jäger, Bautechnik 1962
- Beitrag zur Gebirgsdruckverteilung um einen kreisförmigen Tunnelquerschnitt.
K. Szechy, Österreichische Ingenieur-Zeitschrift 1962
- An approach to rock mechanics.
K. W. John, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1962

Verbesserung der Fels-eigenschaften durch Injektionen

von Walter Weyermann, dipl. Ing., Zürich

Es ist eine bekannte Tatsache, dass die Felsqualität durch Einpressungen verbessert werden kann. Im nachfolgenden Aufsatz werden diese Möglichkeiten eingehend beschrieben und anhand von ausgeführten Arbeiten im In- und Auslande näher erläutert. Es werden nicht nur die eigentlichen Injektionsarbeiten beschrieben, sondern es wird auch die Notwendigkeit erwähnt, die Injektion und das eingepresste Material zu kontrollieren, d. h. sich über das Resultat schon während der Arbeitsausführung ein Bild zu machen. Schliesslich wird noch die Frage erläutert, ob nach ausgeführten Injektionen die Scherfestigkeit genügend sei und auf welche Art und Weise diese Eigenschaft des Felsens gemessen werden kann.

Sg

Miglioramento delle proprietà della roccia per iniezione

E un fatto ormai noto che le proprietà della roccia possono essere migliorate per iniezione. Nel seguente articolo queste possibilità sono esposte dettagliatamente e spiegate con l'aiuto di esempi di lavori eseguiti nel nostro paese e all'estero. Non solo vengono spiegati i lavori di iniezione veri e propri, ma è anche ricordata la necessità del controllo dell'iniezione

Die Verbesserung der Felseigenschaften durch Injektionen kann einerseits die Abdichtung betreffen und anderseits die Verbesserung der Festigkeitseigenschaften. Ueber die Abdichtung hat an der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Saas-Grund Herr Boesch einen ausführlichen Vortrag gehalten, so dass es sich erübrigkt, auf dieses Gebiet zurückzukommen. *)

Die Verbesserung der Festigkeitseigenschaften betrifft eigentlich nicht die Verbesserung des Felsmaterials an sich, sondern der Störungen, der Anomalien, der Schwächen, die der Fels als Ganzes in der Natur aufweist. Die Störungen in einem Felsmassiv sind verschiedener Art; einerseits haben wir die Oberflächenverwitterung, dann zum Beispiel die Verwitterung oder Veränderung im Innern der Eruptivgesteine, Veränderungen, die sich wie die Karies in einem Zahn ausdehnen nach Gesetzen, die von aussen nicht ohne weiteres zu erklären sind. Ferner sind die Verwerfungen, die grossen Klüfte und überhaupt die Aufspaltung des ganzen Felsmaterials durch Diaklasen die allgemein bekannten Störungen. Die Verwerfungen sind ja Flächen, auf denen die Scherfestigkeit schon einmal überwunden worden ist. Die jetzige Scherfestigkeit längs einer solchen Verwerfung ist eigentlich bloss die des Füllmaterials.

Ferner sind Störungen in einem Felsmassiv möglich durch Auflockerungen, z. B. an Bergabhängen, dann um Stollen herum, um Schächte und um Kavernen infolge von Aushubarbeiten. Auch kann es vorkommen, dass der Fels eines Talbodens am Fusse einer hohen Felswand aufgeblättert ist infolge Druckentlastung. Bei allen diesen Störungen, wenn

*) Siehe Schweiz. Bauzeitung vom 4.1.1962

L'amélioration des qualités de la roche par des injections

par Walter Weyermann, ing. dipl., Zurich

C'est un fait bien connu, que la qualité d'une roche peut être améliorée par des injections. Le présent article traite de toutes ces possibilités et les commente en détail à l'aide de quelques travaux exécutés tant en Suisse qu'à l'étranger. Il ne se borne pas à décrire les travaux d'injection proprement dits, mais mentionne également la nécessité de contrôler en cours d'exécution et l'injection et le matériau injecté, afin de pouvoir se faire, à ce moment déjà, une idée du résultat présumable. Enfin il examine la question de savoir si la résistance au cisaillement est satisfaisante après injection et traite la manière de mesurer cette propriété de la roche.

Sg / ETR

stessa e dei materiali iniettati, ossia la necessità di rendersi conto del risultato già durante l'esecuzione dei lavori. Infine si considera la questione, se dopo l'iniezione, la resistenza al taglio sia sufficiente, e in che modo questa proprietà della roccia possa essere misurata.

Sg / Bia

L'amélioration des qualités de la roche par injections comprend d'une part l'étanchement, d'autre part l'augmentation de la résistance mécanique de celle-ci. Le problème de l'étanchement a été traité par M. Boesch dans une conférence tenue à l'occasion de la journée de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations à Saas-Grund 1961 si bien qu'il n'est pas nécessaire d'y revenir ici.*)

L'augmentation de la résistance mécanique de la roche est obtenue en supprimant l'effet des dislocations, des anomalies, des faiblesses, qu'elle présente à l'état naturel, dans les grandes masses de rocher, sans en modifier la nature. Il existe différentes sortes de dislocations d'un massif rocheux; d'une part on trouve les phénomènes d'altération de surface, d'autre part, en particulier dans les roches éruptives, des modifications se propageant en profondeur de façon inattendue, au point qu'il est parfois difficile de trouver une justification de la forme de l'altération. En outre, les dislocations tectoniques, conséquence de l'orogenèse, ont produit des réseaux de diaclases ou de grandes failles d'aspect bien connu, qui ont tous pour effet une division, une fragmentation de la masse rocheuse. Les failles sont des surfaces, dans lesquelles la résistance au cisaillement de la roche a été dépassée et qui dans leur état actuel ne peuvent plus offrir que la résistance au frottement interne du matériau de remplissage.

Parmis d'autres causes de dislocation du rocher, il faut citer les phénomènes de décompression de celui-ci, tels qu'on peut les observer par exemple sur les flancs d'une vallée ou autour de galeries, de puits et de cavernes en cours d'excavation.

1*) Voir Revue polytechnique suisse, no 80/1 du 4.1.1962



Abb. 1 Portugiesische Staustufe Picote am Grenzfluss Duero. Das rechte Ufer ist portugiesisch, das linke spanisch. Das Gestein ist Granit.

Fig. 1 Aménagement portugais de la chute de Picote sur la rivière Duero. La rive droite est sur territoire portugais, la rive gauche sur territoire espagnol. La roche est formée par du granit.

es sich um die Verbesserung durch Injektionen handelt, so betrifft dies natürlich das Auffüllen von Hohlräumen. Das ist vor allem einleuchtend bei grossen Klüften.

Statt nun diese Möglichkeiten theoretisch auseinanderzusetzen, sollen Beispiele beschrieben werden. Ein typisches Problem der Felsmechanik zeigte sich im linken Felswiderlager der Bogenstaumauer *Picote*, die in Fig. 1 und 3 im Gesamtüberblick zu sehen ist. Im unteren Teil des linken Felswiderlagers ist eine geneigte Kluft, und zwar flussabwärts einfallend, wie sie das Lichtbild Fig. 2 zeigt, das vor Beginn der Bauarbeiten gemacht

On peut observer de cette façon, dans le fond d'une vallée au pied d'une haute paroi rocheuse, des structures feuilletées comme conséquence d'une décharge locale.

Dans tous les cas la consolidation de ces massifs disloqués au moyen d'injection, consiste à remplir les vides avec des matériaux convenables. Le procédé est particulièrement indiqué dans le cas de grosses fissures.

Plutôt que d'analyser théoriquement tous les cas possibles, nous voudrions présenter quelques exemples typiques.

Le barrage voûte de *Picote* (Portugal), dont les caractéristiques ressortent des fig. 1—3, présente un problème typique de mécanique des roches avec son appui rive gauche. La partie inférieure de l'épaulement rocheux est coupée par une importante faille avec un léger pendage vers l'aval qui est bien visible sur la fig. 2 prise avant le début des travaux. La position de cette fissure ouverte a été reconnue de façon très exacte au moyen de sondages de reconnaissance et de galeries situées dans le plan de celle-ci.

En observant le plan fig. 3, on peut se rendre compte que le massif de granit, sur lequel s'appuie la culée gauche du barrage, constitue à vrai dire une prolongation naturelle de celui-ci dans le rocher. Une coupe suivant le plan S-S est donnée à la fig. 4. On peut imaginer que dans le rocher la pression hydrostatique de la retenue d'eau s'exerce sur l'écran d'injection pratiquement vertical. En partant de cette hypothèse, pour examiner la stabilité du massif rocheux, on constate que l'équilibre limite est réalisé pour un angle de frottement de 23° . Il faut, cependant, admettre que les matériaux de remplissage de la faille n'ont, par endroit, qu'une résistance bien inférieure à celui-ci. Même en tenant compte de la cohésion, l'angle de frotte-

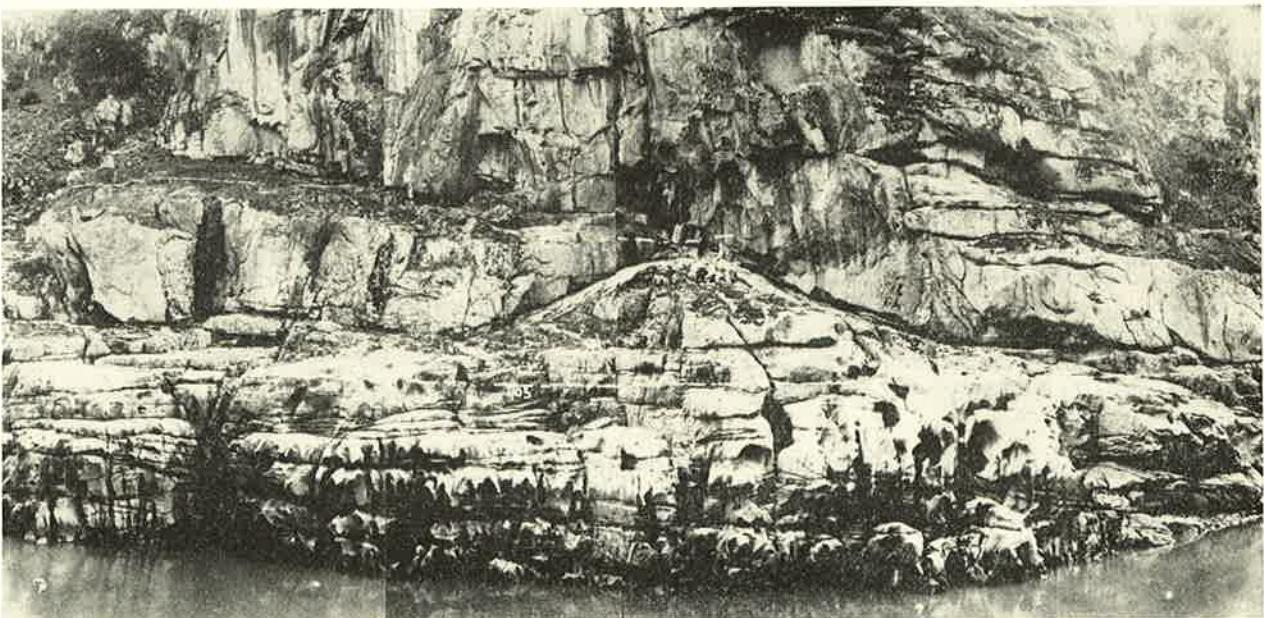


Abb. 2 Staustufe Picote. Flussabwärts einfallende Kluft im Fusse des linken Felswiderlagers.

Fig. 2 Chute de Picote. Fissure inclinée vers l'aval au pied de la culée gauche.

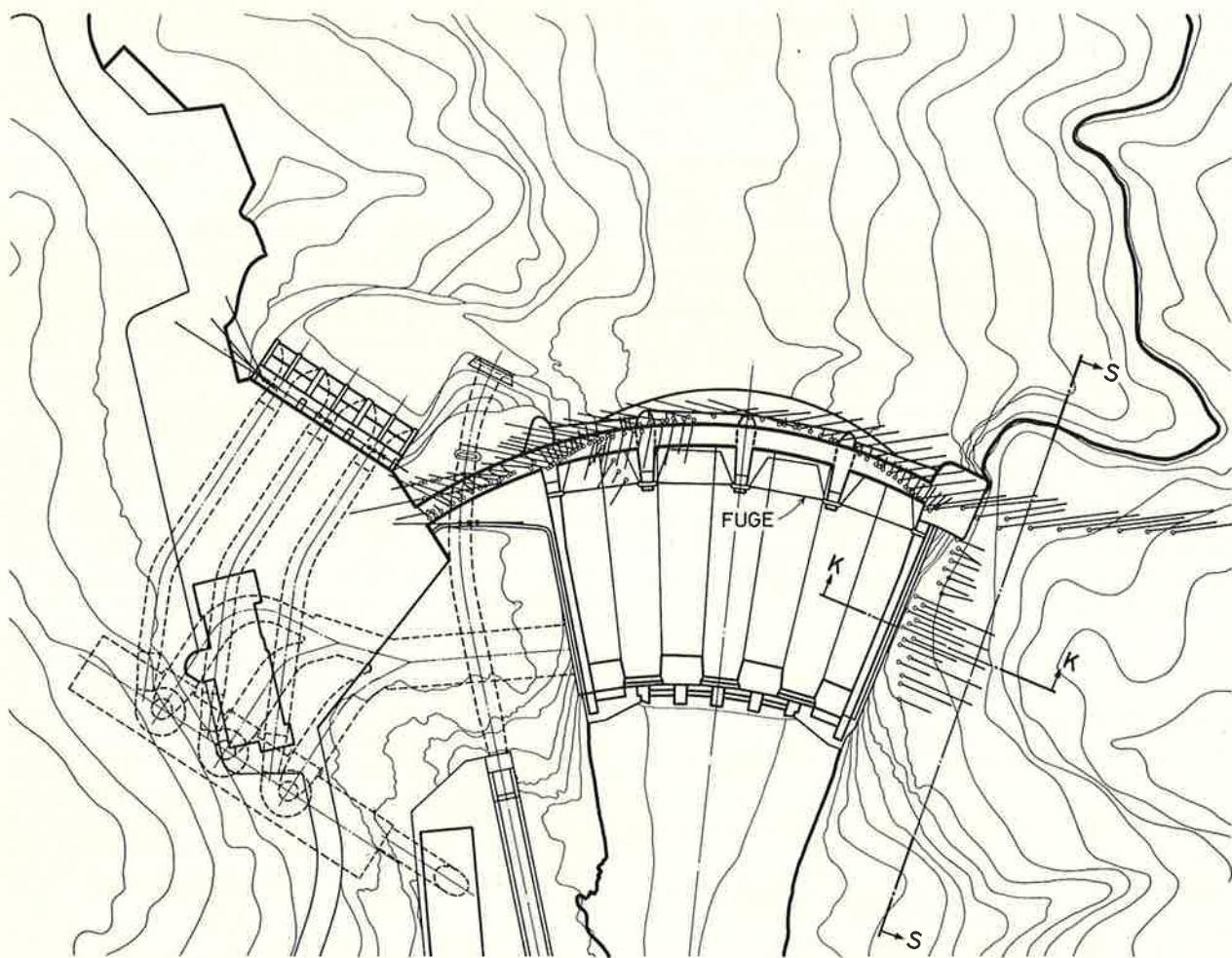


Abb. 3 Staustufe Picote. Grundriss. Die Fuge trennt das Hochwasserableitungsbauwerk von der Bogenstaumauer

Fig. 3 Chute de Picote. Vue en plan du barrage. Le joint FUGE sépare le barrage voûte et le déversoir.

wurde. Die Lage dieser ungünstigen Kluft wurde genau erforscht durch Sondierbohrungen und durch Stollen, die der Kluftebene folgten. Im Grundriss Fig. 3 ist ersichtlich, wie ausserhalb der Betonstaumauer die Granitbastion auf der linken Talseite mit zur Sperrung des Flusses, besser gesagt zur Bildung des Stautees beiträgt.

Es ist hier der Schnitt S-S eingetragen, den Fig. 4 darstellt. Im Felsmassiv drin übernimmt die Dichtungsschürze den Schub des Staues, so dass die statischen Ueberlegungen von hier auszugehen haben. Es ergab sich, dass ein Reibungswinkel von etwa 23° notwendig wäre, damit gerade Gleichgewicht herrscht. Nun hat aber Kluftfüllmaterial hie und da einen inneren Reibungswinkel, der bedeutend kleiner sein kann. Die Wirkung der Kohäsion, für einen bestimmten Belastungsfall in einen ideellen Reibungswinkel umgerechnet, kann nur wenige Grad ausmachen. Ferner sollte noch ein Sicherheitsfaktor berücksichtigt werden. Die Lage war also heikel. Das genaue Studium und die örtlichen Erhebungen haben dann ergeben, dass die geneigte Kluft nicht eine Ebene ist, sondern dass sie leicht gewellt ist. Auf Grund dieser Einsicht wurde dann folgende Lösung beschlossen und ausgeführt.

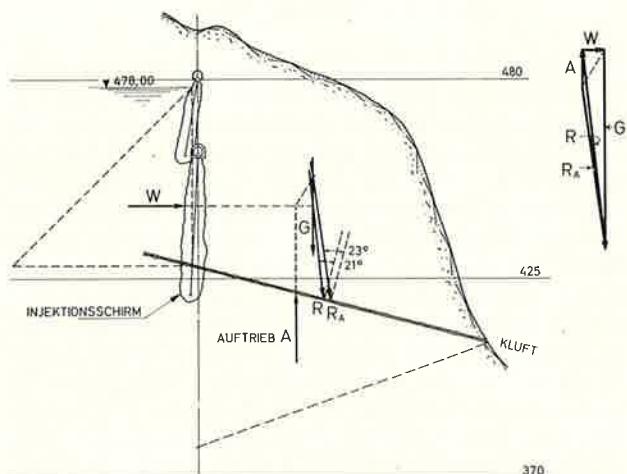


Abb. 4 Staustufe Picote. Schnitt S-S (siehe Grundriss Abb. 3) durch das linke Felswiderlager.

Fig. 4 Chute de Picote. Coupe S-S (v. plan fig. 3) à travers l'appui rive gauche.

Injektionsschirm	= écran d'injections
Auftrieb	= sous-pression
Kluft	= fissure

Man vertraut vor allem auf die Wellenform der Kluft und besorgt durch Injektionen die nötige Auffüllung, d. h. man will erreichen, dass überall der innigste Kontakt besteht zwischen den beiden Leibungen der Kluft, so dass nirgends eine Bewegung ihren Anfang nehmen kann. So wurde durch eine Reihe von Injektionsprofilen (Fig. 5) die grosse Kluft bearbeitet, indem gruppenweise durch die Löcher Druckwasser und Druckluft eingepresst wurde, um das Kluftmaterial auszuwaschen und durch Zement zu ersetzen. Zum Schluss wurden noch Drainagelöcher gehobert, die bis hinter die injizierte Zone reichen, damit auf keinen Fall eventuelle Durchsickerungen der Schürze hier einen Druck gegen die Talwand erzeugen könnten. Sonst wurden weiter keine Messungen gemacht und man kann diesen Fall als typisch betrachten für die bisherige Felsmechanik, die keine Mittel bietet, um die Scherfestigkeit in einer grossen Kluft auf einfache Weise zu messen, sei es in ihrem natürlichen Zustand, sei es nach der Verbesserung durch Zementinjektionen.

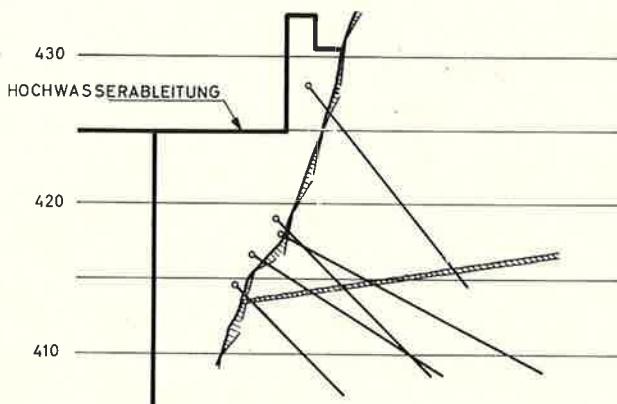


Abb. 5 Staustufe Picote. Schnitt K-K (siehe Grundriss Abb. 3) mit Bohrlöchern für die Konsolidationsinjektionen.

Fig. 5 Chute de Picote. Coupe K-K (v. plan fig. 3) montrant un groupe de forages pour les injections de consolidation.
Hochwasserableitung = déversoir

Für eine andere Festigkeitseigenschaft der Felsmassive gibt es bereits ein Mittel, um mit Leichtigkeit Messungen am Ort vorzunehmen, nämlich für den Elastizitätsmodul des Massivs. Das Prinzip besteht in der Messung der Geschwindigkeit künstlich erzeugter seismischer Wellen. Um den Einfluss offener Klüfte deutlich zu erfassen, ist es nötig, dass die Geophone in geringen Abständen voneinander angebracht werden, nämlich etwa 3 Meter. Die Verbindung dieses Messverfahrens mit Zementinjektionen erhellt am besten aus dem Beispiel vom Druckstollen des Kraftwerkes am Flusse Eume in Galizien, also im Nord-Westen Spaniens. Fig 6 zeigt den Lageplan und das Längenprofil dieses rund 2,5 km langen Druckstollens mit einem Betriebsdruck von bis zu 75 m Wassersäule. Das Gebirge besteht aus metamorphen Schiefern, deren Streichen im Lageplan angegeben ist. Ihre Neigung ist nahezu lotrecht. Auf den ausgehobenen Stollenstrecken und vor dem Verkleiden wurde die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit gemessen und gleichzeitig eine genaue Aufnahme aller Klüfte und Verwer-

ment apparent ne serait que de quelques degrés supérieur à l'angle de frottement naturel, mais pas suffisant pour garantir la sécurité dans le plan de glissement. En outre, il est indispensable d'avoir, par rapport au cas de charge limite, une certaine marge. La situation était donc très délicate.

Les études minutieuses et de nombreux relevés sur le terrain ont permis de se rendre compte que la faille n'était pas disposée suivant un plan parfait, mais qu'elle était au contraire légèrement ondulée. A la suite de cette constatation importante on a alors adopté et exécuté la solution suivante.

En se fiant avant tout à la forme ondulée de la surface de la faille, on confie à l'injection le rôle de réaliser un remplissage parfait de celle-ci. En d'autres mots, on cherche à rétablir un contact intime entre les deux faces de la fissure, de telle façon qu'il ne reste aucun point de faiblesse qui puisse être à l'origine d'un mouvement relatif des deux parties. Ce travail a été réalisé en exécutant une série de profils d'injection (voir fig. 5) dans lesquels les forages étaient, par groupes, traités tout d'abord au moyen d'eau et d'air comprimé pour laver la fissure, puis injectés sous pression avec un coulis de ciment. En outre, des drainages ont été forés jusqu'à l'arrière de la zone injectée afin d'éviter que d'éventuelles filtrations à travers le voile ne puissent mettre sous pression le massif aval. En dehors de ces mesures de précaution, il n'a été effectué aucune mesure, ni

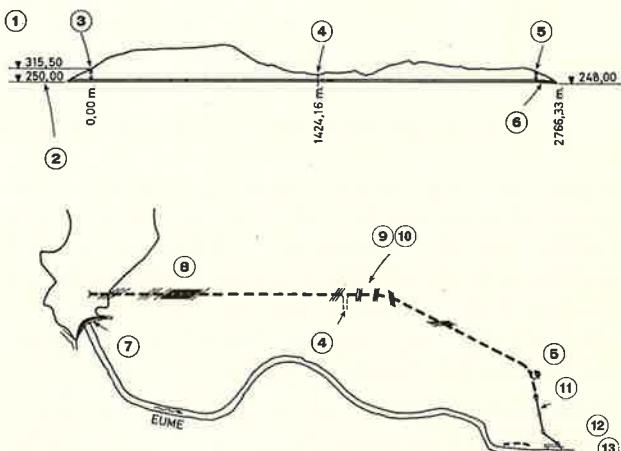


Abb. 6 Druckstollen des Kraftwerkes am Flusse Eume in Galizien (Nordwest-Spanien). Längenprofil und Lageplan.

Fig. 6 Galerie en charge de l'usine hydroélectrique sur la rivière Eume (nord-ouest de l'Espagne). Profil en long et plan de situation.

Stau	(1) = retenue
Einlaufschwelle	(2) = radier de la prise d'eau
Schützenschacht	(3) = puits de vannes
Stollenfenster	(4) = fenêtre d'attaque
Wasserschloss	(5) = cheminée d'équilibre
Panzerung	(6) = blindage
Bogenstaumauer	(7) = barrage voûte
Diabasgang	(8) = filon de diabase
Streichen der Schiefer	(9) = direction de la schistosité
Neigung meistens lotrecht	(10) = inclinaison en général verticale
Druckleitung	(11) = conduite forcée
Maschinenhaus	(12) = usine
M.W. Kote 57,00	(13) = cote moyenne de l'eau 57,00

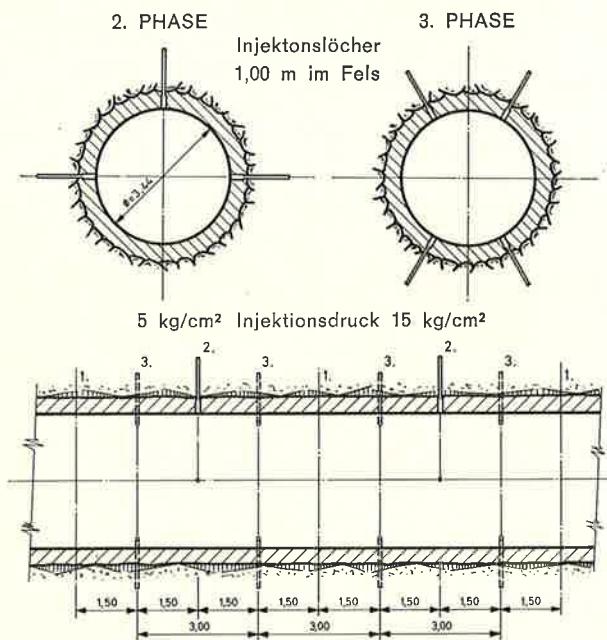


Abb. 7 Druckstollen Eume. Anordnung der Bohrlöcher für die Injektionen der 2. und 3. Phase.

Fig. 7 Galerie en charge Eume. Schéma d'implantation des forages pour les injections des phases 2 et 3.

Injektionslöcher = forages pour l'injection
Im Fels = en roche
Injektionsdruck = pression de l'injection

fungen und deren Füllmaterialien gemacht. Auf Grund aller dieser Unterlagen wurde dann das Vorprojekt für die Zementinjektionen ausgearbeitet, das vier Phasen vorsah. Die erste Phase sind die üblichen Hinterfüllinjektionen zwischen dem Beton der Verkleidung und dem Gebirge. Die zweite Phase, deren Lochverteilung man in Fig. 7 sieht, ist eigentlich eine Kontrolle der in der ersten Phase erreichten Hinterfüllung. Nun der Zweck der Phase 3: die seismischen Messungen haben ergeben, dass auf zahlreichen Strecken der Fels gut ist, d.h. einen genügend hohen Elastizitätsmodul aufweist, dass jedoch in der Nähe des Stollens bis zu einer gewissen Tiefe eine Auflockerungszone übrig geblieben ist als Folge der Aushubarbeit. Die Auflockerung besteht darin, dass alle Klüfte, oder wenigstens die Grosszahl der Klüfte, leicht geöffnet worden sind. Fig. 8 stellt das vor; es handelt sich übrigens um reduzierte Werte der Elastizitätsmoduln, wie sie denen für statische Berechnungen entsprechen. Für diesen Druckstollen ergibt die Rechnung, dass der Elastizitätsmodul des Gebirges mindestens $140\ 000\ \text{kg}/\text{cm}^2$ sein sollte, damit die grösste Zugspannung $10\ \text{kg}/\text{cm}^2$ beträgt in der 33 cm starken, nicht armierten Betonverkleidung. Die dritte Phase wurde nun so projektiert, dass diesen aufgelockerten Strecken der nötige Elastizitätsmodul zurückgegeben wurde. Durch Einpressen von sehr dünnflüssiger Zementmilch unter dem Druck von $15\ \text{kg}/\text{cm}^2$ wurde das erwünschte Resultat erreicht. Die Messung der Wellenfortpflanzungs-Geschwindigkeit nach erfolgter Injektion hat das gezeigt. Und zwar wurden diese Messungen wieder direkt am Gebirge vorgenommen, indem für das Anbrin-

avant, ni après l'injection, et l'on n'a pas cherché à déterminer effectivement l'angle de frottement dans la grosse faille, car il manque une méthode simple pour le faire. Il s'agit d'un cas typique de la façon dont les problèmes de mécanique des roches ont été résolus jusqu'ici.

Par contre une qualité fondamentale, l'élasticité des massifs rocheux, peut être appréciée actuellement par des mesures qui sont relativement faciles à exécuter. En principe, la géosismique mesure les vitesses de propagation d'ondes élastiques produites artificiellement.

Pour déceler de façon indiscutable l'influence de faille ouverte, il est nécessaire de disposer les géophones à faible distance l'un de l'autre, c'est-à-dire à environ 3 m.

Une application de ces méthodes de mesures, en liaison avec les injections de ciment, a été faite dans la galerie de l'usine hydroélectrique d'Eume dans le nord-ouest de l'Espagne. La fig. 6 montre le plan de situation et le profil de cette galerie de 2,5 km de longueur qui travaillera sous une charge de service de 75 m de colonne d'eau. La roche traversée est constituée essentiellement par des schistes métamorphiques dont le pendage est indiqué dans le plan. Ils sont en général presque verticaux.

Avant de bétonner le revêtement de la galerie, on a effectué un relevé exact de toutes les failles et fissures, ainsi que de la nature des matériaux de remplissage, en même temps que l'on faisait des mesures systématiques de la vitesse de propagation des ondes sismiques. On a alors établi sur ces bases le projet du traitement par injection en quatre phases. La première phase consistait en des injections de remplissage destinées à combler les vides habituels restant entre le béton et le rocher. La deuxième phase effectuée au moyen de forages disposés d'après le schéma donné dans la fig. 7, constitue un contrôle et un complément du travail effectué dans la première phase. C'est effectivement la troisième phase qui a été exécutée en liaison avec les mesures sismiques. Celles-ci avaient en effet fait apparaître, en certains endroits, une réduction du module d'élasticité à proximité de la galerie, phénomène attribué à l'effet des travaux d'excavation. La dislocation se traduit par une légère augmentation de l'ouverture de chaque fissure. La figure 8 donne une interprétation de ces mesures et indique les valeurs du coefficient d'élasticité que l'on en a tiré. Il devrait être de $140\ 000\ \text{kg}/\text{cm}^2$, d'après le projet de la galerie, pour que les sollicitations dans le revêtement en béton non armé de 33 cm d'épaisseur ne dépassent pas $10\ \text{kg}/\text{cm}^2$ à la traction. On admit alors d'exécuter la troisième phase au moyen de coulis de ciment très liquide, et avec des pressions de $15\ \text{kg}/\text{cm}^2$ dans toutes les zones où les mesures géophysiques avaient indiqué des valeurs inférieures à cette limite. De nouvelles mesures effectuées après la fin des injections, interprétées de la même façon, ont mis en évidence l'amélioration désirée des caractéristiques. Pour effectuer ces nouvelles mesures, on

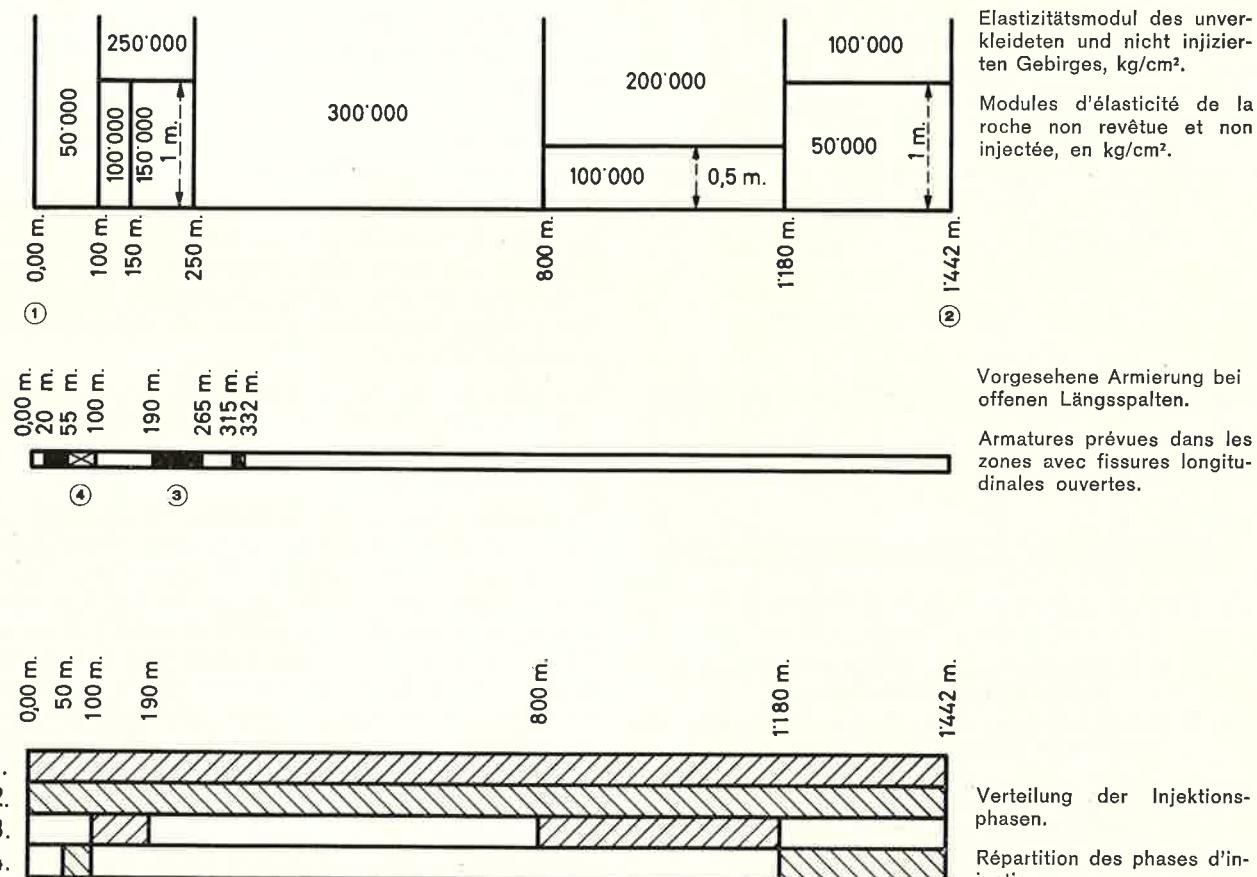


Abb. 8 Druckstollen Eume. Ausschnitt aus dem Injektions-Vorprojekt.
Fig. 8 Galerie en charge d'Eume. Avant-projet des injections.

- ① Wasserfassung = prise d'eau
- ② Stollenfenster = fenêtre d'attaque
- ③ Vollarmierung = armature complète

④ Reduzierte Armierung, zu dimensionieren mit dem nach der Injektion gemessenen Elastizitätsmodul des Felsens.

gen der Messapparate die Betonverkleidung durchbohrt wurde.

Das Einpressen von Zement verbessert den Elastizitätsmodul des Felsens in zweifacher Hinsicht, gewissermassen. Fig. 9 zeigt graphisch den Verlauf von Messungen in Versuchsstollen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Felsens vor und nach der Zementinjektion. *) In beiden Fällen handelt es sich um Granit. Im Beispiel von Cabril ist die Neigung der Last/Verformungs-Linie fast die gleiche vor und nach der Injektion. Aber der Unterschied, auf den es ankommt ist, dass im nicht injizierten Gebirge eine beträchtliche Verformung bei geringem Druck stattfindet, bevor die eigentliche Elastizität zur Geltung kommt. Diese anfängliche Bewegung entspricht dem Schliessen der offenen Klüfte.

Die Diagramme der lotrechten Messung in Salamonde zeigen ausserdem noch die andere Art der Verbesserung als Folge der Zementinjektion: die Neigung der Last/Verformungs-Linie ist steiler ge-

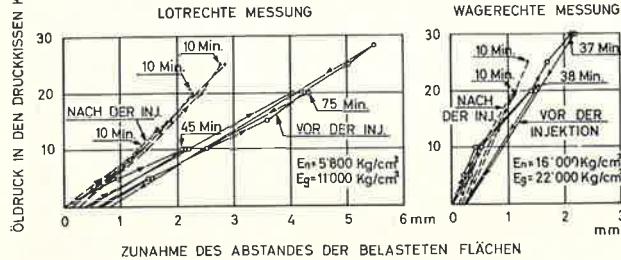
avait pris soin de perforez le revêtement en béton et d'appliquer les géophones directement sur le rocher.

Ouvrons ici une parenthèse pour donner encore d'autres preuves de l'amélioration du module d'élasticité du rocher au moyen d'injections de ciment, qui semblent d'ailleurs agir de deux façons distinctes. La fig. 9 donne la représentation graphique de mesures effectuées dans des galeries d'essai citées dans la conférence de MM. Manuel Rocha et J. Laginha Serafim.*.) Dans les deux cas il s'agissait de granit, pour lesquels le module d'élasticité a été déterminé avant et après injection. Dans l'exemple de Cabril (Portugal), l'inclinaison des graphiques représentant l'essai de charge est à peu près la même avant et après injection ce qui correspond à des modules d'élasticité à peu près égaux. Cependant, dans la roche non traitée, la phase élastique est précédée par une déformation initiale assez importante qui a lieu pratiquement à très faible pression et qui corres-

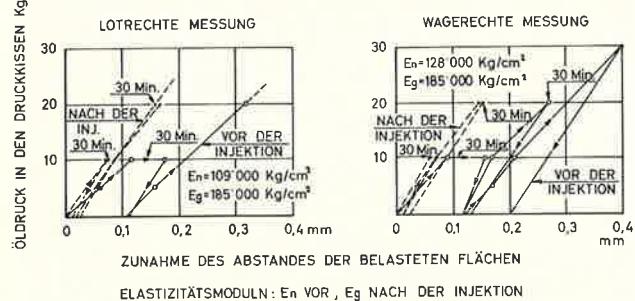
*) Aus dem Beitrag zum V. Internationalen Talsperren-Kongress, Paris 1955, «Deformability of foundation rocks», von Manuel Rocha, J. Laginha Serafim u. a. (Portugal)

*) Contribution au Ve Congrès international des grands barrages, Paris 1955, «Deformability of foundation rocks», M. Rocha et J. Laginha Serafim (Portugal)

VERSUCHSSTOLLEN No.1 (SALAMONDE)



VERSUCHSSTOLLEN No.1 (CABRIL)



worden, d. h. der Elastizitätsmodul an und für sich ist grösser geworden.

Im Druckstollen Eume wurden auf jenen Strecken, auf denen die Messung der Wellenfortpflanzungs-Geschwindigkeit ergeben hatte, dass keine nennenswerte Auflockerung stattgefunden hat, nur die Hinterfüllinjektionen ausgeführt. Die Verbindung der

Abb. 9 Last-/Verformungs-Diagramme von Versuchen in Stollen zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls vor und nach der Zementinjektion. Der Fels ist in beiden Fällen Granit.

Fig. 9 Graphiques des mesures des modules d'élasticité, effectués dans des galeries avant et après l'exécution des injections. Dans les deux cas, la roche est formée par des granites.

Lotrechte Messung	= mesure verticale
Waagrechte Messung	= mesure horizontale
Zunahme des Abstandes der belasteten Flächen	= augmentation de la distance des surfaces chargées
Vor der Injektion	= avant l'injection (En)
Nach der Injektion	= après l'injection (Eg)
Oeldruck in den Druckkissen	= pression de l'huile dans les matelas de répartition des vérins

pond, sans doute possible, à la fermeture de fissures. Ce phénomène a disparu dans le rocher traité par injections.

Dans le cas de Salamonde (Portugal), les graphiques représentatifs des essais de charge se sont notablement redressés après injection, ce qui signifie une réelle augmentation du module d'élasticité.

Pour en revenir à la galerie d'Eume, signalons encore que, sur les zones où les essais sismiques n'avaient pas décelé de dislocation due au minage de la galerie, la troisième phase n'a pas été exécutée, et les injections ont été réduites à des injections de serrage du revêtement. Dans ce cas, l'utilisation de mesures sismiques a donc réellement servi à faire une économie sur les injections.

L'inspection de la galerie avait fait encore apparaître, en quelques emplacements, l'existence de

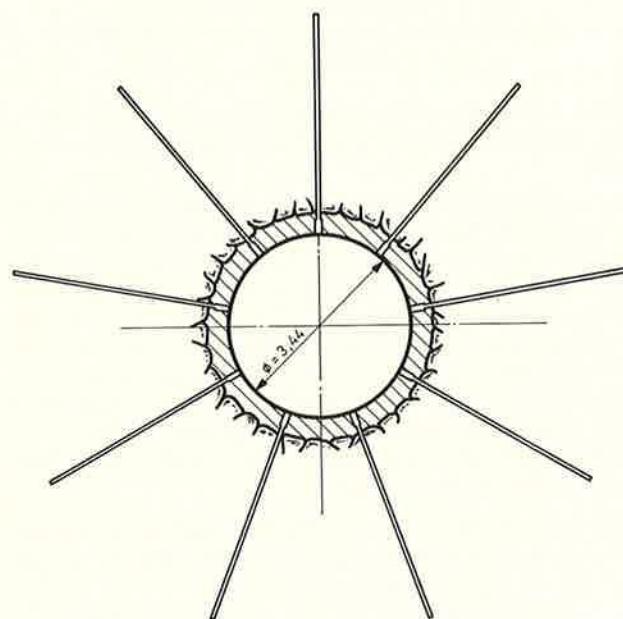


Abb. 10 Druckstollen Eume. Anordnung der Bohrlöcher für die Injektionen der 4. Phase: Querprofil.

Injektionslöcher 4,00 m im Fels
Injektionsdruck 15 kg/cm²

Fig. 10 Galerie en charge d'Eume. Distribution des forages pour les injections de la phase 4: coupe transversale.

Forages d'injection 4,00 m en roche
Pression d'injection 15 kg/cm²

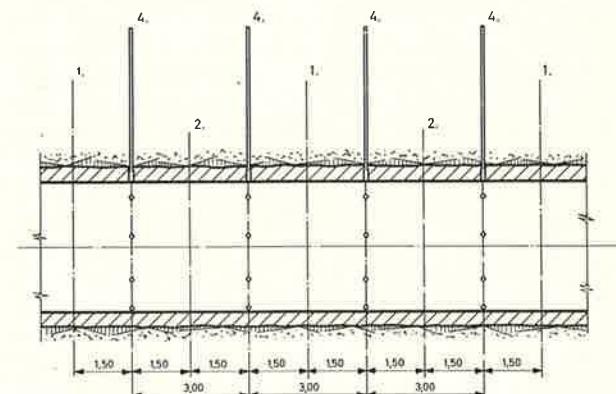


Abb. 11 Druckstollen Eume. Anordnung der Bohrlöcher für die Injektionen der 4. Phase: Längsschnitt.

Fig. 11 Galerie en charge d'Eume. Distribution des forages pour les injections de la phase 4: coupe longitudinale.

Messungen mit den Zementinjektionen erlaubte also, an diesen bedeutende Einsparungen erzielen zu können.

Die Besichtigung der Stollenstrecken hatte gezeigt, dass mancherorts die Klüfte Wasser führten und viel lockeres Material enthielten. Zur Behandlung solcher Strecken wurde Phase 4 entworfen (Fig. 10 und 11). Die Injektionslöcher wurden in Gruppen von je 9 gebohrt und gleichzeitig behandelt. In 8 Löchern wurden Druckwasser und Druckluft eingepresst, während ein 9. offen blieb, damit die Druckluft und das Wasser das mitgerissene Material herausschwemmen konnten. Nach solchem Auswaschen hat dann die Zementaufnahme das übliche Mass bedeutend überschritten:

Mittelwerte der Zementaufnahme pro Meter der in der betreffenden Phase behandelten Stollenstrecken:

460 kg/m in der 1. Phase, auf der ganzen Stollenlänge von 2574 m;

135 kg/m in der 2. Phase, desgl.;

162 kg/m in der 3. Phase, auf 1185 m Streckenlänge;

770 kg/m in der 4. Phase, auf 843 m Streckenlänge.

Nach Abschluss der Injektionen wurden wieder die Elastizitätsmoduln bestimmt. Von 78 Messungen ergaben bloss 7 geringere Werte als 140 000 kg/cm². Auf Grund dieser Resultate wurden dann nur 128,50 m Stollenstrecke armiert im Vergleich zu 360 m, die ursprünglich vorgesehen waren.

Ein Beispiel ganz anderer Auflockerung des Felsens zeigt das der Staumauer von *Aldeadávila* am Duero (Fig. 12). Am Grunde der tiefeingeschnittenen steilwandigen Granitschlucht hatten die Sondierbohrungen zwar hervorragenden Fels gefunden, aber eine auffallend hohe Durchlässigkeit. Der Aushub liess dann erkennen, dass es sich um ein Aufblättern infolge Druckentlastung handelt. Das lässt sich erklären, wenn wir uns vergegenwärtigen, dass ein Granitelement im Fusse unter der etwa 300 m hohen Felswand unter dem Gewicht dieser ganzen Masse liegt. Ein Granitelement unter dem Flussbett war früher unter ebenso hohem Druck, wurde aber seither entlastet und hat sich infolgedessen ausgedehnt. Für die Bauleitung stellte sich somit das Problem, entweder diese aufgeblätterte Felssmasse auszuheben und durch Beton zu ersetzen, was stellenweise bis zu 14 m Tiefe nötig gewesen wäre. Das hätte natürlich sehr grosse Kosten und viele Monate Verzögerung im Bauprogramm verursacht. Man schritt daher zur anderen Lösung, nämlich diese Felssmasse durch Zementinjektionen (Fig. 13) zu konsolidieren, eine Möglichkeit, die zunächst durch Versuche abgeklärt wurde. Die Hohlräume im Granit waren mit Schluff aufgefüllt, wie ihn der Fluss bei Hochwasser auf den Ufern abzulagern pflegt. Die Hohlräume mussten also vorerst ausgewaschen werden, was durch die bereits anderswo bewährte Technik der gruppenweisen Bearbeitung von Injektionslöchern geschah. Indem ein Loch als Ausflussmöglichkeit offen bleibt, werden die anderen Löcher mit Druckwasser und Druckluft in-



Abb. 12 Spanische Staustufe Aldeadávila am Grenzfluss Duero. Sperrstelle von flussabwärts gesehen. Das rechte Ufer ist portugiesisch, das linke spanisch. Das Gestein ist Granit.

Der waagrechte Strich bedeutet die Krone der 135 m hohen Bogenstaumauer.

Fig. 12 Chute d'Aldeadávila sur la rivière Duero. Aménagement espagnol. Vue de l'aval du site de barrage. La rive droite est sur le territoire portugais, la rive gauche sur territoire espagnol. La roche est du granit.

Le trait horizontal indique le couronnement du barrage-voûte haut de 135 m.

fissures donnant lieu à d'importantes venues d'eau, ou particulièrement remplies de matériaux meubles.

Ces zones ont été traitées par une quatrième phase d'injection, représentée dans les fig. 10 et 11. Les trous d'injection ont été forés en groupes assez serrés de 9 forages et traités parallèlement. Dans 8 de ceux-ci de l'eau et de l'air sous pression ont été injectés, pendant que le 9ème trou resté ouvert, permettait à ceux-ci de revenir en entraînant les matériaux mis en suspension. Après ce traitement énergique, les absorptions de ciment étaient considérablement augmentées ce qui signifie une forte consolidation de la roche.

Nous donnons ci-dessous les absorptions moyennes de ciment rapportées au mètre de galerie traité:

1° phase, sur toute la galerie

soit 2574 m

460 kg/m

2° phase, comme ci-dessus

135 kg/m

3° phase, sur 1185 m de longueur

162 kg/m

4° phase, sur 843 m de longueur

770 kg/m

A la fin des travaux d'injection, les modules d'élasticité ont été déterminés encore une fois de la même manière. Sur un total de 78 mesures, 7 donnèrent des valeurs inférieures à 140 000 kg/cm²,

jiziert, welches Gemisch in den Hohlräumen solche Wirbel verursacht, dass jeglicher Schluff und Feinsand mit der Flüssigkeit an die Oberfläche gespült wird. In den saubergewaschenen Hohlräumen war dann die Zementaufnahme beträchtlich, nämlich im Mittel etwa 49 kg Zement pro m^2 Grundfläche. Das entspricht 32 Litern aufgefüllter Hohlräume pro m^2 Grundfläche, oder einer ideellen offenen Kluft von 32 mm. Auf das behandelte Felsvolumen umgerechnet gibt das 3,6 kg Zement pro m^3 Granit oder 2,4 Promille im Volumen.

In solchen Fällen ist natürlich die ganze Injektions-technik nach dem Hauptzwecke zu leiten, dass das Endresultat erhöhte Festigkeit sein soll. Das ergibt hie und da wesentliche Unterschiede gegenüber Injektionen, die zu Abdichtungszwecken ausgeführt werden. Vor dem Injizieren in grössere dreidimensionale Felsmassen muss man sich überlegen, was mit dem Ueberschusswasser geschehen wird. Im Innern solcher Massive kann das Wasser nämlich nicht seitlich wegfließen wie es geschieht, wenn man einen Injektionsschirm erstellt. Ueberschusswasser, das nicht genügenden Abfluss hat, kann sogar unerwünschte Wirkungen erzeugen, wie dies aus folgendem Beispiel hervorgeht.

Im Schiefergestein der Sperrstelle *Bemposta* am Douro wurde, wie üblich bei solchen Bauwerken, ein Versuchsstollen ausgeführt, um den Elastizitätsmodul des Gebirges vor und nach der Injektion zu ermitteln. An einer der Messtellen stellte sich heraus, dass nach der Injektion der Elastizitätsmodul geringer war als vorher, und verschiedene Andeutungen lassen den Schluss zu, dass das Wasser nicht richtig abfliessen konnte.

Besondere Sorgfalt im obigen Sinne erheischte die Konsolidation des rechten Widerlagers der Bogenstaumauer von *Castillon* (Fig. 14 und 15) in der

de telle sorte que sur les longueurs correspondantes, au total 128,50 m la galerie a reçu un revêtement armé. Cette longueur peut être comparée aux 360 m prévus à l'origine.

L'emplacement du barrage d'*Aldeadavila* sur le Duero (fig. 12, Espagne-Portugal) offre un exemple de dislocation par décharge, dont nous avons parlé au début de notre exposé. Les sondages de reconnaissance dans le fond de la gorge étroite avaient montré l'existence de roche granitique en place, saine mais affectée d'une perméabilité étrangement élevée. Les travaux d'excavation ont permis de constater qu'il s'agissait effectivement d'un phénomène de dislocation en bancs feuillets, par décompression de la roche. Si l'on considère les parois de rocher sur les flancs hauts de 300 m, on obtient une idée des pressions qui règnent sous leur masse, mais qui ont été complètement annulées par l'érosion, dans l'axe de la vallée. Il s'en est suivi des dilatations inégales de la roche sous le lit de la rivière et sous ces parois rocheuses. Le maître de l'œuvre se trouvait placé devant la perspective d'excaver, en partie jusqu'à 14 m de profondeur, cette zone disloquée et de la remplacer par du béton. Les conséquences auraient été une augmentation notable du coût des travaux ainsi qu'un retard dans le programme d'exécution. On décida alors de choisir l'autre solution, qui consistait à consolider le rocher par des injections de ciment, après avoir contrôlé l'efficacité de cette possibilité au moyen d'un programme d'essais. Les fissures de la roche se trouvaient, dans ce cas également, remplies par du limon transporté par le fleuve. Il fut décidé de pratiquer un lavage par la méthode déjà utilisée avec succès d'autre part, et qui consiste à injecter de l'eau et de l'air sous pression par un groupe de forages. Il se produit une telle turbulence que tout le limon et le

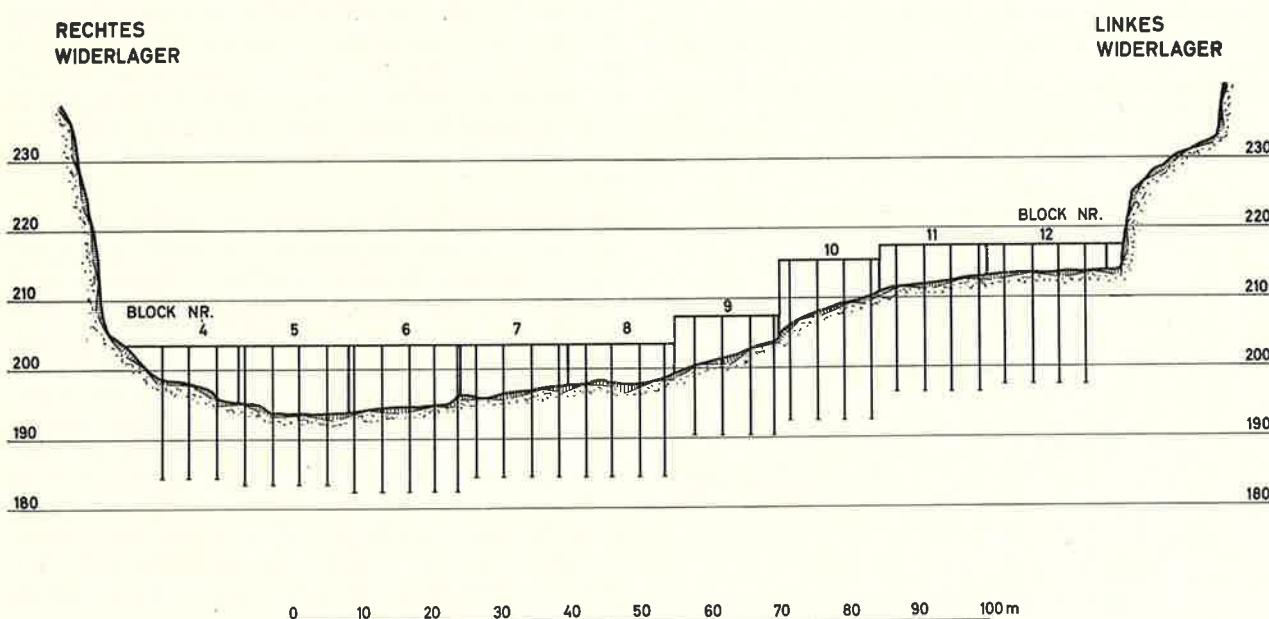


Abb. 13 Bogenstaumauer Aldeadávila. Talquerschnitt mit Anordnung der Bohrlöcher für die Konsolidationsinjektionen.
Fig. 13 Barrage-vôûte d'Aldeadávila. Coupe transversale de la vallée montrant les forages pour les injections de consolidation.
Rechtes Widerlager = culée droite Linkes Widerlager = culée gauche

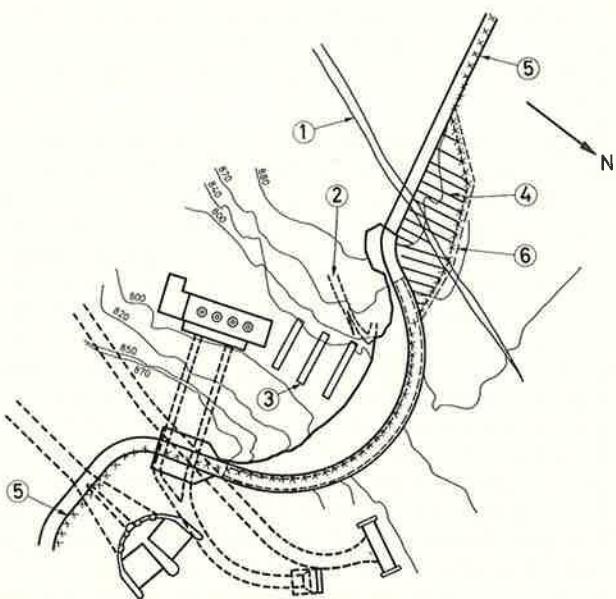


Abb. 14 Bogenstaumauer Castillon am Flusse Verdon in Südost-Frankreich. Lageplan. Die Nummern 1 und 2 weisen hin auf die entsprechenden Spalten in Abb. 15.

Fig. 14 Barrage-voûte de Castillon sur le Verdon au Sud-Est de la France. Plan de situation. Les chiffres 1 et 2 correspondent aux failles ouvertes de la figure 15.

Stützpfeiler 3: contreforts
Geneigter Dichtungsschirm 4: voile d'étanchéité incliné
Lotrechter Dichtungsschirm 5: voile d'étanchéité vertical
Arbeitsstollen 6: galeries d'injection

Kalkschlucht des Flusses Verdon in Südostfrankreich. *) Die grössten Felsspalten hatten offene Weiten von einigen Metern, so dass sie vorerst mit rund 2000 m^3 Beton aufgefüllt wurden. Durch Injektionen wurden dann noch weitere 4000 m^3 Hohlräume verpresst. Das entspricht volumenmäßig 3% der verbesserten Felsmasse.

Ebenso wichtig wie die Zusammensetzung des Injektionsgutes ist die Anwendung des geeigneten

*) Aus dem Beitrag zum III. Internationalen Talsperren-Kongress, Stockholm 1948, «Barrage de Castillon — Lutte contre les érosions souterraines», von E. Ischy (Frankreich)

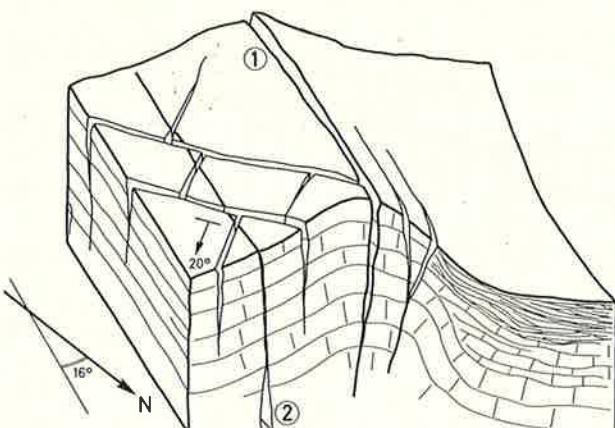


Abb. 15 Bogenstaumauer Castillon. Räumliche Darstellung der grossen Spalten im rechten Felswiderlager.

Fig. 15 Barrage-voûte de Castillon. Représentation stéréométrique des grandes failles dans la culée droite.

sable fin sont entraînés, et évacués à travers un forage laissé ouvert dans ce but. Après ce traitement sévère les absorptions de ciment montèrent à 49 kg/m^2 de surface en moyenne. Cela correspond à un vide de 32 l/m^2 de surface ou encore à une faille d'épaisseur apparente de 32 mm. Rapporté au volume de rocher traité, cette quantité correspond à 3,6 kg de ciment par m^3 de granit ou encore à 2,4 pour mille en volume.

Dans tous ces cas, la technique d'injection doit être adaptée au but final qui consiste ici à améliorer la résistance mécanique du rocher. Il s'en suit des différences notables par rapport aux injections d'étanchement. Ainsi dans le cas d'injection d'une grande masse de rocher, il est indispensable de se poser la question de savoir ce que devient l'eau du coulis. Au contraire de l'injection d'un voile mince, dans laquelle l'eau excédentaire peut être évacuée latéralement, les injections dans une masse de rocher réalisées dans des volumes, dont les trois dimensions sont importantes, peuvent conduire à des effets secondaires néfastes. Dans certains cas l'eau excédentaire peut rester emprisonnée dans la masse du rocher, et même se mettre en pression. Un cas de ce genre s'est présenté dans les schistes de l'emplacement du barrage de Bemposta, sur le Douro (Portugal). Comme d'habitude pour de tels ouvrages une galerie d'essai a été exécutée pour déterminer la valeur du module d'élasticité de la roche avant et après injection. Cependant l'une des mesures indiquait une diminution après traitement. On a trouvé cependant divers indices qui permettent de conclure que ceci est dû à de l'eau qui ne s'est pas éliminée convenablement.

Un soin particulier a été accordé à cette question dans le cas de la consolidation de l'appui droit du barrage voûte de Castillon (fig. 14 et 15) qui barre la gorge calcaire du Verdon dans le sud-est de la France. Les plus grandes failles avaient à l'origine des ouvertures de quelques mètres, si bien qu'elles ont été tout d'abord remplies au moyen de 2000 m^3 de béton en utilisant ensuite 4000 m^3 d'injection pour remplir les vides supplémentaires. Ceci correspond à 3% en volume du massif de rocher traité.

Indépendamment de la qualité des coulis, l'une des questions les plus importante est celle de la pression d'injection. Il faut en effet se rappeler qu'il ne s'agit pas simplement de remplir les vides, mais bien de les injecter sous pression. La détermination de la pression admissible dépend de la nature du rocher, de ses fissurations, de la situation topographique, elle doit être déterminée dans chaque cas particulier. Il est également possible de préciser cette question au moyen d'essais d'injection et de l'interprétation des variations manométriques. Dans certains cas, il est indispensable de prévoir des dispositifs de repère qui permettent de mesurer les déformations par rapport à des points fixes situés en profondeur.

La consolidation du barrage de Pfaffensprung (Suisse) de l'usine d'Amsteg appartenant aux Chemins de fer fédéraux (fig. 16 et 17) présente

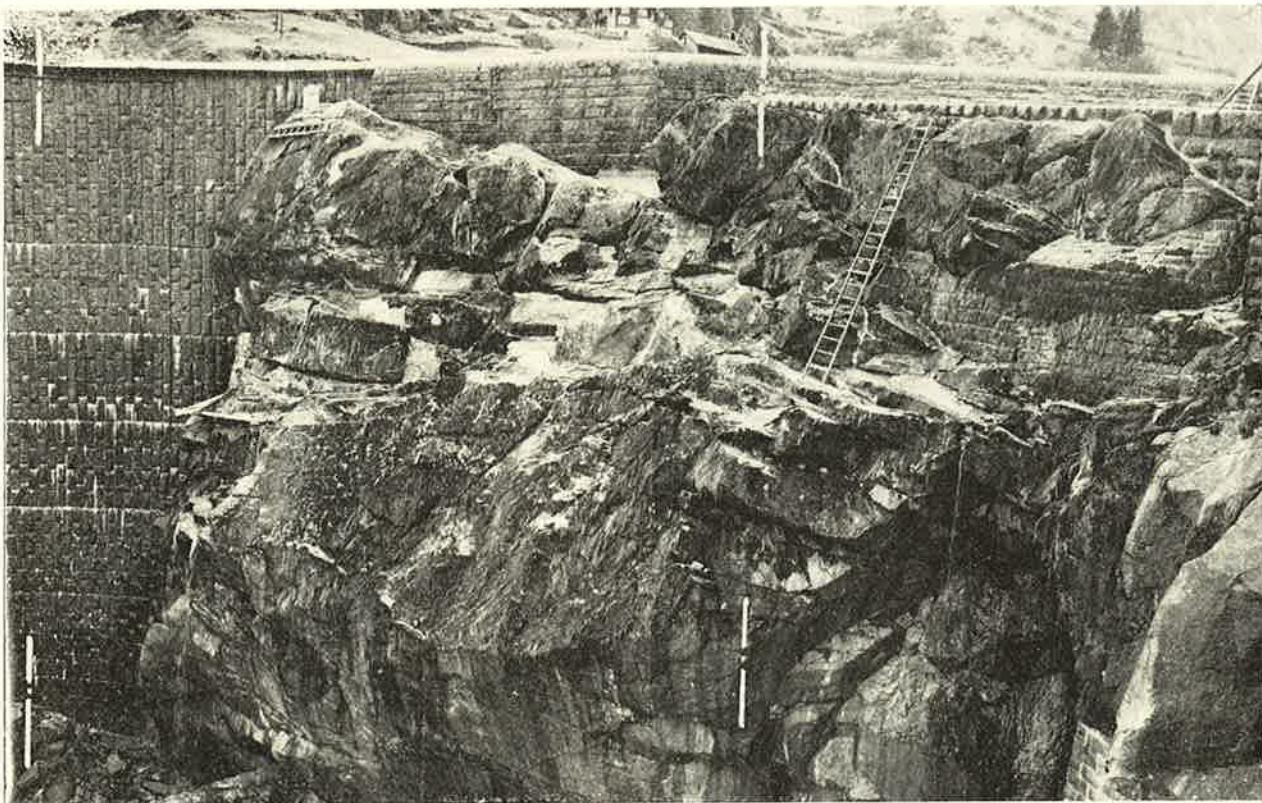


Abb. 16 Bogenstaumauer Pfaffensprung an der Reuss (Schweiz. Bundesbahnen) von der Luftseite gesehen. Die beiden lotrechten weissen Striche entsprechen den Profilen der Abb. 17.

Fig. 16 Barrage-voûte de Pfaffensprung sur le Reuss (CFF) vue de l'aval. Les traits verticaux correspondent aux coupes de la fig. 17.

Druckes. Man darf nicht vergessen, dass es sich nicht um ein Vergießen von Hohlräumen handelt, sondern um ein Verpressen. Wie gross der zulässige Druck sein darf, muss man sich in jedem Einzelfall überlegen je nach der Art des Gesteins und seiner Klüftung, und je nach der topographischen Lage der Injektionsstrecke. Bei Schiefern lassen vorsichtige Bauleitungen etwa Versuchsinjektionen machen, um zu ermitteln, bei welchem Druck das Gestein aufklafft. Das lässt sich aus dem Verhalten des Manometers erssehen. Auch kann man in besonderen Bohrlöchern Tiefenpegel anordnen, um Verformungen festzustellen, die sich bis an die Felsoberfläche auswirken.

Ein interessanter Fall betreffend die Wahl der Injektionsdrücke waren die Sanierungsarbeiten an der Staumauer *Pfaffensprung* des Kraftwerkes Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen (Fig. 16 und 17). Das linksufrige Widerlager dieser Bogenstaumauer stützt sich gegen einen Felssporn aus Granit, der stark zerklüftet ist. Die Klüfte haben sich besonders im Bereich des erwähnten Felssporne im Laufe der Jahrzehnte infolge Frosteinwirkung vergrössert und vermehrt. Damit im Zusammenhang nahm der Wasserverlust aus dem Rückhaltebecken stetig zu. Durch die zunehmende Auflockerung der Gesteinsmassen befürchtete man auch eine Beeinträchtigung der Mauerstabilität. Dieser Zustand bewog die Kraftwerksleitung, durchgreifende Sanierungsmassnahmen an die Hand zu nehmen.

un cas intéressant du soin apporté au choix des pressions d'injection.

La culée gauche de ce barrage voûte prend appui sur un éperon rocheux, formé par un granit fortement fissuré. Au cours des années les fissurations de ce massif avaient été aggravées par l'action du gel, si bien que les infiltrations d'eau étaient en continue augmentation. Pour remédier à cet état de choses, le maître de l'œuvre résolut d'effectuer d'importants travaux de consolidation soigneusement étudiés.

Un voile d'injection a été prévu pour assurer l'étanchement du rocher, en même temps que sa consolidation dans la masse. Cependant, pour éviter que la paroi aval ne se déplace pendant ces travaux, un système très complet d'ancrages dans le rocher a été réalisé pour la stabiliser. Dans ce but, on a utilisé: sur le flanc gauche 14 ancrages dans le rocher équipés de câbles précontraints de 100 t *), et dans l'appui rive droite, 7 ancrages sous une précontrainte de 64 t. En outre pour fixer de plus petites masses de roche, on a appliqué de nombreux ancrages ordinaires, du type utilisé dans la technique du boulonnage des toits de galerie. Avant la mise en place des ancrages on a réalisé fréquemment des injections préalables, afin de consolider la roche environnante, et de stopper les venues d'eau. Ce n'est qu'après cet important travail de consolidation que le rideau d'injection proprement

*) Ancrages système BBRV

Durch die Erstellung eines Injektionsschleiers sollte der Fels abgedichtet und sein Gefüge künstlich gefestigt werden. Vorgängig wurde die luftseitige Felsoberfläche derart zurückverankert, dass bei der nachträglichen Ausführung des Injektionsschirmes keine Verschiebungen im Felsgefüge auftreten konnten. Es wurden dabei die grösseren, zusammenhängenden Felsmassen mittels Vorspannankern von je 100 t Spannkraft fixiert. *) Am linksufrigen Felssporn wurden auf drei Horizonten insgesamt 14 derartige Anker erstellt, währenddem am rechtsseitigen Widerlager 7 Anker mit je 64 t Spannkraft versetzt wurden. *) Kleinere, von verschiedenen Klüften umgebene Blöcke wurden mit schlaffen Doppelkeilankern gesichert und mit den durch Vorspannankern fixierten Felsmassen verbunden. Es handelt sich hier um Anker wie sie im Stollenbau verwendet werden. Vor dem Einbau der Anker wurde die Bohrung derart ausinjiziert, dass das Felsgefüge in der Umgebung der Verankerungsstrecke bereits konsolidiert wurde. Je nach Felsbeschaffenheit und Wasseranfall aus der Bohrung mussten mehrere solcher Vorinjektionen ausgeführt werden. Nach dem Versetzen und Spannen der Anker wurde dann der eigentliche Injektionsschleier ausgeführt. Die angewandten Drücke waren gestaffelt von 5 kg/cm² in Nähe der Oberfläche bis 15 kg/cm² in Tiefen von 18 und mehr Metern. Während der Ausführung dieser Arbeitsphase wurde die luftseitige Felsoberfläche hinsichtlich allfälliger Bewegungen, die durch den Injektionsdruck hätten ausgelöst werden können, mittels spezieller Tiefenpegel ständig beobachtet. Die dabei gemachten Messungen zeigten aber keine Resultate, die zur Beunruhigung hätten Anlass geben können, so dass gesagt werden darf, dass das gewählte Prinzip der vorgängigen Felsverankerung sich sehr bewährt hat.

Durch das Ausinjizieren der freien Ankerstrecken gelang es überdies, das Felsgefüge bis nahe an die Oberfläche vollständig zu konsolidieren mit relativ wenig Bohrung. Die Zementaufnahme betrug im Mittel 16 kg/m³ behandelte Felmasse, also das aufgefüllte Volumen 10 Liter/m³, d. h. 1%.

Durch den Druck der Injektion soll auch das Kluftfüllmaterial verdichtet werden. Bei diesem muss man verschiedene Arten des Vorkommens unterscheiden. Ganz dicht gelagerter Verwerfungston hat eine genügend hohe Scherfestigkeit und bei Druckbeanspruchung sogar eine gewisse Elastizität. Es schadet also nicht, wenn er nicht ausgewaschen werden kann und weiterhin im Baugrund bleibt. Dagegen soll ganz aufgelockertes Füllmaterial der Klüfte vor der Injektion entfernt werden. Jenes Material schliesslich, dessen Lagerungsdichte zwischen der jener beiden Extreme liegt, dieses möchte man verdichten. Die Kontrollbohrlöcher der Konsolidationsarbeiten für die Bogenstaumauer *Cambambe* (Fig. 18) in Angola liefern sehr schöne Beispiele, wie diese Kluftverpressung erreicht werden kann. Beim Baugrund von *Cambambe* handelt es sich um ausserordentlich dichte und harte präkambrische Sandsteine und Konglomerate in nahezu horizon-

*) Felsanker System BBRV

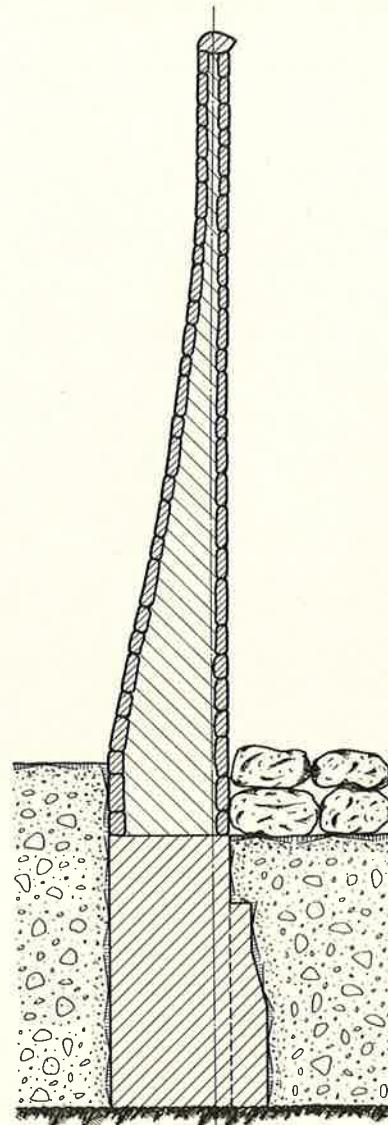


Abb. 17a Bogenstaumauer Pfaffensprung.

Fig. 17a Barrage-vôûte de Pfaffensprung.

dit a pu être réalisé, jusqu'à une profondeur de 18 m et plus. Les pressions variaient de 5 à 15 kg/cm². On a utilisé dans ce cas un certain nombre de points fixes établis en profondeur, par rapport auxquels les mouvements de la surface du rocher étaient soigneusement enregistrés. L'observation des résultats permet d'affirmer que le principe de l'ancre préalable d'une masse de rocher est de grande utilité dans ce type de travaux. Après avoir injecté les forages d'ancre sur toute leur longueur, on a obtenu une véritable consolidation de la masse du rocher. Les absorptions de ciment se montent en moyenne à 16 kg/m³, soit en volume à 10 l/m³, c'est-à-dire 1%.

Une conséquence importante de l'utilisation de fortes pressions d'injection est la consolidation des matériaux de remplissage des failles et fissures de la roche. A ce sujet, il convient de différencier les cas extrêmes. Dans les premiers, les matériaux de remplissage, par exemple des argiles fortement comprimées, possèdent par eux-mêmes des résis-

SCHNITT LINKES WIDERLAGER

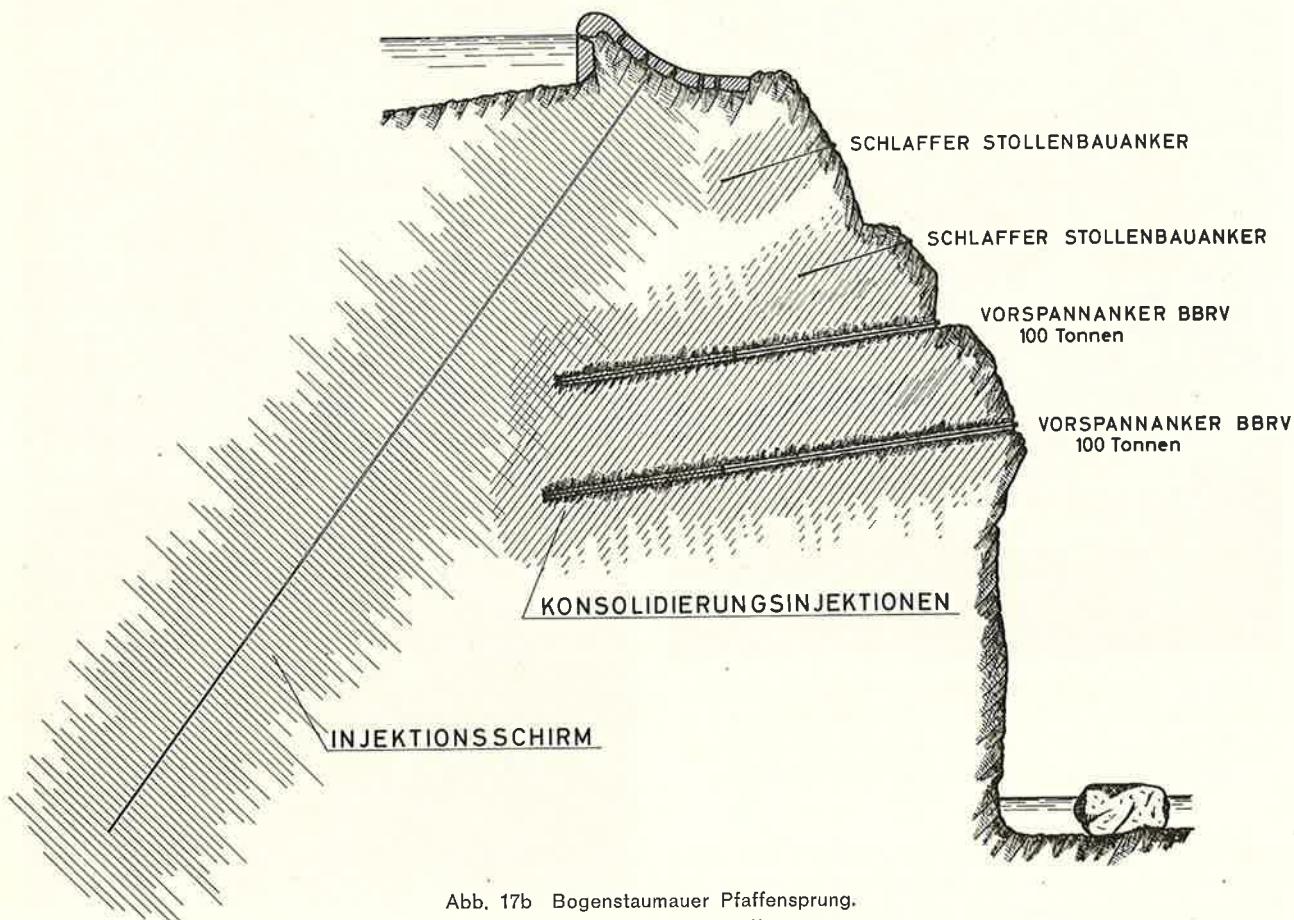


Abb. 17b Bogenstaumauer Pfaffensprung.

Fig. 17b Barrage-voûte de Pfaffensprung.

Schnitt linkes Widerlager	= coupe de la culée gauche
Schlaffer Stollenbauanker	= ancrages ordinaires, du type de boulonnages en galeries
Vorspannanker BBRV	= ancrage précontraint système BBRV
Konsolidierungsinjektionen	= injections de consolidation
Injektionsschirm	= écran d'injection

taler Lagerung (Fig. 19). Tektonische Vorgänge haben aber ausser lotrechten und schrägen Verwerfungen auch bewirkt, dass gewisse Schichten waagrecht übereinander verschoben worden sind (Fig. 20). Auch Fig. 21 zeigt eine solche Verwerfung, die vollständig das linke Fundament der Staumauer durchschneidet. Das Füllmaterial solcher Verwerfungen ist von Ort zu Ort in Abständen von wenigen Metern sehr verschieden, auch innerhalb derselben Spalte. Auf Fig. 22 ist das Material steinhart, aber irgendwo ist doch immer eine millimeterdünne Tonschicht, die als geschmierte Gleitfläche zu fürchten ist. Von diesem Punkte etwa 20 m entfernt wurde Fig. 23 aufgenommen, wo das strudelnde Hochwasser des Flusses die gleiche Spalte ausgeräumt hat.

Infolge solcher Schwächen des Felsens stellten sich für die Stabilität der Bogenwiderlager Probleme, wie eines aus Fig. 24 ersichtlich ist. Man kann sich gut vorstellen, dass, wenn schon waagrechte Scherflächen vorhanden sind, dieses Felswiderlager mit Leichtigkeit längs der eingezeichneten, mit 65° ge-

tances au cisaillement, à l'érastement, et une certaine élasticité qui permettent de les laisser en place sans danger pour la construction. L'autre cas est celui de matériaux tellement remaniés qu'il est préférable de les éliminer par lavage avant le début des injections.

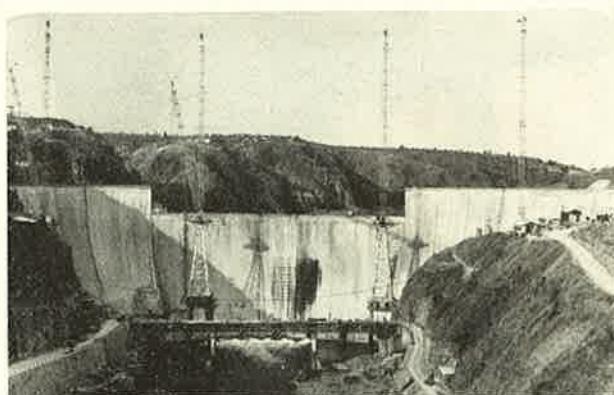


Abb. 18 Bogenstaumauer Cambambe am Flusse Cuanza in Angola.

Fig. 18 Barrage-voûte de Cambambe sur le Cuanza en Angola.

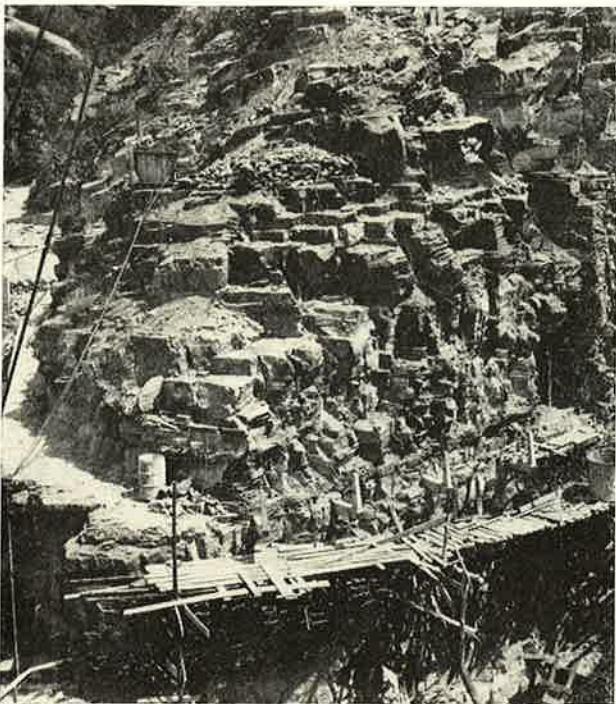


Abb. 19 Bogenstaumauer Cambambe. Waagrechte Sandsteinschichten im Einschnitt für das rechte Auflager.

Fig. 19 Barrage-vôûte de Cambambe. Grès à assises horizontales dans l'excavation pour l'appui latéral rive droite.

neigten Verwerfung wegleiten könnte. Für diese Verwerfung ordnete die Bauleitung an, dass das Füllmaterial ausgebrochen und durch Beton ersetzt werden sollte, mittels einer Reihe von Stollen, wie auf Fig. 25 dargestellt ist. Aber für alle sonstigen schwachen Stellen stellte sich die Aufgabe, mittels Injektionen die Scherfestigkeit dieser Flächen um ein genügendes Mass zu erhöhen (Fig. 26). Die angewandte Technik ist wieder die des Auswaschens der Klüfte durch Gruppen von Injektionslöchern.

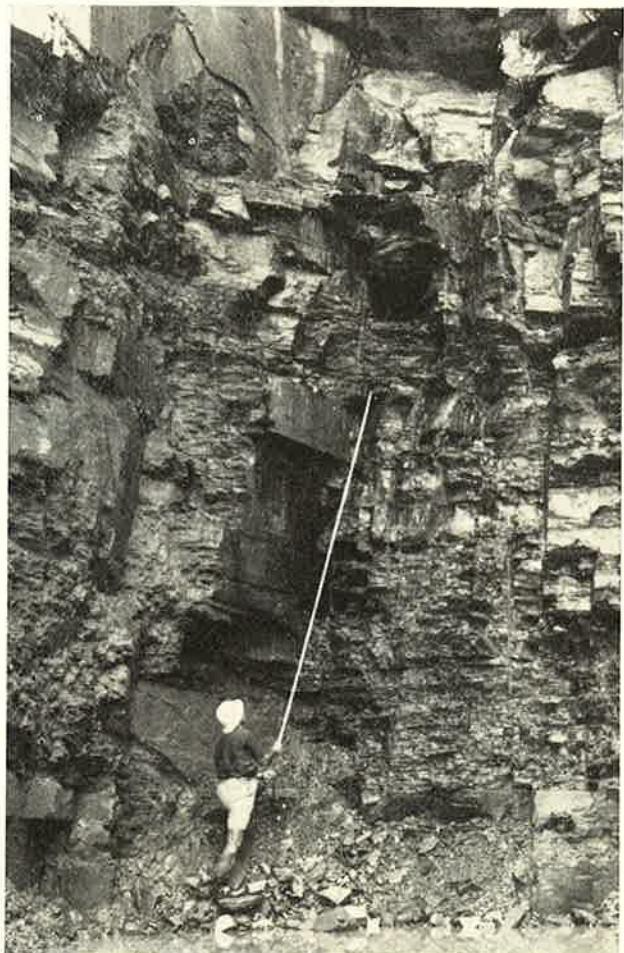


Abb. 20 Bogenstaumauer Cambambe. Waagrechte Sandsteinschichten im Einschnitt für die linke Flügelmauer. Der Mann zeigt auf eine durchgehende horizontale Verwerfung.

Fig. 20 Barrage-vôûte de Cambambe. Bancs de grès horizontaux dans l'excavation pour le mur d'aile rive gauche. Un assistant montre le passage d'une faille horizontale continue.

Entre ces deux extrêmes, se trouve tout un éventail de cas où l'on cherchera parfois à consolider les

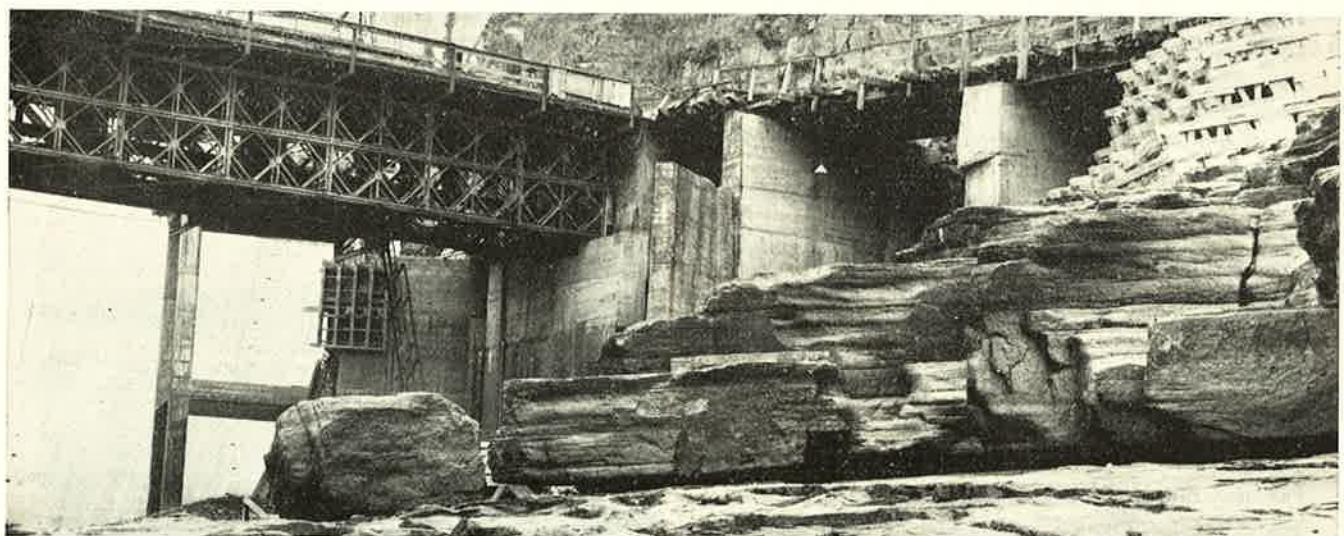


Abb. 21 Bogenstaumauer Cambambe. Waagrechte Verwerfungsspalte, die sich durch das ganze linke Mauerfundament zieht.

Fig. 21 Barrage-vôûte de Cambambe. Fissure horizontale coupant la fondation rive gauche.



Abb. 22 Bogenstaumauer Cambambe. Nahsicht der waagrechten Verwerfungsspalte Abb. 21. Das Füllmaterial ist hier steinhart, aber irgendwo ist doch immer eine millimeterdünne Tonschicht, die als geschmierte Gleitfläche zu fürchten ist.

Fig. 22 Barrage-voûte de Cambambe. Détail de la faille horizontale fig. 21. La roche mylonitisée de la faille est ici très dure, mais elle contient toujours quelque part une mince couche d'argile qui pourrait former un plan de glissement.

Die Behandlung erfolgt stufenweise mit Unterbrechung des Bohrens alle 5 m. Neu ist dabei die Anwendung eines Dispersionsmittels für Ton, mit dem ausserordentliche Resultate erzielt werden. In Cambambe dient für diesen Zweck doppelkohlen-saures Natron. Auf anderen Baustellen hat man bessere Wirkung mit Natrium-Hexametaphosphat erzielt. Die in den Bohrlöchern gemessene Durchlässigkeit des Felsens wird manchmal verdreifacht.

Und nun die grosse Frage: Wird nach diesen Injektionen die Scherfestigkeit auf den gefährlichen Flächen genügend sein? Es gibt ja leider noch kein Verfahren, um solche Scherfestigkeit in einfacher Weise zu messen. Nach dem heutigen Stand der Technik kann man die Frage zunächst beantworten.

matériaux en place. L'exemple du barrage voûte de *Cambambe* (Angola) est caractéristique de ce type de travaux de consolidation par injection. Les forages de contrôle ont permis de vérifier les excellents résultats obtenus dans l'injection des failles du rocher. Il s'agit dans ce cas d'un grès et de conglomérats précambriens en bancs pratiquement horizontaux, très durs et compacts (fig. 19). Les phénomènes tectoniques ont eu pour conséquence non seulement des dislocations verticales, mais également des charriages de couches superposées (fig. 20). La fig. 21 montre dans la zone de l'appui gauche du barrage la situation d'un de ces plans de glissement qui traverse toutes les fondations du barrage. Les matériaux de remplissage de ces failles tectoniques sont de qualité très variable et changent de place en place sur l'espace de quel-

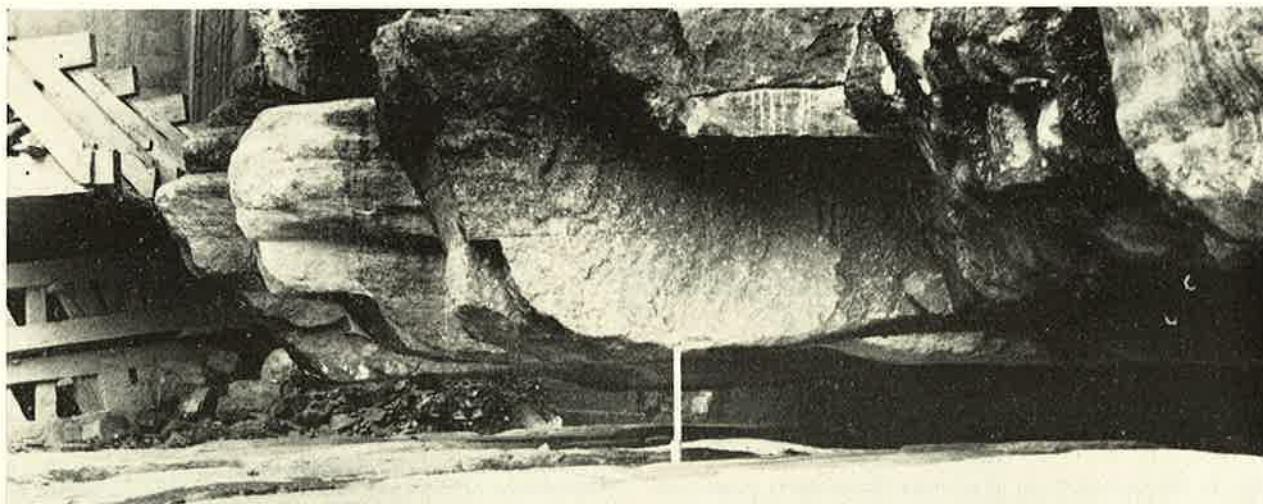


Abb. 23 Bogenstaumauer Cambambe. Nahsicht der waagrechten Verwerfungsspalte 21.
Das strudelnde Hochwasser des Flusses hat hier die Spalte ausgeräumt.

Fig. 23 Barrage-voûte de Cambambe. Détail de la faille horizontale fig. 21.
A cet endroit, la fente a été nettoyée par l'eau de crue.

HORIZONTALSCHNITT KOTE 60

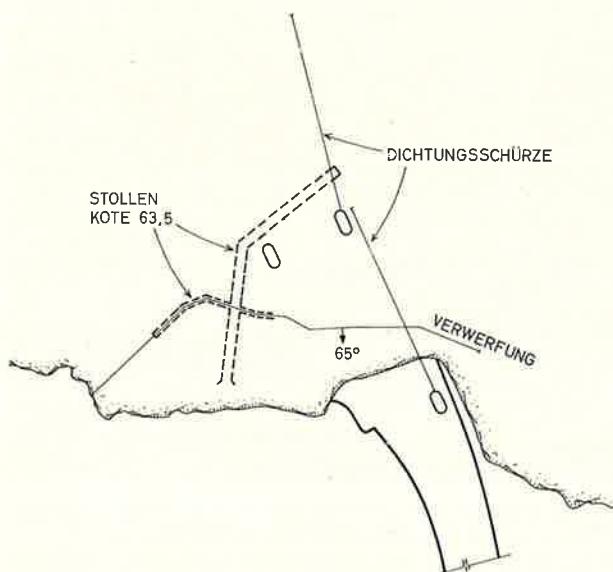


Abb. 24 Bogenstaumauer Cambambe. Horizontalschnitt auf Kote 60 im rechten Widerlager.

Fig. 24 Barrage-vôûte de Cambambe. Coupe horizontale de la butée rive droite à la cote 60.

Stollen	= galeries
Dichtungsschürze	= écran d'étanchement
Verwerfung	= faille

ten, wenn man Kontrolllöcher bohrt und an den möglichst vollständig zu gewinnenden Bohrkernen sich ein Bild über die erreichten Zustände im

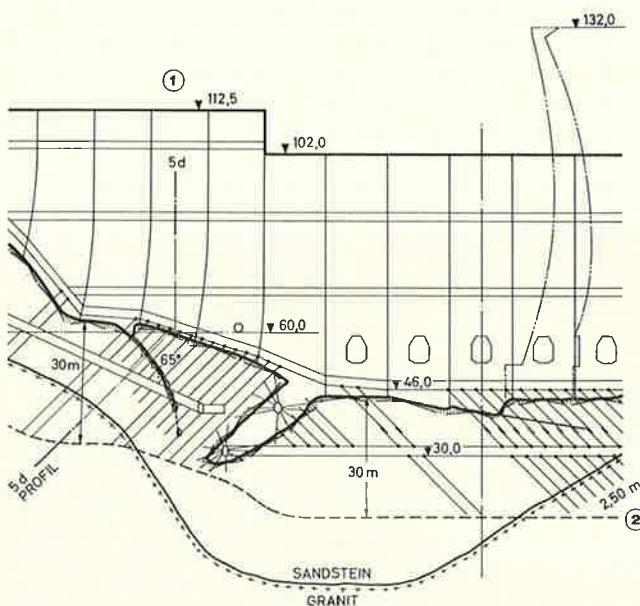


Abb. 25 Bogenstaumauer Cambambe. Teil des Längsschnittes. Mauerkrone Kote 112,5 vorläufiger Ausbau, Kote 132,0 für später.

Fig. 25 Barrage-vôûte de Cambambe. Partie de la coupe longitudinale. Cote de couronnement provisoire à 112,5, à surélever ultérieurement à 132,0

- (1) Mauerkrone = Couronnement du mur
- Sandstein = grès
- (2) Lochabstand = Séparation entre forages

ques mètres seulement. Sur la fig. 22 ils ont la dureté de la pierre, bien qu'il subsiste de toute façon une mince couche d'argile qui peut être l'origine de glissement.

En outre, à 20 m de cet emplacement, on trouve (voir fig. 23) une partie de la même faille, dans laquelle tout le matériau de remplissage a été érodé par les eaux de crue.

En raison de ces faiblesses du rocher, différents problèmes de stabilité des appuis se sont présentés, dont l'un est esquissé schématiquement dans la fig. 24. On peut en effet se représenter que la masse de rocher délimitée par la faille au pendage de 65° , dessinée derrière l'appui, pourrait facilement se déplacer sur un des plans de glissement horizontaux. Le maître de l'œuvre décida alors de substituer au matériau de remplissage de cette faille du béton introduit par les galeries indiquées. Mais pour les nombreuses autres surfaces de glissement d'accès plus difficile la consolidation devrait être obtenue par injection (fig. 26). Ces injections ont été conduites de nouveau au moyen de la technique de lavage, dont l'action a été dans ce cas améliorée par l'emploi de produits dispersants. L'emploi de bicarbonate de soude a donné d'excellents résultats à Cambambe dans l'argile, sur d'autres chantiers on a obtenu un meilleur effet avec l'hexamétamosphate de soude. Avec ces méthodes, on a pu obtenir une augmentation de la perméabilité mesurée dans le forage jusqu'à 3 fois.

La question importante de la résistance au cisaillement sur des plans de glissement après les injec-

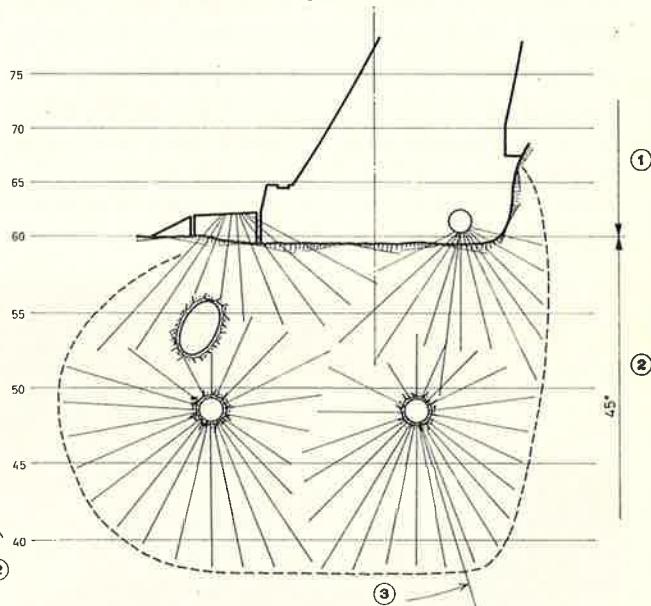


Abb. 26 Bogenstaumauer Cambambe. Schnitt 5d mit Anordnung der Bohrlöcher für die Konsolidationsinjektionen. Zulässige Drücke: 20 kg/cm^2 in den Bohrlöchern aus den beiden Stollen im Fels, 5 kg/cm^2 in den oberen Bohrlöchern.

Fig. 26 Barrage-vôûte de Cambambe. Coupe 5-d montrant l'implantation des forages pour les injections de consolidation. Pressions admissibles: 20 kg/cm^2 dans les forages en galerie, 5 kg/cm^2 dans les forages supérieurs.

- (1) Lotrecht = vertical
- (2) Geneigt = incliné
- (3) Dichtungsschürze = voile d'imperméabilisation

Baugrund macht. Dieses Bild wird in technisch sehr interessanter Weise ergänzt, wenn man jeweils nicht ein Kontrollloch bohrt, sondern eine Gruppe von 3 und dabei Kluftwaschungen mit Dispergiermitteln vornimmt, wie vor der Injektion. Wenn die noch vorhandene geringe Durchlässigkeit dabei kaum zunimmt und wenn sich nur ganz wenig Bodenteilchen auswaschen lassen, dann kann man getrost sein, dass das verbleibende Kluftfüllmaterial gute Kohäsion und einen ansehnlichen inneren Reibungswinkel hat.

Die Injektionen als Mittel zur Verbesserung der Felseigenschaften bieten heutzutage schon grosse Möglichkeiten. Die Grundlage bildet natürlich das richtige Erkennen der Schwächen des Felsens. Wünschenswerte Hilfen wären neue, zweckmässige Kontrollmittel, damit der Ingenieur auf einfache Weise das tatsächliche Verhältnis von Beanspruchung und Bruchlast feststellen kann auf jeder geschwächten Stelle des Felsens. Und betreffend die Berücksichtigung dieser Schwächen beim Projektieren gilt der gleiche Satz, der schon geprägt worden ist über den Unterschied zwischen der klassischen Mechanik und der Erdbaumechanik. Während bei jener die Voraussetzungen klar gegeben sind, braucht es zur Lösung von Aufgaben des Erd-, des Felsbaues und der Felsverbesserung die Kunst der Wahl solcher Voraussetzungen, dass das Resultat der Berechnung nahezu so wird wie das, welches sich dann in der Wirklichkeit ergibt.

tions ne peut malheureusement pas être tranchée par des mesures simples. Cependant, par le forage de trous de contrôle et le prélèvement de carottes de matériaux consolidés, on peut obtenir une bonne indication sur la qualité des matériaux telle qu'elle résulte du traitement par injections. En outre, il est intéressant de compléter ces contrôles en répétant dans des groupes de 3 forages des essais de lavage, avec les mêmes moyens dispersants utilisés pour la préparation des injections. Si l'on constate qu'après le traitement le lavage n'a plus d'effet visible, on peut être assuré que les matériaux qui se trouvent encore dans les diaclases et dans les failles ont une cohésion et un angle de frottement excellents, en tous cas suffisants pour ne pas affaiblir notablement la masse.

L'utilisation des injections pour l'amélioration des qualités du rocher présente dès maintenant de nombreuses possibilités d'application avec succès. La condition essentielle est naturellement une reconnaissance des causes réelles des faiblesses du rocher. Il serait souhaitable de développer des méthodes de contrôle simples permettant de vérifier les qualités mécaniques des zones de faiblesses du rocher. A leur sujet, on peut répéter une comparaison déjà faite entre la mécanique classique et la mécanique des sols. Alors que dans le premier cas, les hypothèses de calcul sont claires, dans le cas de la mécanique des sols et de la mécanique des roches, l'art du constructeur consiste à choisir des hypothèses de calcul qui permettent d'approcher autant que possible les phénomènes observés dans la nature.

Die technischen Eigenschaften des Gebirges und ihr Einfluss auf die Gestaltung von Felsbauwerken

Erkenntnisse aus den Grossversuchen in Europa und im Fernen Osten

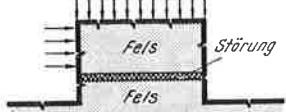
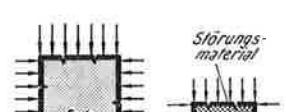
Vortrag, gehalten vor der Schweiz, Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Luzern am 9. November 1962 von Dr.-Ing. Leopold Müller, Salzburg

Werkstoff Fels

Unter allen Ingenieuren ist wohl niemand so unausweichlich an die Gegebenheiten des Werkstoffes gebunden wie der Grundbauer, ganz besonders der Felsbauer. Für die meisten Baukonstruktionen über der Erde kann man die Werkstoffe mehr oder weniger frei wählen, kann diese Wahl dem Zweck des Bauwerkes, den wirtschaftlichen Möglichkeiten, ja selbst den Fähigkeiten der Arbeiter und Ingenieure anpassen, kann Stahl, Beton oder Holz verwenden, ja selbst die Art des Stahles und die Eigenschaften des Betons vorschreiben. Der Erdbauer ist darin schon weniger, aber immer noch bis zu einem gewissen Grade frei, nämlich nur insofern er Dämme aufschüttet, jedoch nicht mehr, wenn er Böschungen aus dem Vollen abträgt. Der Felsbauer schafft überhaupt nur Hohlformen, baut Einschnitte, Anschnitte, Stollen, Schächte, Untertagehallen aus dem Vollen und muss alle geologischen und damit alle Werkstoffbedingungen als unabdingbare Gegebenheiten hinnehmen, an denen er fast nichts oder nur so weit etwas ändern kann, als er die Lage seiner Felsbauwerke geschickt wählt und diesen eine solche Gestalt und Richtung gibt, dass die Bedingungen ihrer Ausführungen relativ optimal werden.

Man könnte daher (mit bewusster Uebertriebung) sagen, dass fast niemand so sehr wie der Felsbauer darauf angewiesen ist, seinen Werkstoff wirklich zu kennen, um aus ihm das Beste herauszuholen. Zugleich aber wird niemandem die Werkstoffkenntnis so schwer gemacht wie ihm. Kein anderer Werkstoff ist so schwierig zu beschreiben wie der Werkstoff Fels, von welchem ein grosser Schweizer schon vor 400 Jahren gesagt hat, in diesem Werkstoff sei alles schon vorgestaltet und vorbestimmt, was man daraus machen könne und was nicht. Deshalb habe ich mehr als 20 Jahre [1] eine Technologie der Erdkruste gefordert und war glücklich, durch unseren unvergesslichen Prof. M. Roš, einen der drei Gründer der Internationalen Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik in Salzburg [2, 3], in so wirksamer Weise unterstützt zu werden.

In diesen 20 Jahren habe ich die Ueberzeugung vertreten, dass wir eine solche Technologie der Felsmaterialien nur im Grossversuch [4] im anstehenden Gebirge betreiben können und Prof. Roš hat bei der Gründungsversammlung der genannten Vereinigung 1951 gesagt: «Der Technologie des Laboratoriums, welche weit genug gediehen ist, muss nun die Technologie in der freien Natur folgen.» Seit etwa 14 Jahren gibt es solche Grossversuche im anstehenden Gebirge zur Bestimmung der Formänderungseigenschaften; aber erst seit zwei Jahren haben wir Grossversuche zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens, und auch diese stehen noch vereinzelt da.

Versuchstyp	Prinzip	Aufgabenstellung
Scher-versuche	Fels	
	Störung	
	Block-fundierung	
Kompressions-versuche	Fels	
	Störung	

Fels = klein punktiert, Beton = schräg schraffiert, Störungsmaterial = schräg gekreuzt

Bild 1. Grossversuche zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit; allgemeine Versuchstypen

Es war Josef Stini, der Altmeister der Ingenieurgeologie, welcher mich in dieser Forderung nach Grossversuchen allezeit tatkräftigst unterstützt hat [5]. Die Erfahrung hat dieser Forderung Recht gegeben. Die Ergebnisse der ersten Grossversuchsreihen brachten überaus befriedigende Uebereinstimmungen und Bestätigungen unserer Anschauungen über die innere Kinetik und über die Mechanik des zerklüfteten Felskörpers, des Diskontinuums. Darüber hinaus lieferten sie eine Fülle völlig neuer Erkenntnisse, welche unsere Anschauungen über den Werkstoff Fels vertiefen.

Ergebnisse technologischer Gebirgsprüfung

Versuche zur technologischen Prüfung der Gebirgseigenschaften müssen, wie ich verschiedentlich ausgeführt habe [6], Grossversuche sein. Die ersten Reihen solcher Grossversuche im anstehenden Gebirge hat die Internationale Versuchsanstalt für Fels, Salzburg, in Italien und in Japan ausgeführt (Bild 1). Bei diesen Versuchen wurden im anstehenden Fels Versuchskörper in der Grösse von 3 bis 16 m³ in Scher- und (unvollkommenen) Triaxialversuchen geprüft. Hierüber hat K. John [7] berichtet.

Diese Versuche haben, um mit dem Einfachsten zu beginnen, zunächst einmal den

Wahrheitsbeweis für die Behauptung erbracht, dass die Gebirgsfestigkeit weit geringer ist als die Gesteinsfestigkeit; viele der Beteiligten wären überrascht, um wieviel geringer. Ich möchte keine Ziffern nennen, weil sich sonst allzu leicht im Gedächtnis so etwas ähnliches wie ein Abminderungsfaktor einstellen könnte, den es aber nach meiner Ueberzeugung nicht gibt. Die Abminderung der Gesteins- zur Gebirgsfestigkeit ist in verschiedenen Bergarten sowie in verschiedenen Gefügeräumen der selben Bergart grundverschieden; es kommt sogar vor, dass die Gebirgsfestigkeit fast so gross ist wie die Gesteinsfestigkeit. Die Abminderung ist sogar in verschiedenen Richtungen unterschiedlich. Des weiteren haben diese Versuche bestätigt, dass zerklüftetes Gebirge Zugspannungen ertragen kann.

Dass der Verformungs- und der Elastizitäts-Modul zerklüfteten Gebirges geringer sind als derjenige der Gesteine, ist lange bekannt und wurde nicht erst in diesen Versuchen, sondern schon früher durch zahlreiche seismische sowie Ultraschall-Messungen bestätigt.

Im Gegensatz zu den bisher angewandten statischen Prüfverfahren gelang es bei den Grossversuchen der «Interfels» in Japan zum ersten Male, in den Prüfkörpern wenigstens einigermassen homogene Spannungszustände zu erzeugen, so dass Gebirgs-Moduli für bestimmte Belastungsgrössen und in Abhängigkeit von diesen erhalten werden konnten.

Manche Gebirge zeigten bei der Prüfung in situ weit grössere bleibende Formänderungen, als wir erwartet hatten. Sie betragen im Durchschnitt 50 % der Gesamtverformung. Nicht erst bei grösseren Belastungen stellten sie sich ein,

sondern — und das war überraschend — auch schon bei den ersten, kleinsten Belastungen. Das Beispiel Bild 2 zeigt, wie schon bei kleinen Belastungen ein ganz bedeutender Unterschied zwischen dem Verformungsmodul der Erstbelastung und dem E-Modul der Rückfederung auftrat.

Das Diagramm Bild 2 zeigt, dass es einen eigentlichen Bruch in Gebirgskörpern nicht gibt. Wir wussten das schon zuvor und sprechen deshalb nicht von Bruchfestigkeit, sondern nur von Grenzen des Bruchfliessens. Ein echter Bruch, wie wir ihn im Laboratorium an Gesteinsstücken mit lautem Knall wahrnehmen, kann schon deshalb nicht auftreten, weil unser Gebirgsprobekörper bereits tektonisch zerbrochen ist. Aus diesem Grunde spielen auch Wechsellaisten an Gebirgskörpern eine noch grössere Rolle als bei kontinuierlichen Probestücken. Das Gebirge ist gegenüber oft wiederholten Lastwechseln bedeutend empfindlicher als der unzerbrochene Gesteinskörper — ein weiterer technologischer Unterschied zwischen Gestein und Gebirge. Beim Bau von Staumauern, deren Felswiderlager durch den ständig schwankenden Seespiegel im Laufe vieler Jahre oft und stark wechselnde Belastungen zu ertragen haben, spielt dies eine wichtige Rolle.

Es war deshalb von Anfang an klar, dass gebirgstechnologische Versuche Langzeitversuche sein müssen; dies auch deshalb, weil das Gebirge erhebliche elastische Nachwirkungen und eine bedeutende Relaxation zeigt — es verhält sich wie eine elastisch-zähe Flüssigkeit, was die Geologen ja schon lange wissen. Die Zahl der Lastwechsel, welche bei den Versuchen in Japan z.T. bis über 1000 je Versuchskörper getrieben wurde, erfordert eine Prüfzeit von mehreren Tagen bis Wochen.

Weil der geologische Körper keine eigentliche Bruchgrenze zeigt, sondern nur ein mit höherer Last rascher und intensiver werdendes Fliessen, mussten wir zur Charakterisierung seiner Festigkeitseigenschaften gewisse Grenzbeanspruchungen definieren. Da boten sich u.a. bei vielen Versuchen als Grenze jene Spannungszustände augenscheinlich an, bei deren Ueberschreitung die Verformungen beschleunigt zunahmen. Diese Werte haben wir als Fliessgrenze I, II usw. angesprochen (Bild 2). Eine andere Möglichkeit, das Formänderungsverhalten des Gebirges zum Festigkeitsverhalten in Beziehung zu setzen, war die Registrierung der bleibenden Formänderungen in Abhängigkeit von den rückläufigen Formänderungen. Mit wachsender Belastung nahm der Quotient der beiden zu.

Es würde zu weit führen, hier auf Einzelheiten der technologischen Gebirgsbeschreibung und des Versuchswesens einzugehen [8]. Nur soviel sei gesagt, dass es zunächst den Anschein hat, dass wir bei der Gebirgsprüfung im anstehenden Fels nicht ganz mit den Definitionen, Festlegungen und Gepflogenheiten der Materialprüfung in den Laboratorien auskommen, sondern die Systematik dieser Prüfungen wahrscheinlich modifizieren und erweitern müssen. Dies ist einer der Gründe, weshalb ich dafür eintrete, dass Gebirgsprüfungen von einer zentralen und internationalen Versuchsanstalt ausgeführt werden sollen. Nur eine internationale Anstalt, mit Verbindung zu Instituten in anderen Ländern, kann dauernd beschäftigt sein und so mit einem ständig eingespielten Stabe von Ingenieuren und Gefügekundlern Gebirgsprüfungen überall nach gleichem Standard, mit wachsender Erfahrung und in der gleichen Zuverlässigkeit durchführen. Nur dann werden die Ergebnisse verschiedener Gebirgsprüfungen auch vergleichbar sein. Vergleichbarkeit aber ist dringend notwendig,

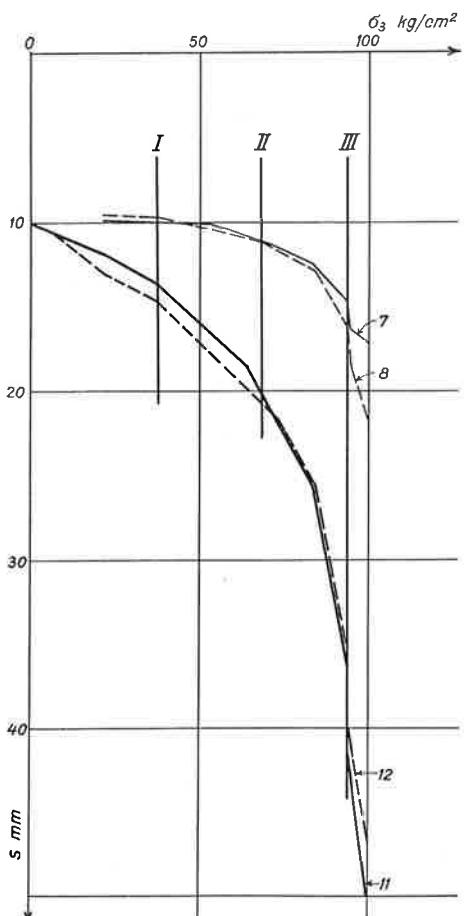


Bild 2. Typische Arbeitslinie eines Triaxial-Grossversuches in zerklüftetem Granit
11,12 für Messpunkte in der Richtung von σ_3
7,8 für Messpunkte in der Richtung der Querdehnung
 σ_3 grösste Hauptnormalspannung (Druck)
 s Zusammendrückung in der Richtung von σ_3
I erste Fliessgrenze
II zweite Fliessgrenze
III Beginn des Bruchfliessens

Dieser grosse Aufwand ist dadurch gegeben, dass die Prüfkörper eine beträchtliche Grösse von 2 bis 20 m³ haben müssen. Da die technologischen Gesetze statistische Gesetze sind, muss in allen Fällen der Körper eine solche Ausdehnung haben, dass sein (tatsächlicher oder gedachter) Bruch durch mindestens 100 bis 200 Kluftkörper geht. Niemand würde Beton an Würfeln so geringer Grösse prüfen, dass der Bruch nur durch wenige Körper ginge; man wählt die Grösse so, dass die statistischen Gesetze gegenüber den örtlichen Zufälligkeiten zur Geltung kommen. Das gleiche müssen wir für das Gebirge fordern. Das bedingt einen enormen Geräte- und Instrumentenpark, ein weiterer Grund für die Zentralisierung von Erfahrungen, Personal und Gerät in einer Prüfanstalt grossen Massstabes; muss man doch zur Prüfung eines Gebirgskörpers mitunter Drücke von 10 000 bis 30 000 t anwenden und die Formänderungen mit 20 bis 30 fernmeldenden, zum Teil selbstschreibenden Apparaten verfolgen (Bild 3).

Der gesue Gedanke einer Zentralisierung von Erfahrung, Personal und Einrichtung in einer Anstalt von kontinentalem Charakter ist ja auch auf anderen Gebieten — denken wir an das hervorragende Beispiel des Institutes für statische Modellversuche (ISMES) in Bergamo — in glücklicher Form verwirklicht worden und hat sich hundertfach bewährt.

Völlig den Erwartungen entsprechend zeigte sich die Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Querstützung „vom Umschlingungsdruck“. Während die Druckfestigkeit der meisten Gesteine nach Wuerker etwa mit dem vierfachen Betrag der Querbeanspruchung zunimmt (Beton 3,5fach), betrug der Faktor der Zunahme bei dem geprüften zerklüfteten Granit 7 bis 10,5! Dieser Umstand (Bild 4) ist von doppelter und grosser Bedeutung: Auf ihm beruht die Wirkung der Verankerungen und Felsbewehrungen, von welcher wir auf Grund von Ueberlegungen schon Gebrauch gemacht haben, noch ehe sie durch das Versuchswesen bestätigt wurde. Durch Verankerung können in der Regel nur relativ kleine Kräfte aufgebracht werden. Wenn als Felsbewehrung des Widerlagers einer Staumauer schon mitunter selbst Ankerkräfte von vielen tausend bis hunderttausend Tonnen aufgebracht werden, dann sind dies nur 2 bis 5% der Hauptbelastung; aber schon dieser geringe Prozentsatz erhöht die Kraftaufnahmefähigkeit des Felsens um etwa 15 bis 50%, also gerade in jenem Mass, dessen man mitunter zur Erhöhung der Sicherheit bedarf.

Die grosse stabilisierende Wirkung der (natürlich vorhandenen oder künstlich aufgebrachten) Querstützungen hängt mit einer bei vielen Versuchskörpern beobachteten völlig unerwarteten Tatsache zusammen: Die Poisson-Konstante schwankte nicht nur, wie zu erwarten gewesen, innerhalb weiter Grenzen, sondern erreichte bei Annäherung an die vorbeschriebene Fließgrenze II Werte von $m = 2$, welche einem völlig plastischen Zustand volumenkonstanter Formänderung entsprechen, ja sogar Werte weit unter 2, so dass wir uns veranlasst sehen, uns so etwas wie einen «überplastischen» Zustand vorzustellen. Dieser Zustand einer übermäßig starken und beschleunigt fortschreitenden Querdehnung ist es, welcher den Verband lockert und dadurch die Beschleunigung des Fließens bewirkt. Hierin wird unsere Behauptung sinnfällig bestätigt, dass Gebirgsfestigkeit nicht Substanzfestigkeit, sondern Verbandfestigkeit ist. Jede Lockerung des Verbandes bedeutet Entfestigung. Jede Vermeidung einer solchen Lockerung bedeutet Sicherheit.

Im einzelnen wäre noch viel Interessantes aus den Ergebnissen dieser gebirgstechnologischen Versuche zu melden, im besonderen über die physikalische Rolle des Bergwassers [9], welche eine dreifache ist. Klüftiges Gebirge ist als ein Zweiphasen-System, genau genommen sogar als ein System dreier Phasen — fest, flüssig, gasförmig — anzusehen. Diese Ueberlegungen führen zu Folgerungen, welche erwähnenswert wären. Wir nützen die verfügbare Zeit jedoch besser, wenn wir kurz auf die Gründe des Unterschiedes zwischen Gesteins- und Gebirgsfestigkeit eingehen und dabei zunächst wenigstens die feste Phase etwas näher betrachten.

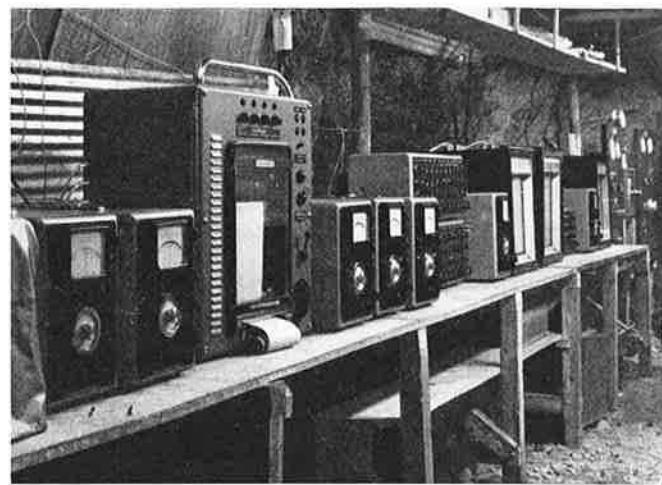


Bild 3. Registriergeräte für einen Triaxial-Grossversuch im Stollen (Versuchsreihe Kurobe IV, Japan, der Interfels G. m. b. H., Salzburg)

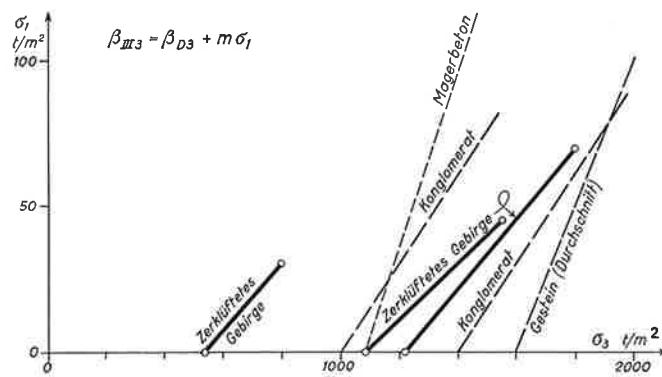


Bild 4. Festigungsgrenzen für verschiedene Materialien in der Darstellung des Haigh'schen Koordinaten-Systems

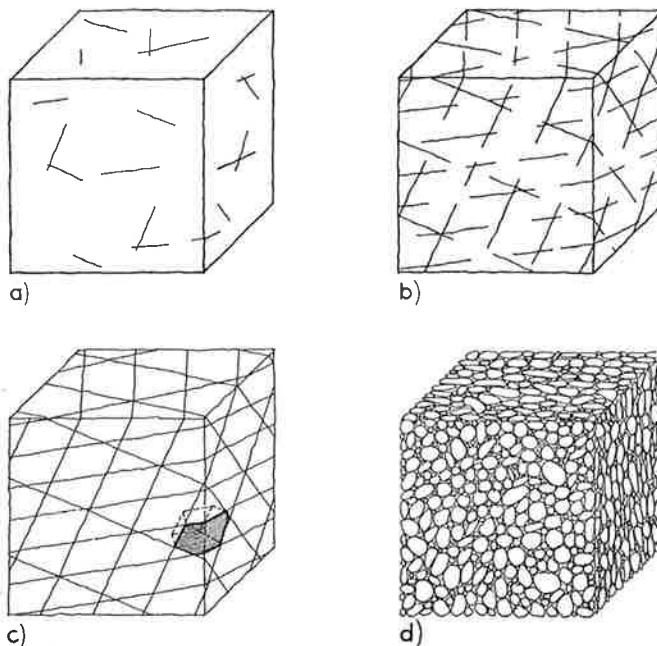


Bild 5. a) Einkörper-, b) Mehrkörper-, c) Vielkörpersystem im Festgestein, d) Vielkörpersystem im Lockergestein

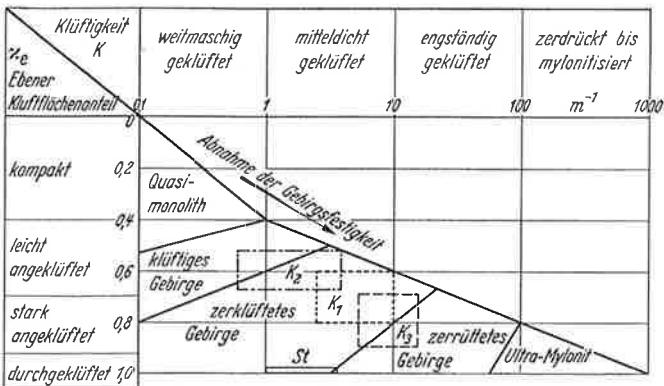


Bild 6. Gesteinszerlegung in Abhängigkeit von Klüftigkeit und Durchtrennungsgrad. St, K₁, K₂ usw. bezieht sich auf die einzelnen Kluftscharen des Gebirgsverbandes

Die Mechanik des Kluftkörperverbandes

Felsgestein (*Keil*) tritt uns fast nirgends als «Einkörper» (Bild 5) entgegen; stark zerklüfteter Fels ist vielmehr, mechanisch gesehen, ein «Trümmerwerk», ein «Vielkörper-System» (*Müller*) [10], «einem wohlgefügten Trockenmauerwerk nicht unähnlich» (*Stini*). Auch die Lockergesteine sind

Vielkörper-Systeme. Ihre Eigenschaften werden weit mehr von Kornaufbau, Kornverband, Kornform und dem Hinzutreten einer zweiten «Phase», des Wassers bestimmt, als durch die Eigenschaften der Einzelkörner.

Stark zerklüftete Festgesteine weisen als Vielkörper-System gewiss einige Ähnlichkeit mit den Kornschrüttungen auf; doch besteht ein wesentlicher Unterschied: die Teilkörper der Festgesteine sind weit straffer geordnet; sie grenzen mit mehr oder minder ebenen Flächen aneinander. Nach den Fugen der Klüftung, Schichtung und Schieferung ist das Gestein in «Grundkörper» (*Stini*) zerlegt, auch «Scherkörper» (*Sander*) oder «Kluftkörper» (*Müller*) genannt. Ist die Gesteinszerlegung vollkommen und die Gesteinsmasse «durchgeklüftet», so liegen die einzelnen Klüftkörper völlig getrennt nebeneinander wie die Steine in einem Steinbaukasten. Sind die einzelnen Teilkörper aber nicht vollkommen voneinander getrennt, sondern hängen entlang von «Materialbrücken» noch zusammen, dann könnte man die nur «angeklüftete» Gesteinsmasse, da sie sich in ihrem mechanischen Verhalten zwischen einem Einkörper- und einem Vielkörper-System einordnen lässt, als ein «Mehrkörper-System» [1] bezeichnen und die Gesteinsmassen nach ihrer Zerklüftung gemäss Tabelle 1 einteilen. Während der Einkörper ein Kontinuum ist, der Kontinuumsmechanik gehorcht, sind Mehrkörper- und Vielkörper-Systeme Diskontinua, für welche eine Diskontinuumsmechanik geschaffen werden muss.

Tabelle 1 Festgestein — Zerlegungsgrad und mechanisches Verhalten

Nr	Bezeichnung	Merkmale	Betrachtung als	Zuständiges Fachgebiet	Formänderungsverhalten		Festigkeitsverhalten	Anisotropie	Gefüge
					B: bedingt durch				
1	Unzerbrochenes Festgestein ¹⁾	fugenlose massive Ausbildung	Einkörper (Kontinuum)	Kontinuumsmechanik, Rheologie	F: elastisch, plastisch FM: Brechen, Fliessen CW: Wahrer E-Modul <i>E</i> Plastizitätsmodul <i>P</i> Schubmodul <i>G</i> Poisson'sche Zahl <i>m</i> Zähigkeit <i>η</i> Relaxationszeit <i>t_r</i>	B: Kornaufbau Fest:echte Zug-, Druck- u. Scherfestigkeit GR: Bruchtheorien Hydr. Theorie fester Stoffe CW: Zugfestigkeit σ_z Druckfestigkeit σ_t Scherfestigkeit τ	Nur strukturell veranlagte Anisotropie	$\kappa = 0$	
2	Aufgeklüftetes, angebrochenes Gestein	mehr oder minder gleichmäßig verteilte, den Raminhalt erfüllende Kleinklüfte. Verminderte Querschnitte	Mehrkörper (Unstetiger Einkörper) (Diskontinuum)	Geomechanik,	F: elastisch und pseudoplastisch FM: Brechen, Bruchfliessen CW: scheinb. E-Modul <i>E_v</i> Verformungsmodul <i>V</i>	B: Uebergänge von 1 nach 3 Fest:Restfestigkeit GR: Theor. Grundlagen erst zu erarbeiten CW: Restl. Zugfest. $\sigma_z \text{ rest}$ «Druckfest. $\sigma_t \text{ rest}$ «Scherfest. $\tau \text{ rest}$	Durch Tektonik aufgeprägte Anisotropie	$\kappa < 1$	
3	grobstückig durchgebrochenes Gestein kleinstückig durchgebrochenes Gestein	Viele gänzlich durchtrennende Klüfte	Vielkörper (Schlichung)	Gefügekunde	B: Art und Grad der Zerklüftung, Kluftvolumen, Kluftfüllung Gleitreibung, Haftreibung F: vorw. pseudo-plastisch FM: Bruchfliessen CW: scheinbare Zug- σ_{zv} Druck- und σ_{tv} Scherfestigkeit τ_v <i>V</i>	Haftung Fest:Verbandfestigkeit GR: Theor. Grundlagen erst zu erarbeiten CW: innere Gesteinsbeweglichkeit Verformungsmodul	Durch Tektonik aufgeprägte Anisotropie	$\kappa = 1$	
4	griesige Trümmermassen Mylonite	Völlig zerdrücktes bis zermahlenes Gestein	gekörnte Masse (Tektonisches Lockergestein)	Bodenmechanik, Gefügekunde	B: Kohäsion, Reibung, Gefüge, Porenvolumen usw. F: elastisch, plastisch FM: Kornverlagerung CW: Steifezimmer <i>S_v</i> Durchlässigkeit <i>k</i> Wassergehalt <i>w</i> Zähigkeit <i>y</i>	Fest:Scherfestigkeit GR: nach Coulomb usw. CW: innere Reibung Kohäsion ρ_c	unerforscht		

1) 1a: Als Uebergang zwischen 1 und 3 kann Gestein angesehen werden, welches durch einzelne durchgehende Grossklüfte in Schollen zerlegt, innerhalb der Zerteilung aber zusammenhängend geblieben ist.

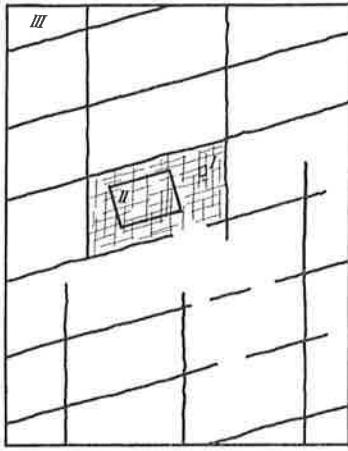


Bild 7. Abhängigkeit der Verformungsziffern vom Größenbereich.
I Kluftkörperbereich, II Grosskluftkörperbereich, III Bereich tektonischer Untereinheiten

«Gestein» kennzeichnet eine ganz bestimmte Art der Mineralvergesellschaftung, «Fels» seine Erscheinungsform in der Natur. «Granitgestein» beispielsweise ist der übergeordnete, weitere, «Granitfels» der untergeordnete und daher engere Begriff. Zwei Granite (Granitgesteine) können geologisch sehr ähnlich sein und trotzdem können die aus den beiden Graniten aufgebauten Granitfelsen gänzlich verschieden aussehen, verschieden gestaltet und zerlegt sein, sich der Bearbeitung, Gewinnung und Verwitterung gegenüber gänzlich verschieden verhalten und technisch unterschiedlich zu behandeln und zu bewerten sein, je nachdem ihre Klüftung enger oder weiter, regelmässiger oder weniger regelhaft geschart und je nachdem z. B. die Lockerung des Gesteins nach den Kluftsystemen mehr oder minder weit fortgeschritten ist (Bild 6).

Mitunter hört man sagen, Inhomogenität sei die wesentliche Eigenschaft, welche die Gebirgsmasse vom Gestein unterscheidet. In Wahrheit sind Diskontinuitäten, Klüfte und Störungen, von Sander allgemein als Fugen bezeichnet, jene Erscheinung, welche den entscheidenden Unterschied bedingt.

Homogen ist ein Körper, wenn er in allen seinen Teilen gleichartig aufgebaut ist und in jedem Punkt die gleichen Eigenschaften besitzt. Im gegenteiligen Falle heißt er *inhomogen!* Da in der mineralischen Natur ein Gefügekorn oder Kristallit dem anderen so sehr und so wenig gleicht wie ein Ei dem anderen, ist es oft nur eine Frage der Beobachtungsgenauigkeit, was man noch als homogen und was man schon als inhomogen bezeichnet; deshalb sprechen Gefügekunde und Petrologie von «statischer Homogenität», die technische Praxis von «Quasi-Homogenität».

Über die begriffliche Abgrenzung zwischen Homogenität und Inhomogenität, aber auch zwischen Kontinuität und Diskontinuität entscheidet die jeweils betrachtete Größenordnung oder der «Bereich» (im Sinne von Sander [11, 12]).

Ein einzelner Kluftkörper I (Bild 7) wird solange als homogen betrachtet werden dürfen, solange die Betrachtung nicht unter der Lupe oder dem Mikroskop erfolgt. Er wird andere Festigkeits- und Formänderungseigenschaften aufweisen als eine von Grossklüften begrenzte, nächstgrössere Felseinheit II, welche inhomogen und diskontinuierlich ist, solange wir die einzelnen Kluftkörper betrachten, wird aber als quasihomogen und als anisotropes Quasikontinuum angesehen werden dürfen, wenn wir im grösseren Maßstab denken. Ein ähnlicher Unterschied tritt in der nächst höheren Größenordnung zwischen der gesamten Felsmasse III und der Felsmasse II innerhalb der Grossklüfte auf; auch in die-

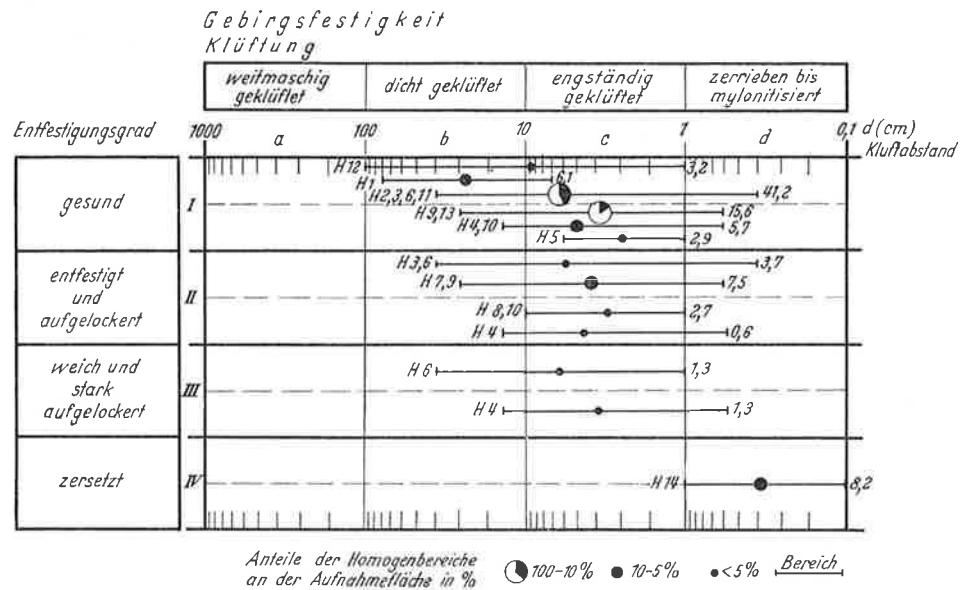


Bild 8. Gebirgsklassifizierung nach Klüftung und Entfestigung (nach Müller und Pacher)

sen beiden Größenbereichen unterscheiden sich die Eigenschaften des Gebirges wesentlich. Der Elastizitätsmodul, die Querdehnungszahl, die Gebirgsfestigkeit usw. haben für jeden Größenbereich andere Werte. Bereiche gleichartiger Homogenität oder Inhomogenität nennt man Homogenbereiche.

Zwei Faktoren bestimmen im wesentlichen die Abminderung der Festigkeit des Gebirges gegenüber jener des Gesteins:

- mechanische Entfestigung des Gesteins durch Zerbrechung;
- chemische Entfestigung durch Verwitterung, Alterung, Lösungsscheinungen und dgl., vor allem aber infolge hydrothermalen Durchblutung (Bild 8). Diese beiden Komponenten lassen sich in ein quantitatives Schema bringen, wie es Müller und Pacher [13] am Kariba-Kraftwerk angewendet haben.

Die Praxis der statistischen Kluftmessungen, welche auf Stini zurückgeht, lehrt, dass die Klüfte niemals so ungeregelt sind, wie dies dem ungeschulten Auge auf den ersten Blick erscheint, sondern dass sie nach Scharen geordnet, geregt sind (Bild 9). Die statistischen Darstellungen der räumlichen Kluftorientierung in verschiedenen Systemen, der Kluftrose, dem Lotpunkte-Diagramm in der Lagenkugel nach Walter Schmidt, den Diagrammen der Besetzungsichte und der Darstellung in Plänen mittels Einheitsquadraten sind bekannt (Bild 10).



Bild 9. Regelmässige Klüftung im Kurobe-Granit (Japan)

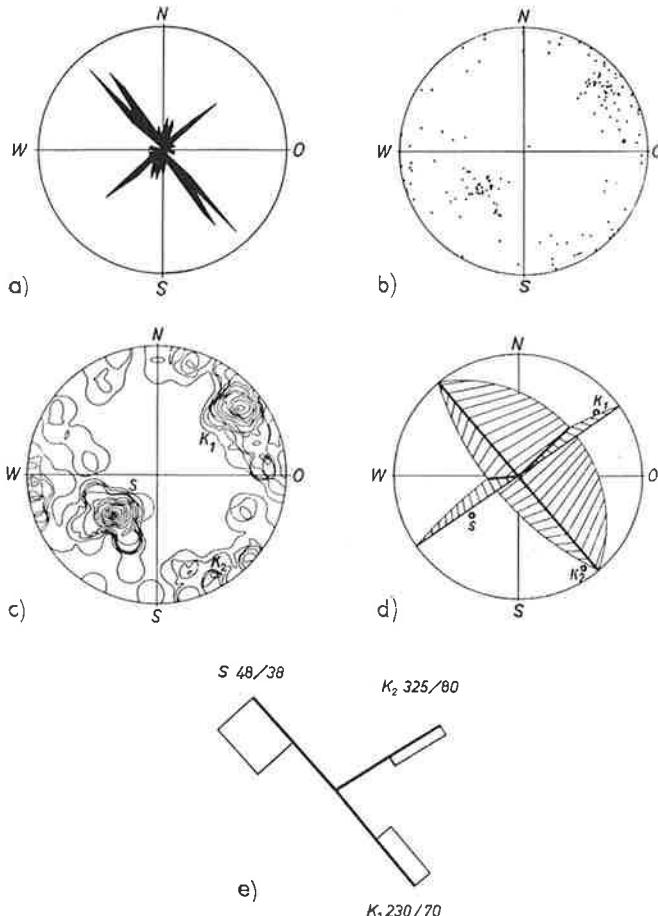


Bild 10. Darstellungsweisen des Flächengefüges. a) Kluftrose, b) Lagenkugel nach Walter Schmidt, c) Lagenkugel-Dichteplan, d) Lagenkugel-Grosskreise, e) Einheitsquadrate nach Müller

Weniger bekannt ist eine anschauliche, wenn auch schematisierende Darstellung, der Kluftkörper [14]. Darunter versteht man jenen (gedachten) Körper, welcher durch Klüfteaare mittlerer Stellung und mittleren statistischen Abstandes begrenzt ist. Er orientiert ebenso über die Grösse der im Steinbruch gewinnbaren Werkstücke wie über die Freiheitsgrade der Teilbewegung im sogenannten Kluftkörperverband.

Der Kluftkörperverband besteht allerdings nicht immer aus völlig realisierten Kluftkörpern, die wie die Steine in einem Steinbaukasten nebeneinander liegen (Steinbaukastenverband und Mauerwerksverband). Wenn das Gebirge nicht durchgeklüftet, sondern nur angeklüftet ist, bleibt ein Verband zwischen den Kluftkörpern bestehen, welcher als verschränkter Verband angesprochen werden kann. Dieser ist es, welcher das Vielkörper-System des durchgeklüfteten Gebirges zum Mehrkörper-System modifiziert. Art und Grad dieser Modifizierungen sind für das Festigkeitsverhalten des Gebirges entscheidend, weil die zwischen den nicht ganz durchtrennenden Klüften bestehen gebliebenen Materialbrücken den Verband-Widerstand erhöhen. Wir sprechen von *Restverband* und von *Restfestigkeit*. *Gebirgsfestigkeit ist Verbandfestigkeit; Gesteinsfestigkeit ist Substanzfestigkeit*. Diese Auffassung ist es, welche die Mitarbeiter des sogenannten «Salzburger Kreises»¹⁾ von vielen anderen Forschern der Felsmechanik unterscheidet.

Den Restverband beschreibt man nach Pacher [15] durch die Angabe des ebenen und räumlichen Durchtrennungsgrades, eine elementare Kennzeichnung der räumlichen Verteilung der Kluftflächen im Gefügeraum. Es leuchtet ein, dass es einen Unterschied ausmacht, ob sich ein bestimmtes,

¹⁾ Dieser Kreis ist eine über nationale Arbeitsgemeinschaft von Förderern der Geomechanik, vornehmlich aus Deutschland, Italien, Österreich, der Schweiz, den Vereinigten Staaten und Jugoslawien, aus welchem die Internationale Gesellschaft für Felsmechanik hervorgegangen ist.

in einem Kubikmeter Raum vorhandenes Flächenausmass von Kluftflächen auf ein einziges, auf wenige oder auf viele Kluftindividuen verteilt und ob es den Raum durch und durch oder diskontinuierlich erfüllt.

Während also die Gesteinsfestigkeit durch die technologischen Eigenschaften der Gesteinssubstanz bedingt ist, ist die Gebirgsfestigkeit vornehmlich durch die Reibung auf den Klüften und durch die Materialfestigkeit der Kluftkörperbrücken bedingt. Beide Faktoren sind abhängig von der Querbelastung; daher ist die Gebirgsfestigkeit abhängig vom Spannungszustand, welchem das Gebirge ausgesetzt ist. Sie ist also keine feste, sondern eine veränderliche Grösse; veränderlich nach der Richtung (da durch die Orientierung der Klüftung und der Spannungen bedingt); veränderlich aber auch der Grösse nach (da sie durch den Spannungszustand beeinflusst wird). Die Veränderlichkeit nach der Richtung bezeichnen wir als mechanische Anisotropie in bezug auf die Festigkeit; sie wird aus der morphologischen Anisotropie des Kluftnetzes verständlich.

Nach meiner Ueberzeugung besteht keine Aussicht, jemals die Gebirgsfestigkeit aus der Gesteinsfestigkeit zu errechnen. Die Zusammenhänge sind zu kompliziert. Relativziffern für die Anisotropie können wir jedoch geben und zwar nach Pachers [10] Verfahren der sogenannten Widerstandsziffern des Gesteinsverbandes (Bild 11). Es würde zu weit führen, dieses Verfahren hier zu erläutern. Wenn man also die Festigkeit gegenüber dreiaxigen Beanspruchungen in einer bestimmten Richtung aus einem Versuch im anstehenden Gebirge kennt oder aus einem Naturbefund, etwa einem stattgefundenen Verbruch, rückrechnen kann, so kann man die Festigkeit in den übrigen Richtungen nach dem Verfahren der Widerstandsziffern berechnen.

Beispiele praktischer Auswirkungen der neuen theoretischen Erkenntnisse

Wo von solchen technologischen Grossversuchen berichtet wird, legt man sich begreiflicherweise die Frage vor, was Versuche derart grossen Stiles wohl kosten mögen und ob sie sich denn auch lohnen, d. h. ob der Erkenntnisgewinn, den sie bringen, so gross ist und sich auf die Konstruktion von Felsbauwerken so erheblich auswirkt, dass der Aufwand an Zeit und Kosten zu rechtfertigen ist. An einigen Beispielen soll versucht werden, diese Frage zu beantworten.

Die Erhöhung der Festigkeiten durch Querstützung ist allen Materialien eigen. Wir haben deshalb schon immer vermieden, Bauwerke, z. B. eine Seilbahnbergstation, hart an eine Felskante zu setzen, und haben deshalb Bogenstaumauern eine ausreichend tiefe Einbindung gegeben. Seit wir aber wissen, dass dieser Einfluss bei Fels besonders gross ist, oder umgekehrt ausgedrückt, dass fehlende Querbeanspruchung den Fels besonders schwächt, beachten wir diese Grundsätze noch viel gewissenhafter und versuchen z. B. der Einfluss der Einbindetiefe von Bogenmauern rechnerisch zu erfassen. Dazu gehört natürlich Materialkenntnis. In einem besonderen Falle konnte überhaupt erst durch Grossversuche der Nachweis vorhandener Sicherheit einer Bogenstaumauer erbracht und das Projekt verwirklicht werden, welches ohne diesen Nachweis zu riskant erschienen wäre.

Seit dieser enorme Einfluss der Querstützung bekannt ist, verstehen wir auch erst ganz, weshalb hohe Gebirge meist so erstaunlich flache Böschungswinkel aufweisen, auch dann, wenn sie aus festem Fels aufgebaut sind. Ihre äussere Schale, welche für die Grösse des Böschungswinkels massgebend ist, ist nicht nur durch Verwitterungskräfte stärker aufgelockert und daher von Querbelastung besonders abhängig, sondern in dieser äusseren Schale ist keine Querbelastung vorhanden, d. h. es liegt in ihr ein im wesentlichen zweiaxiger, nicht mehr ein dreiaxiger Spannungszustand vor.

Der entfestigende Einfluss der Bergfeuchte, also des Gesteinsporenwassers, auf die Gesteinsfestigkeit ist seit altersher bekannt und z. B. in den Travertinsteinbrüchen von Rom schon im Altertum ausgenutzt worden. Er wirkt sich nur bei Gesteinen aus, welche Keil [16] als veränderlichfest bezeichnet. Ein entfestigender Einfluss des Bergwassers aber auf die Gebirgsmasse im grossen ist auch in solchen Gesteinen vorhanden, deren Substanz nicht oder nur wenig er-

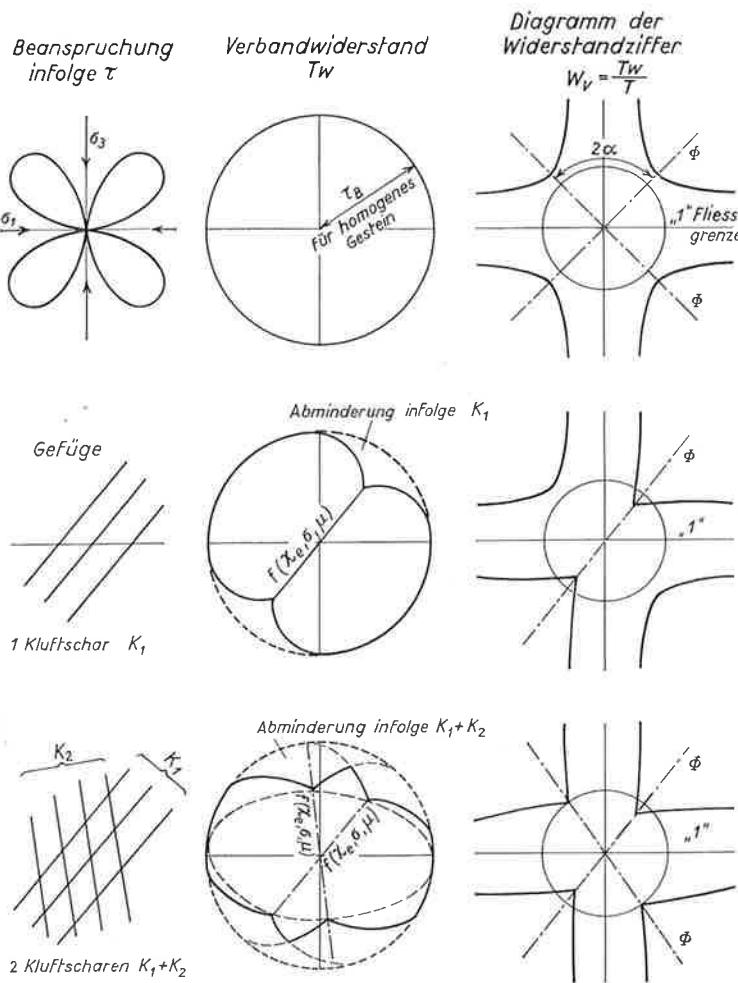


Bild 11. Einfluss der Anisotropie auf Verbandswiderstand bzw. Widerstandsziffern

weichbar ist. Wie gross die Entfestigung sein kann, konnten wir erst in einem einzigen Falle eines verwitterten Granites prüfen: dort betrug die Abnahme der Gebirgsfestigkeit infolge der Erweichung der Kluftletten unter der Einwirkung des Kluftporenwassers rd. 20 bis 25 %. Bei Druckstössen und Erschütterungen kann es aber auch unter dem Einfluss des Porenwasserdruckes in den Zwischenmitteln der Klüfte spontan zu Nullreibung in den Klüften und damit zu plötzlichen Festigkeitseinbussen im ganzen Felskörper kommen.

Zu diesen materialmässig bedingten Festigkeitsabnahmen kommt eine dritte, hydrostaticisch bedingte, welche durch den Wasserdruck des «freien Kluftwassers» (Bild 12) zu stande kommt. Dieses strebt, die Kluftkörper je nach dem Durchtrennungsgrad des Kluftnetzes auseinanderzudrücken und wirkt in manchen Richtungen wie eine überlagerte Zugspannung. Seit wir dies erkannt haben, legen wir Wert darauf, das freie Kluftwasser in Felskörpern, welche tragfähig bleiben sollen, durch Felsdrainagen zu entspannen. Erstmalig bei der Staumauer Kurobe IV habe ich vor fünf Jahren empfohlen, den Dichtungsschirm von Talsperren so weit als möglich nach oberstrom zu drehen und auch im Vertikalschnitt entsprechend zu verschwenken, ferner dahinter einen Drainageschirm anzurichten, um einen möglichst grossen Bereich des Felswiderlagers dem Einfluss des Kluftwasserdruckes und der Sickerströmung zu entziehen. Pacher [17] hat erst jüngst die bedeutende statische Wirkung solcher Massnahmen zahlenmässig belegt und nachgewiesen, dass man diesbezüglich in manchen Bergarten 90 % des statischen Erfolges von Drainagen und nur 10 % vom Dichtungsschirm zu erwarten hat, wie Burwell und Falconnier schon vorher ausgesprochen haben. Denn nach Yokotas [18] und Pachers Untersuchungen kommt ja außer dem Schirmdruck auch noch dem Auftrieb und dem Strömungsdruck im Widerlagerkörper eine ganz entscheidende und zwar destabilisierende Wirkung zu.

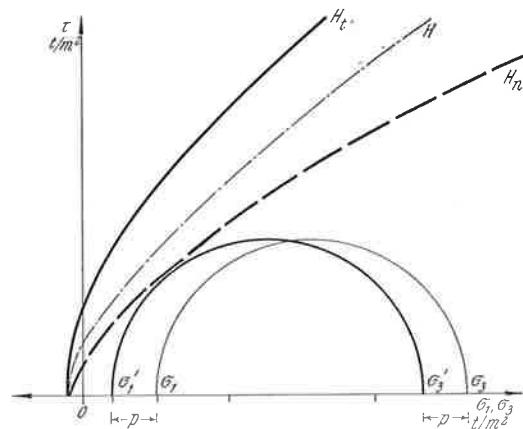


Bild 12. Mohrscher Kreis bei überlagertem Kluftwasserdruck

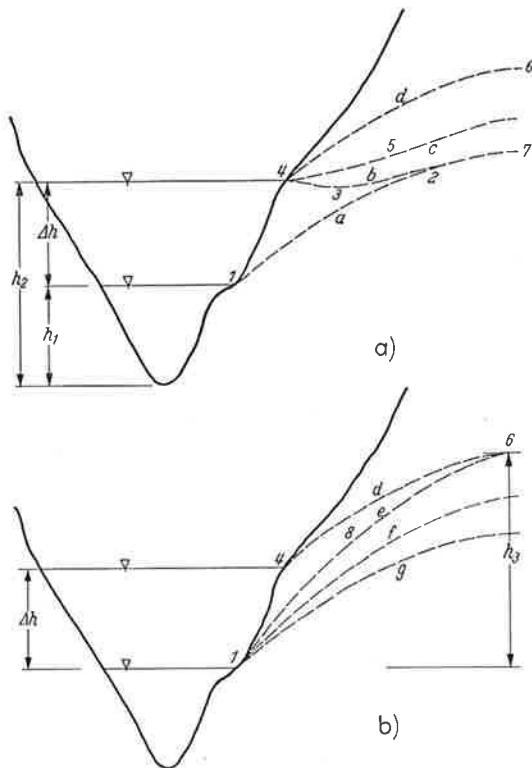


Bild 13. Einfluss von Spiegelschwankungen und Oberflächenverschluss auf das Gleichgewicht von Felsböschungen: a) bei Spiegelhebung, b) bei Spiegelsenkung

Zwanglos lassen sich durch diese hydrostaticischen Wirkungen im Inneren des Gebirges auch die bekannten Uferbewegungen an Stauseen mit schwankendem Wasserspiegel erklären. Bekanntlich bewegen sich die Ufer von Staubecken während der Beckenfüllung in der Regel zur Talmitte, bei Leerung bergseitwärts. Wäre das Gebirge ein elastisches Kontinuum, so würden, wie Berechnungen gezeigt haben, die Bewegungen im umgekehrten Sinne verlaufen müssen. Das Gebirge ist aber ein Zweiphasen-Diskontinuum. Bei steigender Beckenfüllung wird zwar der Bergwasserspiegel (b) gemäss Bild 13 a zunächst verflacht, wodurch sich der zur Talmitte hin wirkende Kluftwasserschub gegenüber dem Zustand (a) vermindert; aber durch den im Bereich 1-2-3-4 hinzukommenden Auftrieb wird die Summe der Vertikalkräfte gleichfalls, und zwar recht entscheidend verkleinert, so dass die Resultierende eine flachere Richtung nimmt. Dadurch muss theoretisch eine kleine Uferhebung (um mm), jedenfalls aber eine Bewegung zur Talmitte hin (um cm) auftreten, zumal gleichzeitig infolge der Durchfeuchtung die Formänderungsmoduli kleiner werden. Nach dem Eintritt von Niederschlägen wird der Bergwasserspiegel in eine Lage (d) parallel zu seiner früheren gehoben. Dadurch kommt ein wei-

terer Bereich 2-3-4-6-7 unter Auftrieb, und überdies erreicht der Kluftwasserschub seine frühere Grösse wieder. Neuerlich müssen sich also die Ufer nach der Talmitte zu bewegen (und theoretisch auch ein wenig heben).

Bei Spiegelsenkung im Becken hingegen (Bild 13 b) wird der Bergwasserspiegel erheblich versteilt (Lage e), aber in einer solchen Weise, dass der Auftrieb nur um ein wenig (im Bereich 1-8-6-4-1) vermindert, der Kluftwasserschub hingegen erheblich erhöht wird. Er wächst nicht nur infolge der grösser gewordenen Spiegeldifferenz Δh , sondern diese Spiegeldifferenz wirkt sich noch auf eine grössere Höhe h_3 aus. Dies erklärt, weshalb sich Uferrutschungen auch in Fels vorwiegend bei rascher Spiegelsenkung ereignen. Bei langsamer Spiegelsenkung wird die Versteilung des Bergwasserspiegels und damit ein zusätzlicher Kluftwasserschub vermieden.

Aus dem Vorstehenden erhellt, dass nach Spiegelsenkungen, sofern kein Grundbruch stattfindet, rückläufige Bewegungen der Beckenflanken eintreten müssen, wie es auch tatsächlich beobachtet wurde. Weil aber in einem zerklüfteten Felskörper auch kleine Formänderungen in der Regel einen nennenswerten unrückläufigen Anteil aufweisen, muss erwartet werden, dass die Uferbewegungen nach einer Beckenleerung nicht vollständig zurückgehen und dass bei neuerlicher Füllung eine über das Ausmass nach der ersten Füllung hinausgehende Bewegung festzustellen sein wird. Es kommt bei oft wiederholten Spiegelschwankungen, wie so häufig bei oszillierenden Beanspruchungen, zu Kriecherscheinungen. Diese erklären, weshalb Seeufer häufig erst nach vielen Spiegelschwankungen einstürzen.

Ein Verschluss der Felsoberfläche durch Frost hebt gleichfalls den Bergwasserspiegel (bei reichlichem Nachschub von Bergwasser parallel, andernfalls verflachend). Auch diese Hebung verursacht eine Vergrösserung der Auftriebskräfte und des Kluftwasserschubes, wobei aber die Höhen-Differenz, welche das Ausmass des Kluftwasserschubes bestimmt (im Gegensatz zur Spiegelhebung durch einen steigenden See), im vollen Mass der Spiegelhebung wächst. So war es kein Zufall, dass sich alle drei an der Dobra beobachteten Felsgrundbrüche während der Frostperiode ereigneten, mit welcher sie also, wie Petzny und Stini [19, 20] sofort erkannten, in einem ursächlichen Zusammenhang standen.

Die in manchen Gesteinen überraschende Grösse der bleibenden Formänderungen im Vergleich zu den rückläufigen und ihre Zunahme unter oft wiederholten Belastungen haben uns veranlasst, bei felsstatistischen Berechnungen die Sicherheit gegenüber Fliessen bzw. gegenüber zu grossen Formänderungen mehr zu beachten als die Sicherheit gegen Bruch. Wir verlangen rechnerische Sicherheitskoeffizienten gegen Fliessen in der Grössenordnung von 1,4 bis 2,0 und stellen damit manchmal eine strengere Bedingung, als wenn wir eine drei- bis fünffache Sicherheit gegen Bruch fordern. Denn der Eintritt grösserer Formänderungen ist oft schon die Vorbereitung späteren Bruches. Es versteht sich, dass hierüber nur von Fall zu Fall und nur auf Grund wirklicher Materialkenntnis, d. h. auf Grund von Grossversuchen *in situ* entschieden werden kann.

Dem Bruch einer hohen Felsböschung gehen beobachtungsgemäss sehr grosse Formänderungen voraus. Drei Phasen können wir unterscheiden: eine Phase des Aufreisens von Zerrklüften am Böschungsfuss, eine zweite, in welcher die Zugspannungen im unteren Böschungsdrift zur Auflockerung und Ausdehnung und damit zu Ausbauchungen führen, und endlich eine dritte Phase, in welcher Gefügebruch am Böschungsfuss eintritt. Dass ein Böschungskörper bis in Bereiche weit hinter dem Böschungskopf und sogar unterhalb des Böschungsfusses unter Zugspannungen geraten kann, ist uns aus Naturbeobachtungen längst bekannt, in Modellversuchen aber erst im Vorjahr [20, 21] nachgewiesen worden. Gegen Zugspannungen sind nun Felsmaterialien sehr verschieden empfindlich.

Die Zugspannungen in Böschungskörpern sowie in Felswiderlagern von Bogenmauern haben eine besondere Bedeutung erlangt, seit wir die Empfindlichkeit des Felsmaterials gegen Entfestigung unter Querdehnung, aber im Zu-

stand der Volumenvergrösserung unter wachsender Beanspruchung kennen und fürchten. Denn in solchen Zugzonen tritt dieser Zustand der Volumenvergrösserung besonders rasch ein. Zerklüfteter Fels besitzt zwar immer noch eine gewisse Zugfestigkeit, aber nur mehr in gewissen Richtungen. Diese Richtungen zu kennen und den Richtungen grösster Zugbeanspruchung gegenüberzustellen, ist deshalb in Felsböschungen, ganz besonders aber in Felswiderlagern von Staumauern — auch von Gewichtsstaumauern — von entscheidender Wichtigkeit. Hier sind Entscheidungen zu treffen, welche nur auf Grund von Grossversuchen getroffen werden können.

Auch in diesem Lichte verdient die Einbindetiefe von Bogen- und Schwergewichtsmauern eine noch grössere Beachtung als bisher. Vor allem aber müssen wir meiner Meinung nach in der Wahl des Einbindewinkels von Bogenmauern jene Grosszügigkeit verurteilen, mit welcher wir zugesehen haben, dass die Zentriwinkel von Bogensperren von Jahrzehnt zu Jahrzehnt, von Projekt zu Projekt immer grösser wurden. Jede Verringerung dieses Zentriwinkels bringt einen Gewinn an Sicherheit in den Felswiderlagern, wie er durch kein anderes Mittel erreicht werden kann. Da die Sicherheit des Gesamtbauwerkes einer Talsperre nicht grösser ist als die Sicherheit ihrer Widerlager, die Sicherheit des Sperrenkörpers selbst aber grosse Reserven birgt, sollten wir in Zukunft lieber dem Beton mehr, dem Felswiderlager weniger Beanspruchungen zumuten [22].

Grossversuche zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des anstehenden Gebirges lohnen sich also. Manchmal sind sie m. E. nach heutigem Stande der Dinge sogar unvermeidlich, nämlich in jenen Grenzfällen, in welchen die Qualität des Felsens oder seine Inanspruchnahme derart sind, dass in einer blossen Schätzung der Felseigenschaften ein zu grosses Risiko läge. In solchen Fällen entscheiden Grossversuche über die Ausführbarkeit oder Nichtausführbarkeit, meistens aber über Modifikationen des Projektes und über Ausführungsbedingungen. Im Normalfall aber sagen sie darüber aus, wie weit man die Wirtschaftlichkeit einer Bauausführung treiben kann, ohne die Sicherheit zu gefährden, oder wie weit man die Sicherheit erhöhen kann, ohne die Wirtschaftlichkeit zu beeinträchtigen. Sie geben vor allem, was bisher nicht möglich war, darüber Auskunft, wie gross diese Sicherheit überhaupt ist. Freilich sind es nur rechnerische Sicherheiten, welche wir auf diesem Weg erhalten, und Sicherheitskoeffizienten sind nur dazu da, unsere Unsicherheiten in den Berechnungen zu kompensieren. Der Vergleich dieser rechnerischen Sicherheiten aber an verschiedenen Projekten und unter verschiedenen geologischen Bedingungen wird uns jene innere Sicherheit geben, welche man zwar nicht zahlenmässig ausdrücken kann, welche aber die letztgültig entscheidende ist.

Literaturverzeichnis

- [1] Müller, Leopold, Wo steht die Ingenieurgeologie? «Geologie und Bauwesen» 15, H. 3, 1943.
- [2] Müller, Leopold, Eine Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik. «Geologie und Bauwesen» 18, H. 4, 1951.
- [3] Stini, Josef, Kolloquium der Internationalen Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik, «Geologie und Bauwesen» 19, H. 3, 1952.
- [4] Müller, Leopold, Von den Unterschieden geologischer und technischer Beanspruchungen, Geomechanik I, «Geologie und Bauwesen» 16, H. 3/4, 1948.
- [5] Stini, Josef, Baugeologische Randbemerkungen zum neuzeitlichen Talsperrenbau, «Geologie und Bauwesen» 18, H. 1, 1950.
- [6] Müller, Leopold, Grundsätzliches über gebirgs technologische Grossversuche, «Geologie und Bauwesen» 27, H. 1, 1961.
- [7] John, Klaus, Die Praxis der Felsgrossversuche, «Geologie und Bauwesen» 27, H. 1, 1961.
- [8] Pacher, Franz, Zur Auswertung von Grossversuchen, «Geologie und Bauwesen» 27, H. 1, 1961.
- [9] Müller, Leopold, Der Einfluss des Bergwassers auf die Standfestigkeit von Talsperren, «Oesterreichische Wasserwirtschaft» 12, H. 8/9, 1960.
- [10] Müller, Leopold, Geomechanische Auswertung gefügekundlicher Details, «Geologie und Bauwesen» 24, H. 1, 1958.
- [11] Sander, Bruno, Gefügekunde der Gesteine. Springer, Wien, 1930.

- [12] *Sander, Bruno*, Einführung in die Gefügekunde. Springer, Wien, 1948.
- [13] *Müller, Leopold*, Die Geomechanik in der Praxis des Ingenieur- und Bergbaues, «Geologie und Bauwesen» 25, H. 2/3, 1960.
- [14] *Pacher, Franz*, Die Konstruktion des Kluftkörpers, «Geologie und Bauwesen» 21, H. 1/2, 1954.
- [15] *Pacher, Franz*, Kennziffern des Flächengefüges, «Geologie und Bauwesen» 24, H. 3/4, 1959.
- [16] *Keil, Karl*, Geotechnik, VEB Wilhelm Knapp-Verlag, Halle/Saale.
- [17] *Pacher, Franz*, Die Lage des Dichtungsschirmes von Bogenstaumauern und ihr Einfluss auf die Sicherheit der Felswiderlager, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 3, 1963.
- [18] *Yokota, Jun*, Experimental Studies on the Design of Grouting Curtain and Drainage for the Dam Kurobe Nr. IV, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 3, 1963.
- [19] *Stini, Josef*, und *Petzny, Hans*, Wassersprengung und Sprengwasser, «Geologie und Bauwesen» 22, H. 2, 1956.
- [20] *Müller, Leopold*, Die Standfestigkeit von Felsböschungen als spezifisch geomechanische Aufgabe, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 2, 1963.
- [21] *Scheiblauer, Johann*, Modellversuche zur Klärung des Spannungszustandes in steilen Böschungen, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 2, 1963.
- [22] *Müller, Leopold*, Safety of Rock Abutments on Concrete Dams. Septième Congrès des Grands Barrages, Rome 1961.

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 81. Jahrgang, Heft 9, 28. Februar 1963

Druck: Offset und Buchdruck AG, Zürich

RÉSULTATS DES ESSAIS A HAUTE PRESSION DU PUITS BLINDÉ D'ELECTRA-MASSA (VALAIS)

par J.-C. OTT, ingénieur-conseil, ancien sous-directeur de la Société Générale pour l'Industrie, Genève

Introduction

Les articles relatifs à la « Technique des mesures et résultats des essais à haute pression du puits blindé d'Electra-Massa, Valais » se réfèrent à des travaux auxquels l'auteur a collaboré en qualité de sous-directeur de la Société Générale pour l'Industrie, à Genève.

Les essais proprement dits ont été organisés et dirigés par M. François Robert, alors ingénieur à la Société Générale pour l'Industrie. C'est donc cette société qui a été chargée par le maître de l'œuvre, Electra-Massa, des essais en question et c'est sous sa direction qu'ont été effectués tous les travaux et études y relatifs.

Le sujet faisant l'objet de ces articles a été exposé à la conférence faite le 9 novembre 1962 devant les membres de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations, réunie à Lucerne.

En guise d'introduction, M. J. C. Ott s'est exprimé dans ces termes :

« C'est une grande satisfaction pour moi que notre comité ait choisi pour la séance d'aujourd'hui le thème de la mécanique des roches. Cela non seulement parce que j'ai à cœur depuis des années l'étude de ces problèmes, mais essentiellement parce que nos prédecesseurs tels que A. Heim et C. Andreeae ont commencé lors de la construc-

tion des grands tunnels alpins des recherches à ce sujet qui furent à l'époque celles de pionniers.

» Tout d'abord, je voudrais remercier la Direction de la Société Générale pour l'Industrie et celle d'Electra-Massa, qui ont permis de porter à votre connaissance, avant le début des travaux, les résultats d'essais très coûteux. Ces sociétés apportent ainsi leur contribution à la recherche, au lieu de ne servir que leurs propres intérêts.

» Les essais en vue de la construction des puits blindés de l'aménagement d'Electra-Massa doivent être considérés comme un exemple de travail d'équipe entre ingénieurs civils, ingénieurs mécaniciens, géologues, chimistes et surtout électroniciens. Une telle collaboration des divers spécialistes est aussi souhaitable au sein de notre Société.

» Nos grands voisins dont les Alpes recouvrent le territoire, la France, l'Italie et l'Autriche, travaillent sur les mêmes problèmes depuis de nombreuses années.

» Les sociétés Electricité de France et Tiroler Wasser-Kräfte AG. nous ont fait participer à leur expérience et ont ouvert pour nous leurs dossiers. Cette collaboration internationale est aussi précieuse à nos yeux.

» J'exprime également mes remerciements à MM. Robbe, Schmidt et Sacchi, qui ont exécuté les essais sous la conduite de M. F. Robert. »

(Réd.)

1. Conditions géologiques du puits blindé

Un essai modèle grandeur du comportement du rocher, avant la construction d'un puits blindé, n'a de sens que s'il est précédé d'une reconnaissance géologique assez poussée et si celle-ci confirme une certaine continuité dans la nature des roches traversées.

Ainsi, dans le cas qui nous occupe, le tracé du puits blindé a été reconnu par le géologue Dr A. Falconnier, qui a procédé à un classement des divers types de terrains rencontrés par le futur puits blindé, dont la longueur sera d'environ 1000 m, la pente de 80 % et la

pression de service (coup de bâlier non compris) 742 m. Les terrains rencontrés sont, comme on le voit sur la figure 1, dans le haut des granites et dans le bas des schistes cristallins, le plus souvent moyennement fracturés. Il a été reconnu que l'on peut considérer les schistes cristallins moyennement fissurés comme les plus représentatifs de l'ensemble.

C'est la raison qui motive l'emplacement de la chambre d'essais, dite d'Eichen, qui est située sous une couverture d'environ 100 m dans un rameau de la fenêtre d'accès, située à la cote 970 environ. L'inclinaison et la

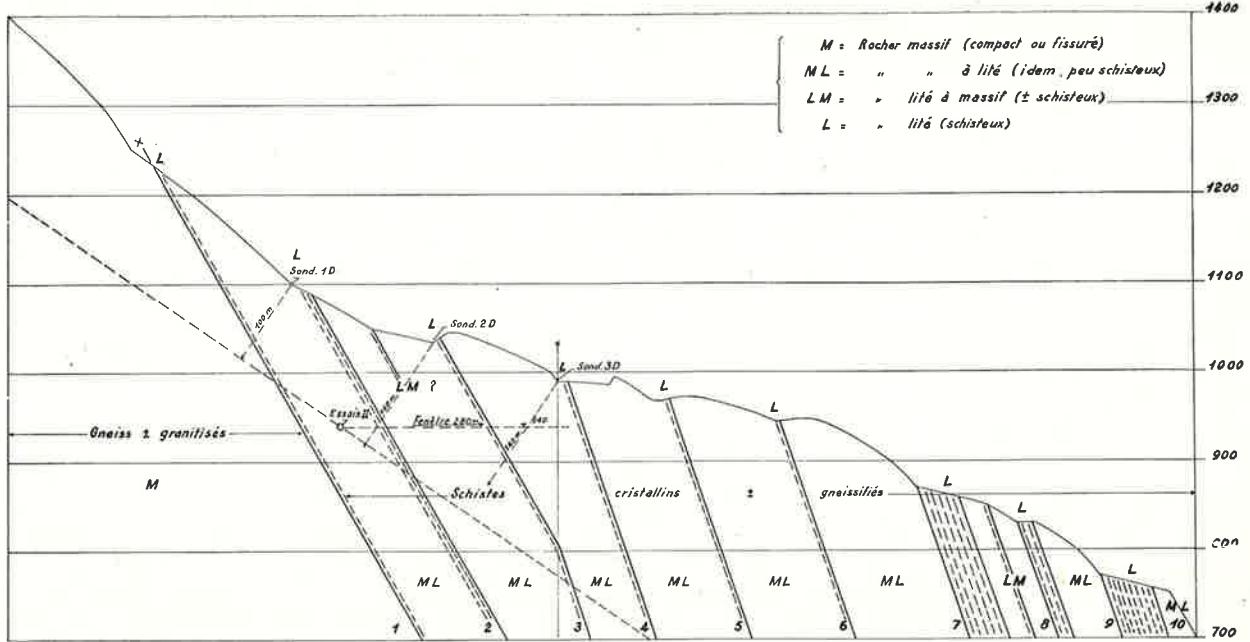


Fig. 1. — Profil géologique du puits blindé.

Rapport FALCONNIER du 19 mai 1958

direction de cette chambre sont celles mêmes du futur puits blindé. On a ainsi respecté l'angle d'intersection avec la direction des couches. Autrement dit, l'excavation se présente à peu près perpendiculairement à leur direction.

A l'emplacement de la chambre d'essais, on s'est trouvé vis-à-vis de schistes cristallins apparemment assez durs, recoupés par un certain nombre de diaclases et en particulier par une faille remplie de calcite et de quartz cristallisé (fig. 3).

2. But des essais

Ce n'est pas la première fois qu'une chambre d'essais est envisagée. Rappelons, par ordre chronologique, les essais plus connus : Kemono, Grande-Dixence, et chez nos voisins français : Montpezat, la Bathie de l'aménagement de Roselende. Dans les cas ci-dessus, le blindage avait une épaisseur telle, que sa limite élastique ne soit pas dépassée lors de la mise en service.

A quoi les essais d'Eichen se distinguent-ils des précédents ?

1. Tout d'abord dans le fait que l'on voulait pouvoir pousser aussi loin que possible l'investigation du rocher proprement dit ; c'est-à-dire diminuer l'épaisseur du blindage à la limite techniquement réalisable, pour explorer son comportement lorsqu'il ne joue que le rôle de pellicule étanche et que tous les efforts sont pratiquement reportés sur la roche.
 2. Il s'agissait de connaître le comportement d'un blindage mince vis-à-vis de la pression de l'eau de nappe, contenue dans les fissures du rocher, qui, comme l'on sait, est à l'origine de divers incidents dans plusieurs aménagements suisses et étrangers : Rothbrunner, Handeck, etc.
- C'est donc l'étude du problème du flambage qui nous intéressait.

3. Nous voulions également examiner le comportement d'un système de drainage spécial par auréoles, de forages rayonnants pour voir si son comportement était encore satisfaisant après injection et si sa mise en place pouvait éventuellement dispenser le constructeur du puits de prendre d'autres mesures contre le flambage provoqué par la pression extérieure. Il y a lieu de préciser l'importance du problème du flambage, qui avec des tôles minces devient prépondérant non pas seulement dans la partie supérieure du puits blindé, mais également dans la partie médiane, sinon tout en bas.

4. Nous désirions pousser la pression jusqu'à la rupture.
5. La mise en charge a eu lieu au moyen d'un très grand nombre de cycles (fig. 4) avec un échelonnement rigoureusement déterminé des points de mesures et de la vitesse de charge.
6. L'appareillage devait permettre de maintenir de façon prolongée, et sans fluctuation notable, une pression constante pour mesurer le fluage.

Pour le maître de l'œuvre, l'intérêt économique d'essais qui permettraient de démontrer que le blindage mince, déjà appliqué depuis longtemps en Italie par Marioni, offre une sécurité suffisante ressort des indications suivantes :

Dans le cas du puits blindé d'Eichen étudié selon les critères usuels, on obtient une épaisseur moyenne de 23 ou de 30 mm, selon la participation du rocher admise, la nuance de l'acier choisie, le taux de travail admis dans l'acier.

Si cette épaisseur pouvait être ramenée par exemple à 10 ou 15 mm, on économiserait entre 600 et 1200 tonnes d'acier. Sans parler de la diminution du prix unitaire provenant de la simplification des soudures.

COUPE LONGITUDINALE

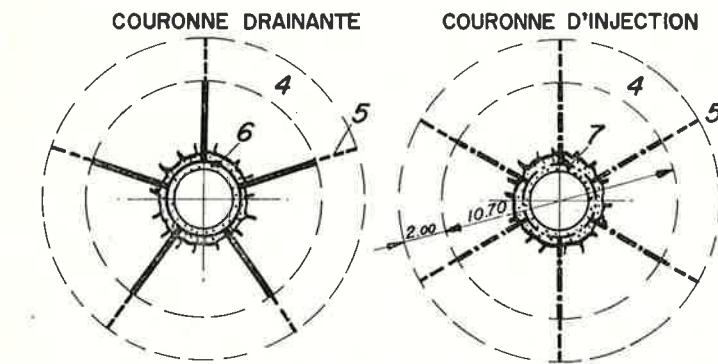
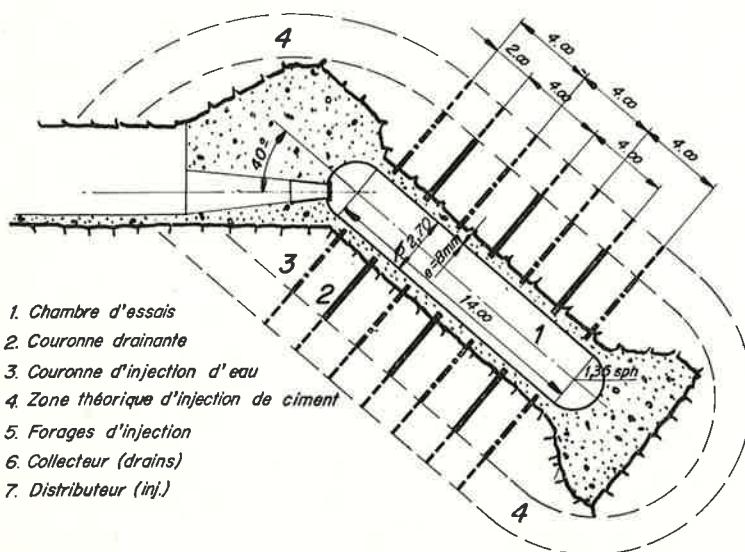


Fig. 2. — Coupe schématique de la chambre d'essai.

Afin d'être renseigné sur le cas extrême, on adopta pour l'essai une épaisseur de 8 mm qui représente la limite inférieure acceptable pour une mise en place correcte.

3. Mesures effectuées

A. Mesures des dilatations de la chambre sous l'effet de la pression intérieure

Il s'agissait tout d'abord de connaître la déformation des parois de la chambre, ou, si l'on préfère, les variations de diamètre de celle-ci :

Trois méthodes ont été appliquées :

1. Une série de trois croisillons télescopiques, munis d'un enregistreur mécanique et à transmission électrique « Huggenberger », donnant le centième de millimètre, ont été installés dans trois sections.
2. Mesure des allongements circonférentiels de la tôle proprement dite, en y collant des jauge de contrainte réparties sur trois sections (fig. 11).
3. Mesure des variations du volume global de la chambre, d'où l'on peut déduire, moyennant certaines corrections, les variations diamétrales moyennes. A cet effet, on a déterminé le volume de liquide introduit lors de la mise en pression et on a fait la correction de compressibilité des liquides.

B. Essais de flambage à la pression extérieure

La difficulté consistait à provoquer cette pression extérieure.

Le dispositif mis en place consistait à créer au large de la chambre, à une distance d'environ 2 m, un anneau d'injection limité si possible vers l'intérieur, en utilisant des obturateurs et en constituant en quelque sorte une enveloppe semi-étanche à la pression extérieure, provoquée par un deuxième système constitué par trois auréoles intercalées, dites de drainage et d'injection (fig. 2).

Pratiquement, les forages de ces auréoles ont été pourvus d'un filtre breveté par SGI ne laissant pas passer le coulis de ciment et mise au point au cours d'essais préliminaires chez Swissboring.

Le dispositif de mise en pression sera décrit par M. F. Robert dans un prochain numéro du *Bulletin technique de la Suisse romande*.

En outre, pour cet essai, une série de prises de pression manométriques ont été distribuées sur toute la circonference de la chambre.

Préalablement à l'essai de flambage, la forme exacte de la chambre a été relevée avec précision (fig. 8). Elle présente à ce moment des défauts importants vis-à-vis de la forme circulaire théorique.

C. Mesures diverses

Les contraintes résiduelles dans la tôle après le 25^e cycle de charge ont été déter-

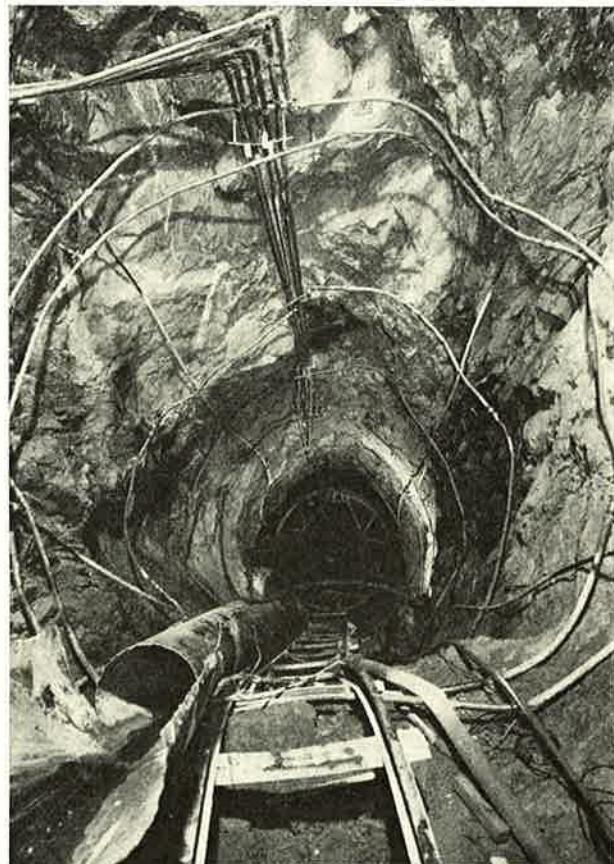


Fig. 3. — Pose de la première virole, le 10 août 1959.

minées en découpant soigneusement trois rondelles, dont on a mesuré au moyen d'une rosette de jauge de contrainte la contraction avant et après qu'elles aient été libérées de la masse.

Parallèlement à cet ensemble de mesures, une série de contrôles ont été faits soit pour mesurer les contraintes dans les endroits dangereusement sollicités, au voisinage du trou d'homme, soit pour mesurer les allongements longitudinaux, soit enfin, pour déterminer les caractéristiques des matériaux utilisés, à savoir le béton tout d'abord et ensuite la tôle.

4. Déroulement des opérations

1. Pression intérieure

Nous avons porté (fig. 5) en abscisse les déformations diamétrales moyennes $\Delta\phi$ et en ordonnée la pression p . Il est commode de raisonner en déformation relative « ϵ », qui s'applique aussi bien à l'accroissement du diamètre qu'à l'allongement de la circonférence et, par conséquent, nous obtenons la déformation diamétrale en valeur absolue, en multipliant la déformation linéaire par le diamètre de la chambre : ici 2,70 m.

Imaginons tout d'abord que le blindage travaille librement sans la participation du rocher.

Que se passerait-il ?

Pour un tube sans liaison longitudinale et infiniment long, nous obtiendrions schématiquement une fonction $\sigma = f(\epsilon)$ limitée par une droite oblique dans la phase élastique et une droite horizontale dans la phase plastique au cours de laquelle le tube se dilate à pression intérieure presque constante.

Si le tube est limité par un fond buté sur un massif d'appui, le schéma reste le même mais la ligne oblique

est un peu plus raide, car la traction longitudinale exercée par le fond contrarie la dilatation radiale.

Le calcul montre qu'elle doit, à la limite élastique, c'est-à-dire lorsque $\sigma_t = 3430 \text{ kg/cm}^2$, passer par le point $\epsilon = 1,8 \%$ au lieu du point $\epsilon = 2 \%$. Ces coordonnées définissent la frontière entre la phase élastique et la phase plastique pour le métal¹.

La fonction représentée par la ligne --- définit exactement la part de pression p_r que le tube peut supporter pour un allongement donné. Si la pression p dans la chambre est plus grande que p_a , le solde p_r se reporte sur le rocher.

Avant d'examiner la courbe de déformation sur la figure 5, mentionnons tout d'abord, ce qui n'est pas visible à l'échelle du dessin, que la ligne de déformation durant les premiers cycles est faiblement inclinée jusqu'à $p = 5 \text{ kg/m}^2$, avec une brisure à $\epsilon = 0,2 \%$. Cela signifie que jusque-là le blindage travaille seul et qu'il y a un vide d'environ $2/10 \text{ mm}$ au départ. On doit l'attribuer au refroidissement lors du premier remplissage.

Pour bien saisir l'interaction entre le blindage et le rocher, examinons plus en détail le déroulement d'un des cycles de charge. Prenons tout d'abord le 14^e cycle. A pression nulle dans la chambre, l'acier n'est pas comprimé.

Si nous passons au 15^e cycle, l'allongement devient tel que l'on entre dans la phase plastique. Lorsque la rupture intervient au 25^e cycle, point C , le blindage a

¹ Les caractéristiques de la tôle (Union 24), d'après les essais, sont les suivants :

Limite apparente élastique, 3430 kg/cm^2 ; résistance à la traction, 4180 kg/cm^2 ; allongement à la rupture sur $5,6 \sqrt{S} = 43,5 \%$; module d'élasticité $E = 2130000 \text{ kg/cm}^2$. (Essais Vévey sur éprouvettes rectangulaires dans le sens du laminage.)

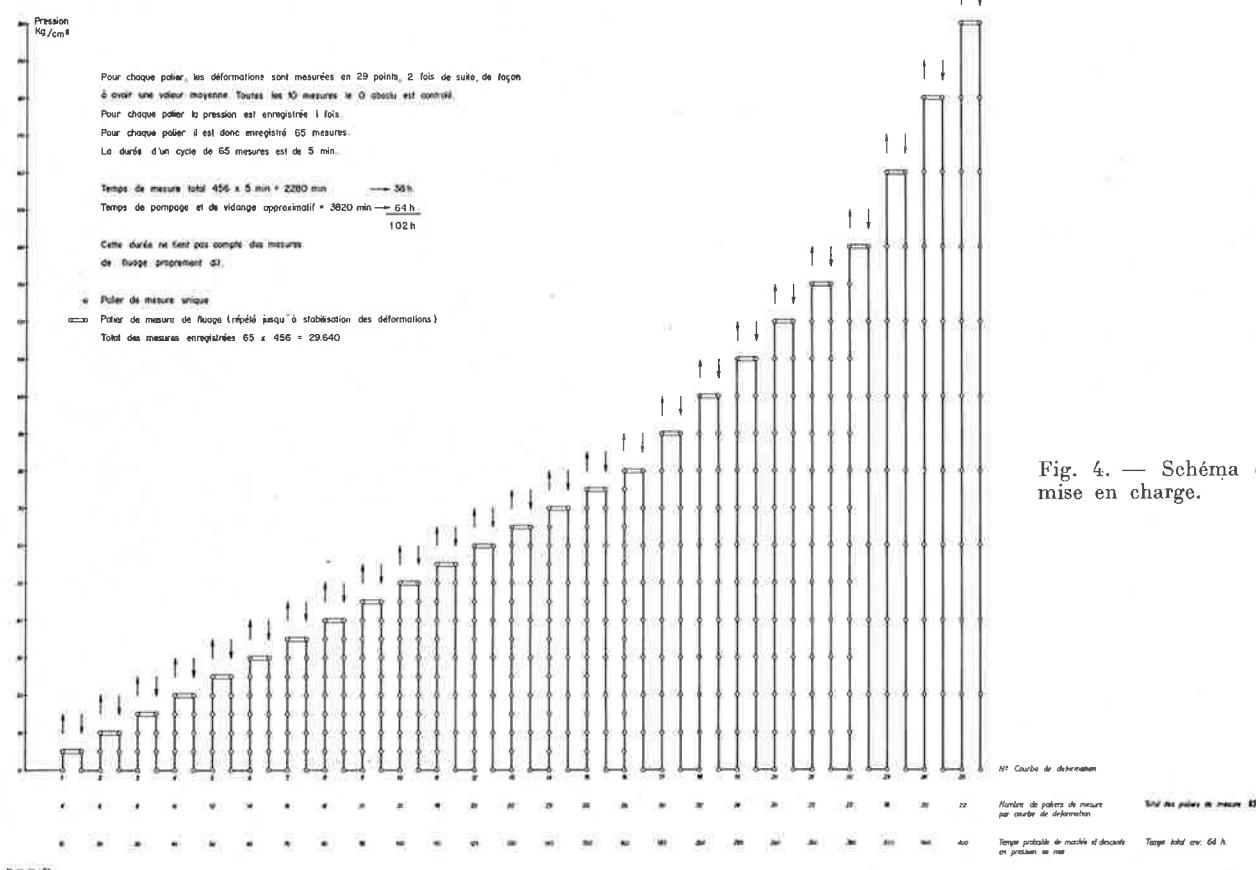


Fig. 4. — Schéma de mise en charge.

largement dépassé la limite élastique, son allongement est d'environ 11 %.

Ensuite, la pression tombe jusqu'au point E . Sur le diagramme inférieur, on suit le tracé $c-e$. C'est à ce moment, c'est-à-dire en août 1961, que l'on décide de vérifier si le blindage est effectivement comprimé. L'essai consiste à placer une rosette de jauge de contrainte dans un petit cercle, puis à découper le support en forme de disque qui se détend. Les deux mesures faites figurent sur le diagramme par des étoiles. On obtient la confirmation des hypothèses faites. La précontrainte comprise entre 2000 et 3000 kg/cm² est effective.

Enfin, après avoir obturé les trous et réparé la déchirure qui s'était produite au 25^e cycle, on procéda 11 mois plus tard à l'essai de fluage prolongé figurant au 26^e cycle. La pression monte de E à F' , où elle est maintenue pendant vingt jours. A pression constante, on observe un fluage très important (fig. 6) ; pendant cette période, le blindage se déforme plastiquement du point $f'-g'$ (fig. 5). Une stabilisation complète du fluage n'a pu être obtenue après 20 jours. L'essai est alors interrompu.

A ce moment, le blindage est de nouveau très fortement comprimé.

Les essais de charge sont terminés en décembre 1960. Viennent alors les préparatifs pour l'essai de flambage à la pression extérieure. La forme de la chambre est relevée avec précision (voir fig. 8).

Ces mesures permettent de calculer l'expansion permanente moyenne que la chambre a subi, soit 3,9 % par rapport aux dimensions théoriques des plans de construction. Celles-ci ont été vraisemblablement respectées avec une précision usuelle de ± 1 mm. (La précision sur la mesure de l'expansion est ainsi, par cette méthode, d'environ $\pm 1\%$.)

Ajoutons encore combien il est important d'avoir prolongé l'essai de fluage à haute pression. Les premières observations peuvent faire penser à une stabilisation alors que durant les journées suivantes la vitesse de fluage ne diminue pas. Le blindage ayant cédé localement, on peut se demander

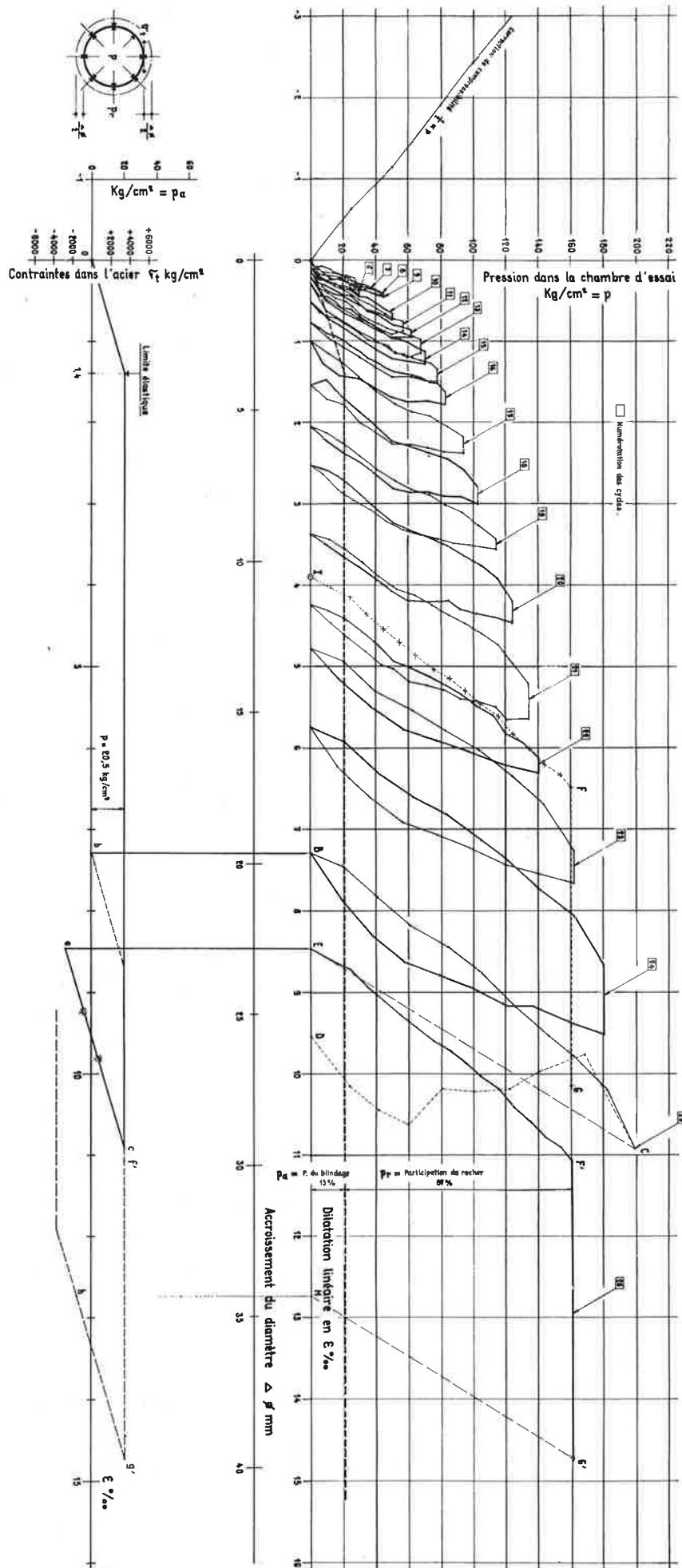
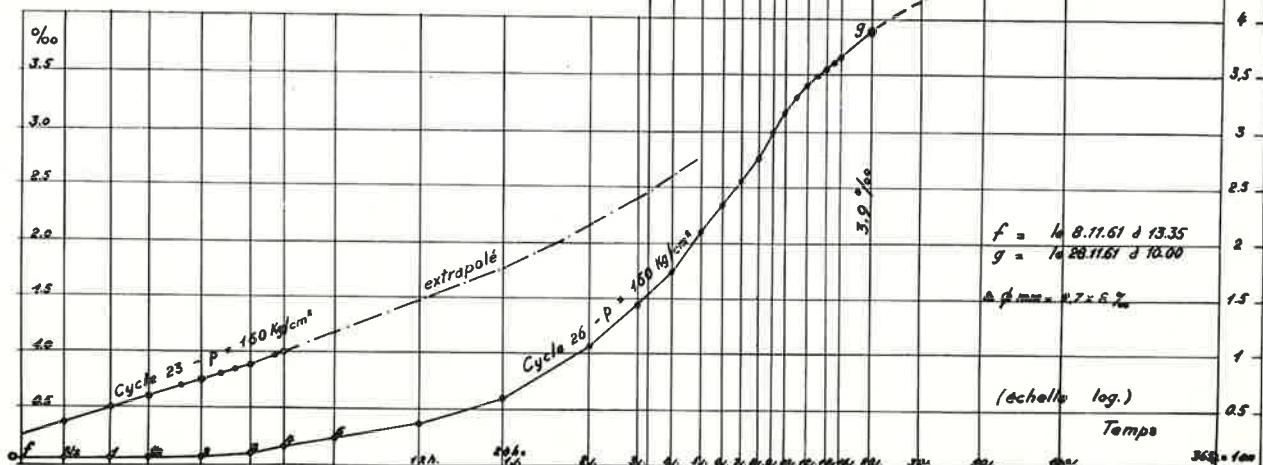


Fig. 5. — Courbe de déformation radiale et contrainte dans l'acier.

Remarque : Le 26^e cycle se trouve après mesure de la déformation permanente résiduelle de 3,9 % située en réalité en JFG au lieu de $EF'G'$. En effet, entre le 25^e et le 26^e cycle, il y a un arrêt de 11 mois durant lesquels le rocher s'est détendu.

Fig. 6. — Fluge à pression constante, 160 kg/cm^2 (23^e et 26^e cycles).



dans quelle mesure, après réparation de la soudure entre la calotte supérieure et la colerette du trou d'homme, on eût pu dépasser la capacité de charge de la chambre d'essai, atteinte au 25^e cycle avec 197 kg/cm^2 . Pour notre part nous croyons, au vu du résultat du cycle 26, que des déformations très grandes se seraient produites, car la roche ne résiste plus que par traction, la pression de couverture étant dépassée de beaucoup.

Au moment de la rupture, la participation du rocher était de 90 %, le solde de 10 % étant pris par le blindage.

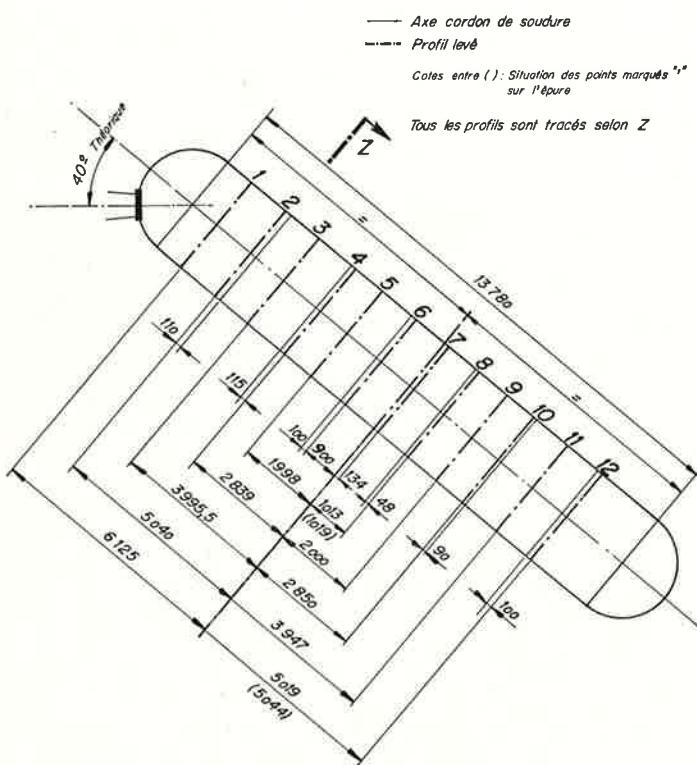


Fig. 7. — Situation des profils déformés.

Le module de déformation instantané reste la caractéristique la moins variable. Durant tous les cycles, elle oscille entre $41\,000 \text{ kg/cm}^2$ et $65\,000 \text{ kg/cm}^2$, à deux exceptions près. La valeur supérieure correspond aux basses pressions p .

Comparé à d'autres essais, ce module est relativement bas.

Examinons maintenant les déformations de la chambre ; elles se présentent de deux façons :

- tout d'abord des déformations formant de grandes ondulations ;
- et ensuite, des déformations localisées qui font penser à un véritable emboutissage de la tôle dans des zones où le béton a cédé.

Ce deuxième type de déformations est principalement localisé sur deux lignes du radier, qui correspondent à l'emplacement des deux rails ayant servi à la mise en place du blindage. Nous pensons qu'elles sont dues à des défauts localisés du bétonnage, plus difficile dans cette zone-là.

Les déformations sont fortement exagérées par l'échelle du dessin indiquée dans la figure 8.

Si nous auscultons maintenant la tôle, nous constatons qu'elle n'est décollée absolument nulle part, qu'elle adhère intimement au revêtement en béton.

Vis-à-vis des compressions très importantes subies par la tôle, on peut se demander souvent comment il se fait qu'elle n'ait pas flambé (par flambage, nous entendons un phénomène d'instabilité provoquant une ondulation de courbure inverse dans la tôle) alors que sous des pressions d'eau bien inférieures on verra par la suite ce flambage se produire.

L'explication qui nous paraît la plus plausible est la suivante :

Lorsqu'on comprime, par exemple, une colonne ou une gaine « Chaloz » par un câble précontraint centré, on n'obtient jamais de flambage, pour la bonne raison qu'à la première apparition d'une flèche, le câble intérieur déformé exerce des pressions latérales qui tendent à redresser la colonne.

De même, par exemple, il n'est pas possible de faire flamber un tube de papier en l'entourant d'un élastique fortement tendu. Dans notre cas, le rocher, en se détendant contre la tôle, agit de même. Dès qu'une ondulation se forme, la pression sur la crête augmente et la pression sur le creux diminue.

5. Essai de flambement

L'essai de flambement a eu lieu en dernier lieu. Au moyen d'une pompe, on a injecté dans les couronnes dites drainantes (fig. 2), un débit d'eau destiné à mettre la zone fissurée comprise entre la tôle et le béton sous une pression amenant le flambage, tandis que l'on mesure, en un grand nombre de points, la pression intersstitielle entre le béton et la tôle.

Cet essai a tout d'abord confirmé que la tôle adhère intimement au béton, puisqu'il ne s'établit pas derrière la tôle une pression uniforme (voir fig. 10) comme dans le cas où une fente subsiste.

Nous avons toutefois été fortement gênés par les pertes d'eau au travers de la zone précédemment injectée, qui s'est révélée assez perméable après l'application des hautes pressions qui l'ont probablement fissurée.

D'une façon générale, on a constaté dans les divers points de mesures que la pression montait progressivement pour atteindre un maximum, puis qu'elle redescendait, probablement sous l'effet de l'ouverture de nouvelles fissures dans le rocher.

A un moment donné, une cloque apparaît progressivement au fond de la chambre, dans la section 12 (voir fig. 8 et photo 9). A ce moment, on assiste véritablement à un décollement de la tôle, ou, si on veut, à un flambage lent. La pression d'eau dans la cloque était de 3,2 kg environ.

Mais toutefois, à ce moment-là, en d'autres points du blindage, la pression était loin d'être partout égale (voir diagramme n° 10); on ne peut donc pas la considérer comme une pression de flambage déterminante.

On doit constater que, sur ce point particulier, les essais ne nous ont pas apporté une réponse satisfaisante.

Nous devons signaler ici qu'une série d'essais beaucoup plus complets sur le flambage a été entreprise pour

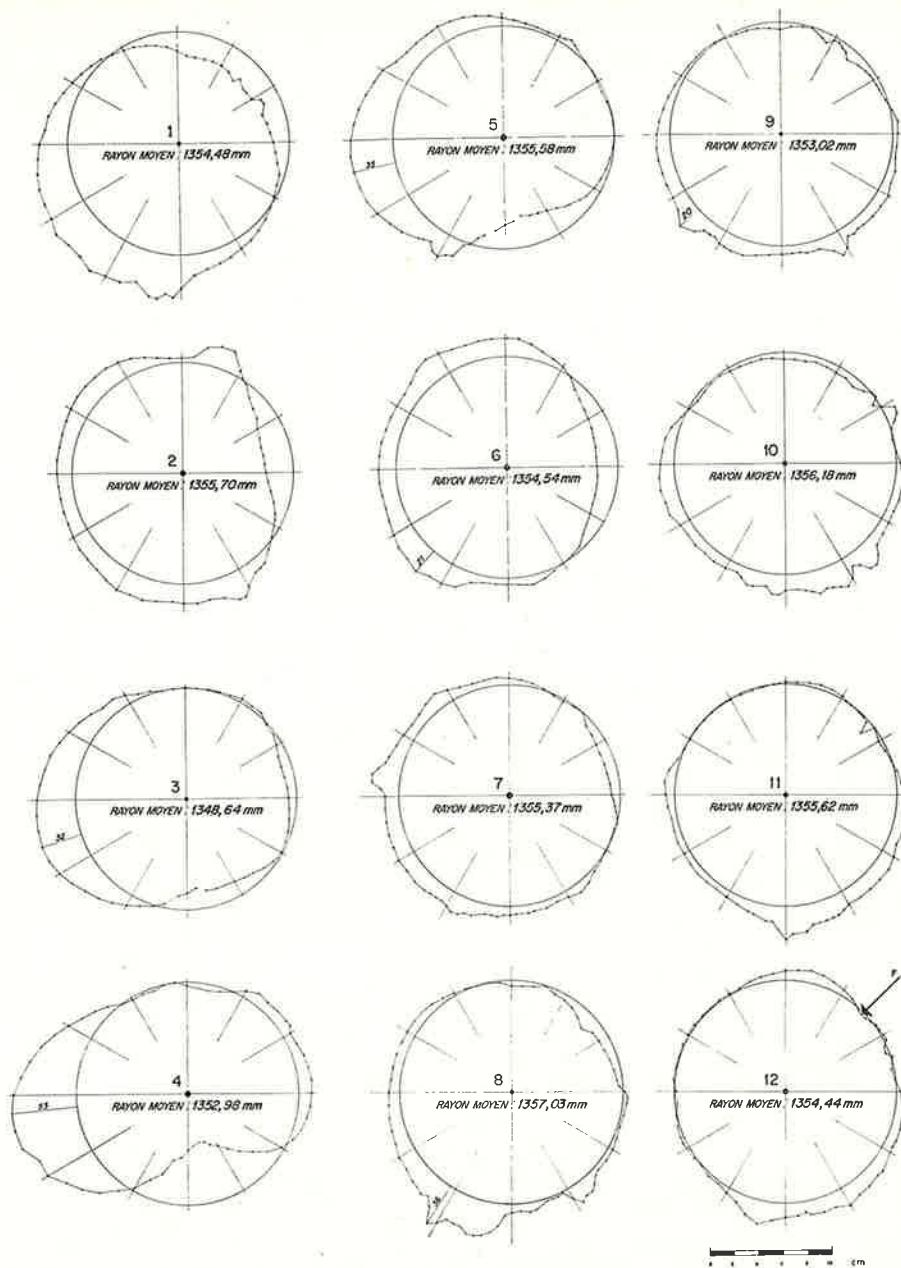


Fig. 8. — Profils déformés avant essai de flambage.

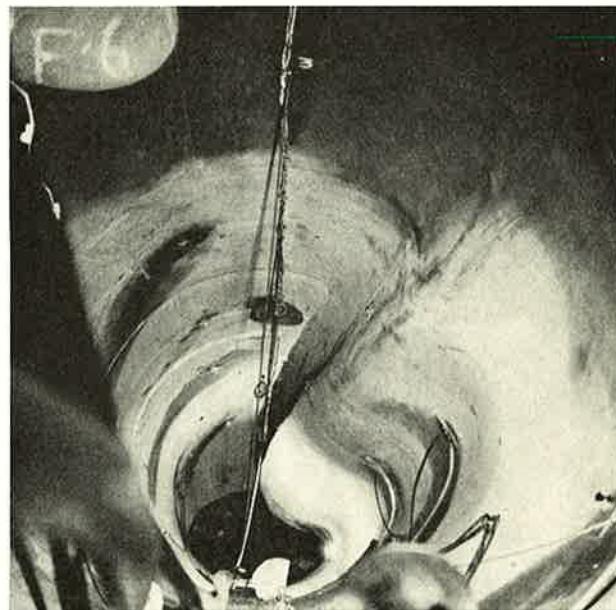


Fig. 9. — Flambage par pression extérieure.

le compte de la Société hydro-électrique de l'Our (Luxembourg), sur notre instigation, par un constructeur autrichien (Voest) et en collaboration avec la Tiroler Wasser-Kräfte AG et nous-mêmes. Sur la base de ces essais, nous savons que le flambage s'annonçant par une cloque longitudinale est provoqué par un défaut de forme. Nous souhaitons d'ailleurs que le résultat de ces études, dont M. le Dr Seeber, de Tiwag, et l'entreprise Voest, à Linz, sont les principaux artisans, soit bientôt diffusé.

Le problème du flambage a d'ailleurs fait l'objet de recherches très complètes et nous nous en voudrions de ne pas mentionner celles de Montel, publiées dans la *Houille blanche*, qui a mis sur pied une formule qui fait intervenir à la fois l'espace vide initial entre la tôle et le béton et le défaut de forme initial du blindage. Cette formule correspond, à notre avis, le mieux aux essais précités. Si nous l'appliquons au cas particulier d'Eichen, nous obtenons une pression de flambage de l'ordre de 2,6 kg/cm².

6. Conclusions

Que conclure de l'ensemble des observations si diverses, dont la multiplicité même rend malaisée une interprétation indiscutable.

a) Comportement du rocher

Ses propriétés s'écartent d'autant plus du corps idéal, élastique, homogène, réagissant instantanément aux sollicitations que les pressions mises en jeu sont plus considérables. Ainsi on doit constater :

- a 1 Le module de déformation apparent instantané n'est pas constant, il diminue légèrement avec l'élévation des pressions.
- a 2 La roche a la mémoire des états de charges antérieures. Son comportement diffère selon le nombre et le mode de sollicitations.
- a 3 Les états de tension préalables dans la roche jouent un rôle.
- a 4 Les déformations permanentes sont importantes aux pressions élevées.

a 5 Les fluages à pression constante sont de règle. Ils représentent une fraction des déformations élastiques en dessous de 120 kg/cm², un multiple des déformations élastiques en dessus de 160 kg/cm² et pour une charge appliquée de façon prolongée. Ils ne sont pas nécessairement permanents. Ils ont un caractère de réversibilité partielle. On constate parfois une détente différée, elle peut se prolonger des mois durant.

Les caractéristiques de matériaux à deux phases, l'une solide, l'autre liquide, apparaissent indiscutablement.

Un complexe composé d'éléments élastiques juxtaposés, tel un massif de pierres sèches, ne se comporte pas ainsi. Il faut la présence d'eau interstitielle dans les fissures et peut-être aussi dans les espaces intercristallins pour freiner tel un « dash-pot » la détente de l'énergie emmagasinée longtemps auparavant.

Mais nous ne pensons pas qu'il s'agisse d'un phénomène comparable aux déformations plastiques de corps fragile obtenues à de très hautes pressions par Ross et Eichinger, lors de brillants essais, devenus classiques.

b) Comportement du béton

Bien que le béton ait été de qualité médiocre et mis en œuvre trop liquide ($w\beta d = 200-300 \text{ kg/cm}^2$ à 28 j.), son fluage propre n'intervient que pour une petite part vu son âge (15 mois) — moins de 20 %, croyons-nous, dans l'ensemble des phénomènes plastiques.

Fait signalé lors des essais Electricité de France, lors de l'essai du puits blindé de la Bathie-Roseland, le béton constitue vis-à-vis des compressions radiales qu'il doit supporter qui, elles, sont à peu de chose près la pression intérieure du tube (90 %).

En outre, il est nécessairement fissuré radialement parce que la résistance à la traction de l'anneau est dépassée pour des allongements compris entre 0,15 et 0,4 %, soit déjà pour de faibles pressions internes.

Sous des pressions très élevées, le gonflement circonférentiel consécutif à une forte pression radiale peut tendre à refermer ces fissures. J. Orth a montré qu'un cube de béton soumis à la compression simple diminue

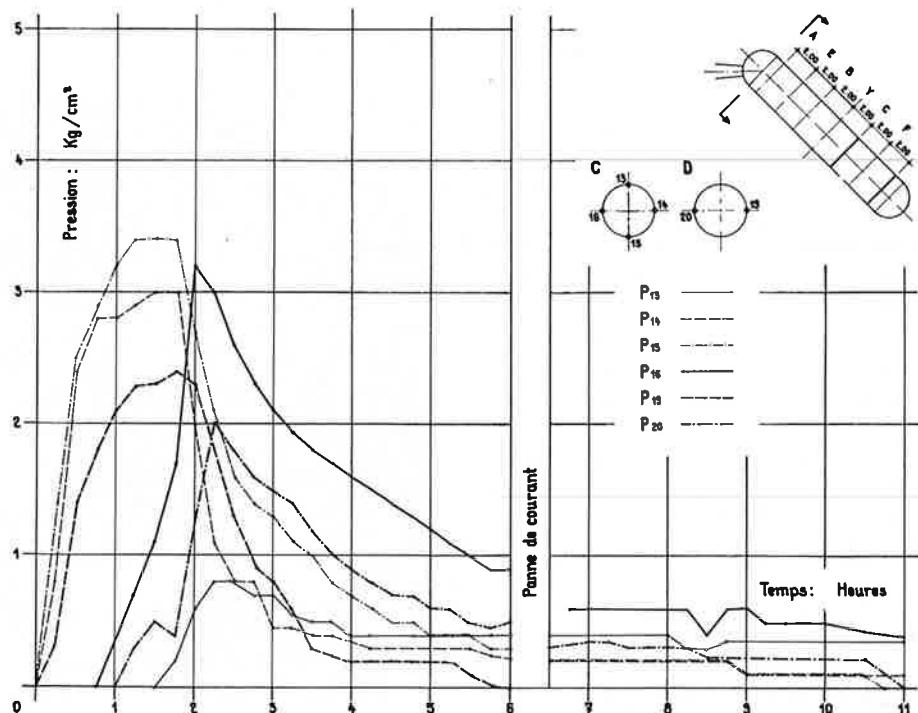


Fig. 10. — Répartition des pressions extérieures durant l'essai de flambage.

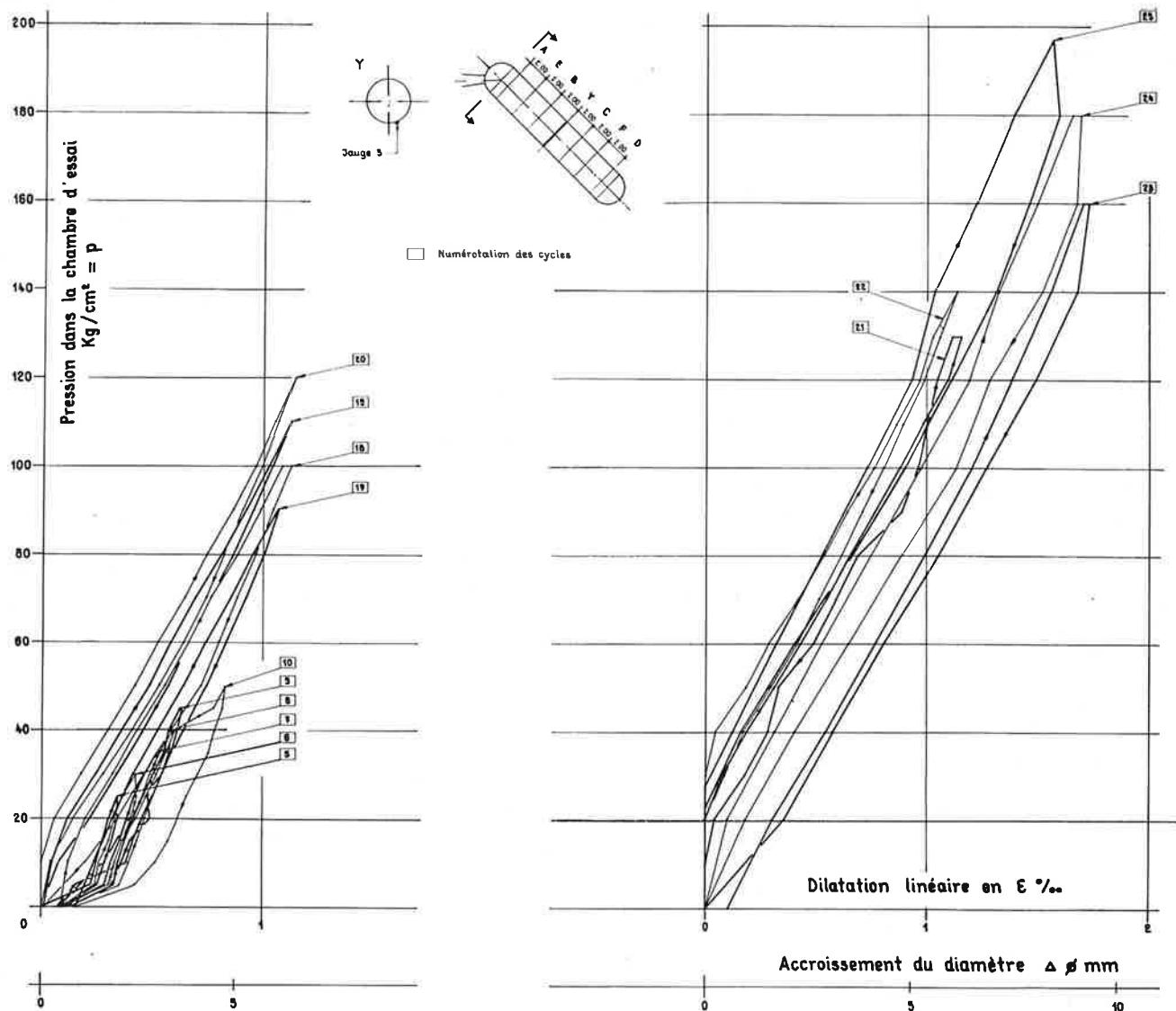


Fig. 11. — Diagramme d'une jauge de contrainte. (Cycles 5 à 20 et 21 à 25)

d'abord de volume, passe par un volume critique minimum, puis regonfle peu avant la rupture.

c) Comportement du blindage

c 1 Initialement, par suite des injections, le blindage est collé au béton, puis au premier remplissage il se refroidit (16°). Il se crée un vide de l'ordre de 0,2 à 0,3 mm. Ce vide permet un allongement de la tôle qui travaille comme si elle était libre jusqu'à 5 kg/cm^2 . On constate alors un module de déformation qui se relève. Désormais, tôle et rocher travaillent ensemble.

c 2 Les déformations du blindage sont complexes. On constate :

- 1) une déformation générale et progressive de la chambre — expansion ou contraction ;
- 2) des ondulations, ovalisations ou défauts progressifs de forme, dus à des hétérogénéités de la roche ;
- 3) des déformations très localisées, emboutissage en forme de flache dans des zones où le béton défectueux a cédé (mauvais enrobage des rails).

Les déformations sous c 2 1) sont mesurées par les volumes de liquide introduits ou soutirés de la chambre

de pression. Les déformations sous c 2 2) sont décelées par les valeurs inégales des mesures des jauge de contrainte ou des déflectomètres Huggenberger et lors du contrôle de forme après essai. Les défauts sous c 2 3) apparaissent à l'œil nu lors de l'inspection et se décelent aussi par des sauts brusques des mesures de jauge.

On ne peut donc pas avoir une concordance parfaite des divers modes de mesure.

c 3 Le blindage a travaillé alternativement en phase plastique et élastique. Des états de coactions se sont établis entre rocher et blindage qui ont modifié profondément l'équilibre initial.

Après un certain nombre de cycles, au cours desquels la limite élastique a été dépassée, le blindage se trouve, après vidange de la chambre, en état de très forte compression (entre 2000 et 3000 kg/cm^2).

c 4 Mais cet état n'est pas instable, malgré la minceur du blindage qu'on s'attendrait à voir flamber. cela ne se produit pas. On doit donc admettre une certaine compensation des réactions du revêtement en béton sur les crêtes et sur les creux des ondulations. Pour la même raison, une colonne ne flambe pas sous l'effet d'un câble précontraint central.

- c 5 La rupture du blindage s'est produite à une pression *intérieure très élevée* (197 kg/cm^2) alors que le blindage n'apportait plus qu'une faible participation à la résistance générale (10 %).
- c 6 Cependant, à ce moment la dilatation moyenne du blindage (11 ‰ env.) n'était pas supérieure à l'allongement qu'on peut faire subir sans dommage à des tuyaux expansés contre des fretttes (10 ‰ — voir procédé Bouchayer-Viallet). En effet, la rupture s'est produite en un point singulier (soudure entre le blindage mince et le trou d'homme épais, état de tension spatial complexe).

Dans la partie cylindrique de la chambre, on constatait au même moment des déformations sans rupture beaucoup plus importantes (dépressions en forme de cuvettes avec rayon de courbure de quelques décimètres correspondant à des allongements de 5 à 10 ‰).

Que conclure au point de vue pratique ?

Vis-à-vis de la pression intérieure, un blindage composé d'une tôle 36/42, à grand allongement, offre une très grande sécurité, même si la limite élastique est dépassée, car elle se prête admirablement aux déformations du rocher, souvent beaucoup plus grandes qu'on le présume même dans les roches réputées peu déformables.

Sans aller aussi loin que nous l'avons fait dans nos essais, on peut envisager d'appliquer à l'intérieur du puits blindé une surpression provoquant la fermeture des fissures au voisinage du puits et mettant la tôle dans un certain état de précontrainte. A notre avis, cette surpression, dans le cas du puits d'Eichen par exemple, ne devrait pas dépasser 120 kg, de façon que le fluage ne soit pas trop important et de façon que la détente rapide et différée de la roche soit inférieure à la limite de 3 ‰, citée plus haut.

Cette légère précontrainte aurait, par ailleurs, l'avantage de révéler à temps des défauts localisés, facilement

réparables et de constituer une épreuve de la tenue du revêtement, au même titre que la mise en précontrainte des câbles à une tension supérieure à la tension de service, d'où on obtiendrait à la fois un contrôle de l'acier et un contrôle du béton.

En ce qui concerne le risque de sous-pression, nous avons pu constater que les drains mis en place avant l'injection peuvent parfaitement conserver leur efficacité, mais nous ne pensons pas que celle-ci soit totale, car le risque d'une diminution de leur capacité d'évacuation, par calcification progressive, existe. Nous ne pensons donc pas qu'on puisse compter uniquement sur les drains pour abaisser à zéro la pression de nappe, mais qu'il est prudent de compter sur une pression résiduelle de 30 à 50 m d'eau, et que le blindage doit être dimensionné au flambage en conséquence.

Les essais ultérieurs que nous avons eu l'occasion d'effectuer sur des blindages minces, ancrés dans le béton au moyen de pattes d'ancrage, ou d'autres systèmes, ont montré que les concentrations de contrainte, dues à la présence de ces raidissements ou de ces pattes d'ancrage, ne sont pas à craindre.

Il eût été hautement intéressant de connaître l'état du béton après les essais, pour en examiner la disposition de la fissuration et la résistance résiduelle : faute de crédit, cela n'a pas été possible. Toutefois, il serait souhaitable, devant l'intérêt général que la question présente pour les constructeurs de puits blindés, que ce problème soit également tiré au clair.

De même, il nous semble qu'il y aurait un grand intérêt à reprendre les essais mécaniques de roches fissurées, non homogènes, sous triple étreinte et sous un régime de pressions analogues à celles qui se développent dans les puits blindés, à haute chute, pour déterminer de quels éléments dépendent, et selon quelle loi, le fluage et la détente différée qui se sont manifestés avec tant d'importance.

TECHNIQUES DES MESURES APPLIQUÉES AUX ESSAIS DU PUITS BLINDÉ D'ELECTRA-MASSA

par FRANÇOIS ROBERT, ingénieur-conseil, ancien ingénieur à la Société Générale pour l'Industrie, Genève

1. Généralités

Les techniques des mesures appliquées aux problèmes de la mécanique des roches sont complexes. Les résultats sont trop souvent fragmentaires et les conclusions difficiles à tirer, faute d'avoir des moyens d'investigation adéquats et suffisamment complets. Lorsque des ouvrages, même importants, sont construits en béton ou en acier, les analyses exécutées sur des échantillons prélevés à la bétonneuse ou à la poche de coulée sont représentatives en général des caractéristiques technologiques de l'ensemble. Il n'en va pas de même pour les appuis. Tous les ouvrages de génie civil se fondent sur des sols ou des roches, ou les traversent. Or, dès qu'il s'agit d'une construction d'une certaine importance, on ne peut prétendre que la seule analyse des échantillons des sols, ou des roches en particulier, permette de donner les caractéristiques intrinsèques

des appuis ou des fondations à l'échelle de l'ouvrage entier.

Nous avons à faire à un matériau hétérogène, dont le degré d'anisotropie varie suivant l'échelle que nous prenons pour l'observer. Peu nous importe qu'un matériau de construction, par exemple le bois, le béton, soit hétérogène sous le microscope pourvu qu'il se comporte d'une façon isotrope à un état macroscopique. Or, la roche à l'échelle de son utilisation courante en génie civil se comporte d'une façon anisotrope variable. La pile d'un pont peut reposer sur un rocher compact, dont les caractéristiques de résistance sont facilement mesurables. Il n'en sera plus de même pour les fondations d'un barrage reposant sur un ensemble rocheux plus ou moins fissuré, pour la résistance d'un tunnel ou d'une galerie sous pression traversant des roches de qualités différentes également fissurées ou

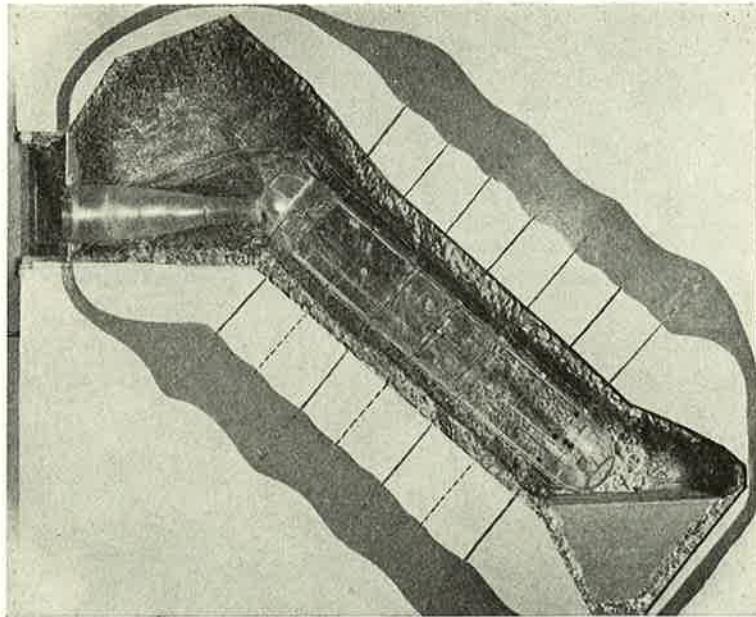


Fig. 1. — Maquette de la chambre d'essai.

diaclasées. De plus, le régime hydrologique souterrain joue un rôle essentiel dans les problèmes de résistance et devrait pouvoir être connu.

Lorsque des mesures sont à effectuer pour la détermination des qualités d'une roche ou d'un ensemble rocheux, la première question est de déterminer le degré d'anisotropie intéressant l'ouvrage. Nous avons vu qu'il n'est pas le même s'il s'agit de déterminer les qualités d'une roche servant à l'appui d'un pont, l'appui d'un barrage, ou au percement d'une galerie sous pression. Ce point acquis, il délimitera les facteurs dont il faut tenir compte et les techniques d'investigation à utiliser. Nous devons reconnaître que, dans l'état actuel de nos connaissances, ces investigations présentent des difficultés considérables pour peu que l'on désire connaître les caractéristiques précises d'ensemble d'un complexe rocheux important.

La géologie nous renseigne sur les qualités générales des roches en cause, sur le pendage des couches, sur les fissurations probables. Les sondages permettent de contrôler ou de compléter ces points, et permettent aussi par carottage les analyses sur échantillons. Les essais de pression dans les forages déterminent localement le degré de fissuration ou de perméabilité et donnent quelques renseignements sur les régimes de circulation d'eau souterraine. Les galeries permettent une reconnaissance beaucoup plus complète, mais ont l'inconvénient de modifier complètement le régime hydrologique local, inconveniente que l'on rencontre également lors de l'exécution de certains sondages. Les mesures géophysiques, méthodes résistives et sismiques complètent l'étude des caractéristiques de qualité, de fissuration et d'hydrologie. Toutes ces méthodes préliminaires d'investigation sont indispensables, et donnent, grâce à l'expérience acquise dans ces domaines, des renseignements qualitatifs très précieux. Ils permettent de supputer l'ordre de grandeur des valeurs quantitatives.

La résistance d'une roche se caractérise principalement par la détermination de son module en mesurant

les déformations en fonction des contraintes extérieures, et ceci, si possible, selon trois axes principaux, de façon à pouvoir définir les courbes intrinsèques et les surfaces caractéristiques de la roche en place.

Si la mesure localisée de ce module est relativement simple à l'aide de vérins, il n'en est plus de même lorsque l'on désire connaître sa valeur moyenne concernant une surface ou un volume de roche en place important. La mesure sur échantillon donne la valeur la plus élevée de ce module, qui est souvent un multiple de la valeur réelle intéressant l'ensemble de la roche en place considérée.

Pour connaître le module moyen d'un important complexe rocheux, plusieurs méthodes sont possibles :

- a) L'essai de déformation se fait à une échelle telle qu'il intéresse une masse rocheuse suffisamment représentative de l'ensemble, c'est-à-dire qu'il tient compte de son degré d'anisotropie moyen, à l'échelle de l'ouvrage considéré.
- b) Si un tel essai n'est pas réalisable, il sera répété en plusieurs endroits, en admettant un degré d'anisotropie local moyen. Les résultats seront comparés et, s'il y a lieu, affectés d'un coefficient pour tenir compte de l'hétérogénéité de l'ensemble de ces essais.
- c) La connaissance de l'anisotropie du milieu : diaclase, fissure, influence de l'eau interstitielle, etc. permet par expérience d'affecter les mesures exécutées sur échantillons d'un coefficient suffisamment sûr pour qu'elles soient représentatives de l'ensemble.

Nous ne pouvons pas, dans le cadre de cet exposé, définir toutes les méthodes de mesures actuelles et nous nous bornerons à décrire celles que nous avons utilisées pour la détermination de la résistance du rocher dans le cas de la construction du puits blindé d'Electra-Massa, près de Brigue (Valais) (fig. 1).

2. Dispositions générales

Il a été décidé de faire un essai grandeur nature sur un tronçon de puits blindé assez long pour que, d'une part, les effets de bouts soient aussi petits que possible, et, d'autre part, pour que le volume de rocher intéressé soit suffisamment important pour tenir compte de son hétérogénéité locale moyenne. Ce tronçon a été soumis à des essais de pression intérieure jusqu'à 200 kg/cm^2 et à des pressions extérieures jusqu'à écrasement.

Ce tronçon de puits, appelé chambre d'essai, a été aménagé au fond d'une galerie de reconnaissance de 200 m de longueur, sous une couverture de 200 m également. Cette chambre avait un diamètre de 2,70 m, une longueur de 14 m, une pente de 80 % et un volume de 80 m³. Elle était construite en tôle d'acier de 8 mm d'épaisseur, ses extrémités étaient hémisphériques. Elle a été bloquée à ses deux extrémités par des massifs d'ancrage en béton et a été enrobée entre tôle et rocher par une épaisseur moyenne de 30 à 40 cm de béton. On y pénétrait par un cône d'accès aménagé dans le massif d'ancrage supérieur et un trou d'homme de 50 cm de diamètre, obturé par une porte autoclave de 15 cm d'épaisseur.

Dans la roche, au large de la chambre, sur toute sa longueur et perpendiculairement à son axe, étaient disposées des couronnes de drains et des couronnes d'injection d'eau. Chaque couronne était reliée par des tuyauteries aux installations d'essais situées dans la galerie d'accès. Plus au large encore, un voile d'injection de ciment assurait l'étanchéité de la roche, lors de la mise en pression extérieure.

Dans la galerie d'accès étaient disposés, d'une part, sur une plate-forme les pompes de mise en pression, les réservoirs et tuyauteries; d'autre part, dans une baraque climatisée les appareils de mesure (fig. 2).

Deux tuyauteries traversant le massif d'ancrage supérieur et le blindage assuraient le remplissage de la chambre, sa mise en pression et sa vidange. Une de ces tuyauteries aboutissait au point le plus haut de la chambre, l'autre à son point le plus bas.

Une pompe haute pression située dans la galerie d'accès et reprenant les eaux d'infiltration assurait l'alimentation en eau et permettait le remplissage de la chambre par la tuyauterie arrivant à son point bas.

Un compresseur permettait, par injection d'air comprimé dans la tuyauterie arrivant au haut de la chambre, une vidange complète par le tuyau du bas.

La mise en pression intérieure était assurée par une pompe à piston haute pression.

Une attention toute particulière a été portée à la parfaite étanchéité de toute l'installation. Toutes les tuyauteries haute pression ont été, préalablement aux essais, testées à une pression de 250 kg/cm^2 .

La mise en pression intérieure était assurée par une pompe moyenne pression qui reprenait l'eau de la pompe d'alimentation, l'injectait dans le réseau de tuyauterie placé à cet effet autour de la chambre dans le rocher. En cas de besoin, l'eau pouvait également être injectée dans le réseau de drainage.

Un système complexe de vannes permettait toutes les manœuvres nécessaires. Les vannes de mise en charge et de décharge du type à tiroir à retour sans pression aux bacs d'alimentation ont été munies de servomoteurs à air comprimé pour faciliter une commande centralisée et automatique (fig. 3).

3. Programme d'essai et procédés de mesure

Nous avons décidé de suivre un programme d'essai aussi complet que possible, pour pouvoir recouper nos mesures au mieux et définir le comportement du rocher jusqu'à des valeurs élevées. Le programme de mise en pression intérieure prévoyait une montée en pression de 5 en 5 kg/cm^2 avec retour intermédiaire à 0 kg/cm^2 jusqu'à 80 kg/cm^2 , avec montée de 10 en 10 kg/cm^2 avec retour intermédiaire à 0 kg/cm^2 jusqu'à 140 kg/cm^2 , une montée de 20 en 20 kg/cm^2 , avec retour intermédiaire à 0 jusqu'à 200 kg/cm^2 . Au terme de chaque cycle, une essai de fluage était exécuté.

Les méthodes de mesure devaient être suffisamment précises et les points de mesure suffisamment nombreux



Fig. 2. — Au premier plan, pompes et tuyauteries.
Au second plan, le local de mesure.

pour pouvoir tenir compte non seulement de l'étude des phénomènes d'ensemble, mais aussi des phénomènes locaux dus à l'hétérogénéité du milieu rocheux. D'autre part, il nous a paru prudent d'utiliser différents procédés, de façon à pouvoir recouper nos mesures et pallier ainsi d'éventuelles défaillances du matériel.

Le programme de mise en pression extérieure, plus simple, a consisté à monter progressivement la pression derrière le blindage, jusqu'à ce que nous obtenions l'écrasement de la chambre. Ne pouvant prévoir à l'avance avec exactitude en quel point s'amorcerait le phénomène d'écrasement, il nous était impossible de mettre en place des instruments de mesure susceptibles de donner satisfaction. Aussi nous sommes-nous contentés de contrôler les pressions sur le blindage en de nombreux points et de suivre photographiquement et cinématographiquement le phénomène.

a) Mesures volumétriques

Le procédé de mesure le plus simple consistait à mesurer les volumes d'eau injectés dans la chambre lors de la mise en charge, et de même à mesurer les volumes restitués lors de la décharge.

Nous avons disposé à cet effet des bacs gradués sur l'alimentation de la pompe haute pression. Les niveaux étaient relevés avant et après chaque essai. Il y a lieu, bien entendu, de tenir compte de la compressibilité de l'eau lors de la mise en valeur des résultats.

Nous obtenions ainsi la déformation volumétrique de la chambre, et partant de là, les déformations diamétrales moyennes. La moyenne de toutes les autres mesures ponctuelles que nous avons exécutées devait normalement coïncider avec ces mesures volumétriques.

Cette méthode n'est valable que si toute l'installa-

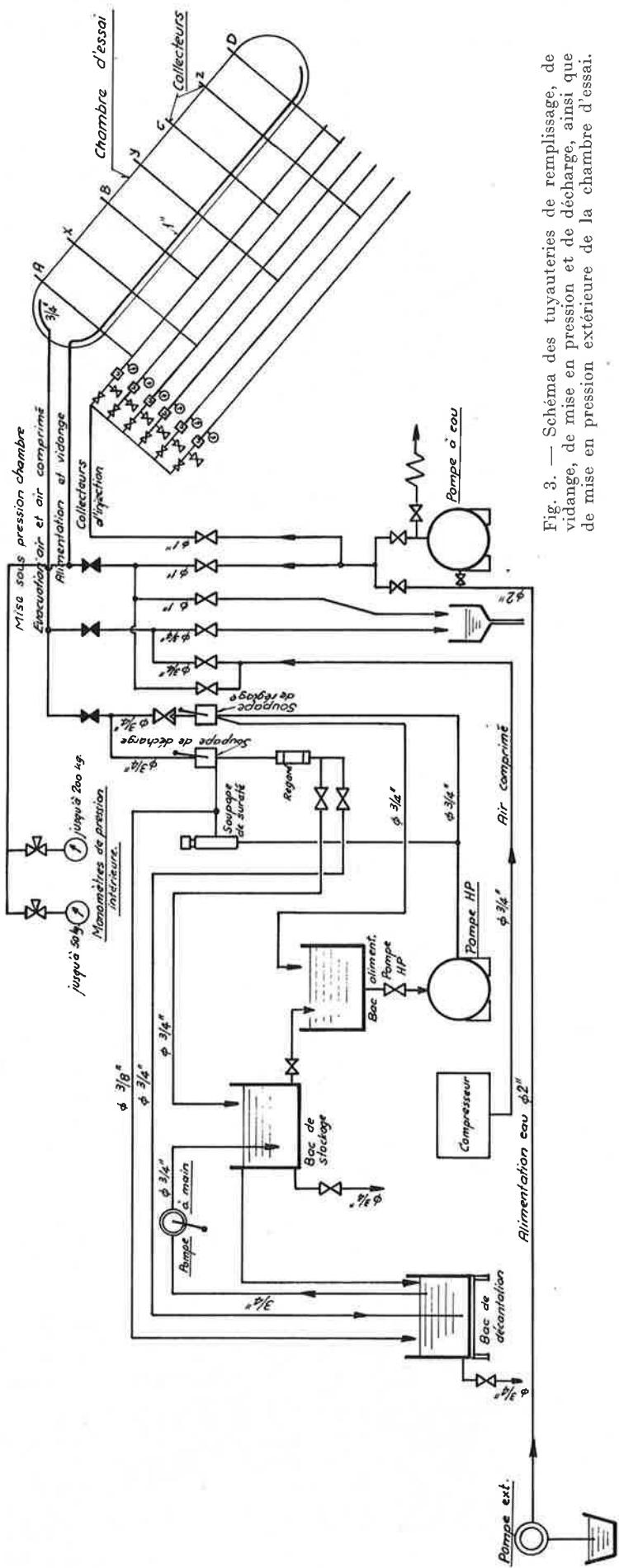


Fig. 3. — Schéma des tuyauteries de remplissage, de vidange, de mise en pression et de décharge, ainsi que de mise en pression extérieure de la chambre d'essai.

tion, ainsi que la chambre elle-même, sont rigoureusement étanches. Si le contrôle de l'étanchéité des systèmes de tuyauterie a été facile à réaliser, il était impossible de contrôler par un essai préliminaire l'étanchéité de la chambre elle-même. Cela serait revenu à avoir exécuté un premier essai qui aurait modifié les caractéristiques initiales du complexe tôle, béton, rocher. Nous avons dû nous contenter de prendre des précautions particulières lors du montage de la chambre et de contrôler les soudures.

Lors des mesures de fluage de longue durée, à pression constante, la moindre fuite d'eau aurait pu être assimilée à tort à un fluage, et ce n'est qu'en comparant les résultats obtenus par méthode volumétrique avec ceux obtenus par un autre procédé de mesure que nous avons pu avoir la certitude que l'ensemble de notre installation était étanche.

b) Mesures diamétrales et longitudinales

Nous avons disposé dans la chambre des paires d'extensomètres diamétraux dans trois sections différentes, ainsi que deux extensomètres longitudinaux, devant mesurer les allongements de la chambre.

Ces extensomètres, du type « Huggenberger », étaient constitués de tubes télescopiques dont les extrémités étaient vissées sur des plaques de base elles-mêmes soudées au blindage (fig. 4).

Une tête de lecture composée d'un comparateur potentiométrique mesurait le mouvement des deux tubes coulissant l'un dans l'autre, et déterminait donc les variations de diamètres, ou les variations de longueur de la chambre. La transmission des mesures s'opérait par voie électrique et la lecture était faite à l'aide d'un pont de Wheatstone. Malheureusement, ces appareils nous ont occasionné certaines difficultés. En effet, ces appareils très précis, puisqu'ils permettent de mesurer le centième de mm, se sont grippés lorsque la pression intérieure a atteint une certaine valeur. Les impuretés contenues dans l'eau n'étaient pas étrangères à cet incident. De toute façon, la course de ces appareils, qui est de l'ordre de 10 mm, était insuffisante. Les déformations maxima que nous avons obtenues étaient nettement supérieures à ce que nous avions estimé lors du choix des appareils de mesure. D'autre part, le système nécessaire au tarage préalable et le dispositif de transmission à distance ne permettaient pas l'enregistrement des déformations, et toutes les mesures étaient à effectuer par lecture à vue. Il est regrettable que nous n'ayons pas pu adapter à temps ce type d'appareils à nos conditions de travail, car nous avons constaté par la suite que les mesures diamétrales, si elles sont effectuées en suffisamment de points, sont sûres et intéressantes lors de l'interprétation des résultats.

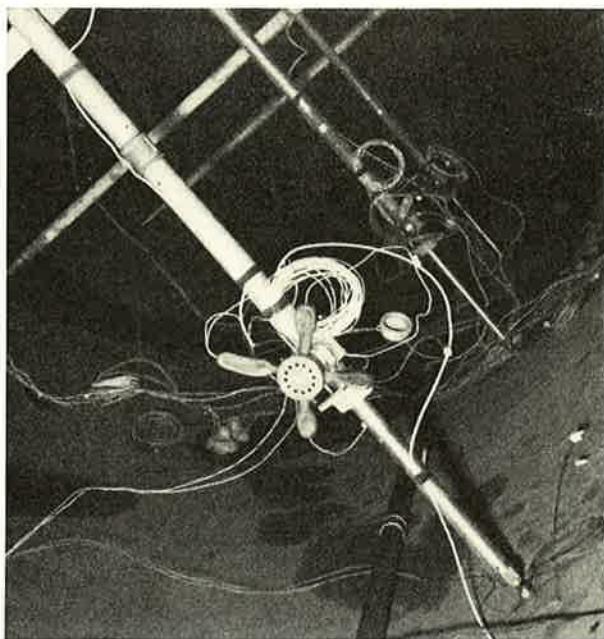


Fig. 4. — Extensomètres télescopiques.

c) Mesures circonférentielles

Nous avons porté notre effort principal sur les mesures circonférentielles, exécutées à l'aide de jauge de contrainte. Il n'y avait guère que ce procédé qui nous permettait de mesurer les déformations de la chambre simultanément en un grand nombre de points (fig. 5).

La jauge de contrainte et, par ailleurs, un capteur bon marché et son emploi dans des conditions normales est simple.

Nous rappelons brièvement qu'une jauge de contrainte est composée d'un filament de constantan disposé en forme de dents de peigne et collé entre deux feuilles minces de papier. Les dimensions des jauge que nous avons utilisées étaient d'environ 30×15 mm. La résistance électrique de ce filament a la propriété de varier avec l'effort mécanique de traction ou de compression auquel il est soumis, dans la proportion de

$$\frac{\Delta R}{R} = 2 \frac{\Delta L}{L}$$

(R étant la résistance du filament, L sa longueur).

Les jauge sont collées soigneusement sur l'objet soumis à une contrainte, de telle façon que la déformation de la jauge suive rigoureusement la déformation de l'objet. Les variations de résistance électrique, fonction de la déformation, sont mesurées à l'aide d'un pont de Wheatstone.

Nous disposions d'un appareil enregistreur et sélectif de 30 canaux, aussi avons-nous utilisé 30 points de mesure :

- 18 jauge pour mesure des déformations circonférentielles ;
- 8 jauge pour contrôle des déformations longitudinales ;
- 3 jauge pour contrôle des déformations autour du trou d'homme ;
- 1 jauge montée sur un manomètre spécial et permettant ainsi la mesure simultanée de la pression.

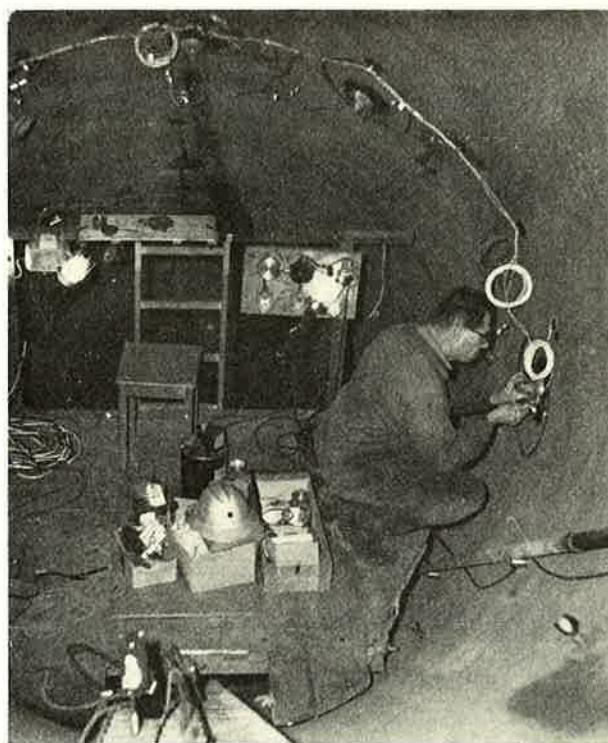


Fig. 5. — Mise en place des jauge de contrainte.

Nous avons préalablement étudié le problème de l'utilisation de ces jauge en laboratoire. Bien nous en a pris, car nous nous sommes heurtés à trois difficultés importantes : le passage des fils électriques à travers l'enceinte de la chambre, l'isolation des jauge, la compensation thermique des jauge.

Le passage des fils électriques à travers l'enceinte de la chambre a été résolu à l'aide d'un presse-étoupe jouant en même temps le rôle de boîte de connexion. Le presse-étoupe, situé dans la chambre, a été construit en deux parties. L'une assurait l'étanchéité vis-à-vis de l'extérieur de la chambre en noyant les 120 conducteurs raccordés aux appareils de mesure dans une masse de résine synthétique ; seules dépassaient de cette masse des bornes de raccordements. L'autre partie assurait l'isolation des 120 connexions des conducteurs reliés aux capteurs de mesure, vis-à-vis de l'eau baignant le presse-étoupe. Cette isolation a été réalisée à l'aide d'un manchon souple entourant le presse-étoupe et rempli d'huile sous pression. Cette construction nous a donné entière satisfaction et nous n'avons enregistré aucune fuite, ni aucun défaut électrique, même sous des pressions alternées allant jusqu'à 200 kg/cm 2 et lors d'un essai de flUAGE à 160 kg/cm 2 pendant trois semaines consécutives (fig. 6).

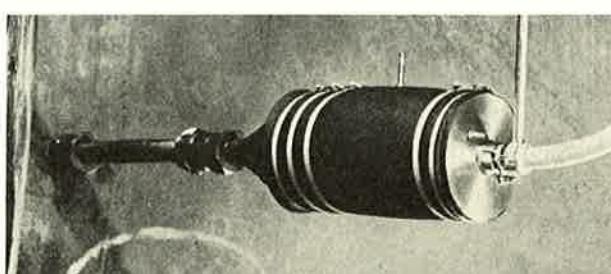


Fig. 6. — Presse-étoupe pour passage de 120 conducteurs.

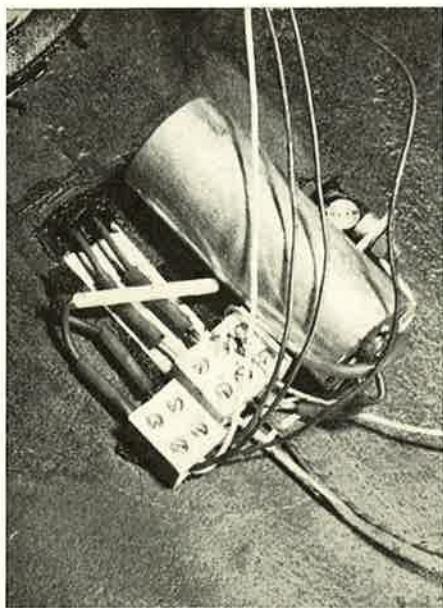


Fig. 7. — Un point de mesure par jauge de contrainte.

- A gauche, jauge active.
- A droite, jauge passive et son étui.
- En travers de la jauge active, une résistance pour mesure des températures.

Un problème d'isolation analogue s'est posé pour les jauge de contrainte. Il est connu que les jauge doivent être rigoureusement isolées par rapport à la masse. Ceci suppose donc un collage très soigneux sur la tôle de blindage et une parfaite absence d'humidité, ce qui n'est pas facile à obtenir lorsque le milieu est de l'eau sous haute pression. Nous avons réalisé cette isolation en collant sur le blindage par-dessus la jauge un couvercle souple en caoutchouc synthétique moulé. L'espace libre entre la tôle et le couvercle était rempli d'huile sous pression par une soupape appropriée. Les fils électriques traversaient simplement la paroi du couvercle, la striction du caoutchouc assurant une étanchéité suffisante. La pression de l'huile dans l'enceinte ainsi formée étant toujours supérieure à la pression de l'eau dans la chambre, il n'y avait pas possibilité de pénétration d'humidité jusqu'à la jauge ou à ses connexions. Nous avons pu ainsi garantir une isolation de tous nos capteurs supérieure à $1000 \text{ M}\Omega$ pendant tous nos essais.

Les jauge étant sensibles aux variations de température, il est d'usage de les compenser thermiquement, en les faisant travailler par paires. Une jauge dite active est donc collée sur le matériau à tester, l'autre, dite passive, est collée sur un support inerte mais dans les mêmes conditions de température. Une seule jauge passive peut servir pour un ensemble de plusieurs jauge actives. Etant donné les conditions délicates dans lesquelles nous nous trouvions, nous avons préféré adjoindre à chaque jauge active une jauge passive, de façon à ce que si une défaillance se produisait sur une jauge passive, elle n'entraînait la perte que d'un seul point de mesure. Outre le problème d'isolation, il s'est posé pour la jauge passive celui de son support qui, lui, ne doit être soumis à aucune contrainte. Or, comme nous nous trouvions dans une enceinte à pression hydrostatique, le support de la jauge se trou-

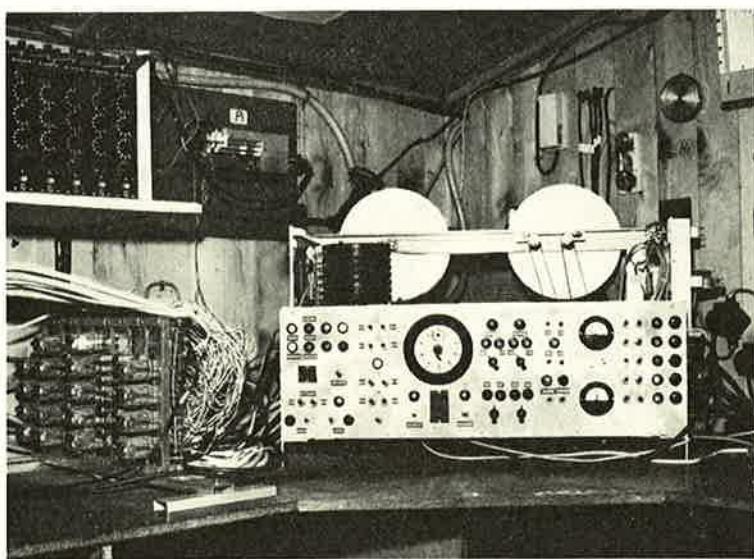


Fig. 8. — Dans le local de mesure.

- En haut à gauche, un bloc d'étalonnage ; à côté, le manomètre électrique.
- En bas à gauche, les chaînes de relais.
- En bas à droite, le programmeur double.

vait immanquablement soumis à un état de compression dans trois dimensions. Si l'erreur qui en résultait était sans importance pour les basses pressions, il n'en était plus de même pour des pressions voisines de 200 kg/cm^2 . Nous avons pensé établir la déformation des supports, constitués par des petites plaquettes de tôle, mais avons dû remarquer que la loi de Hooke et la constance du coefficient de Poisson n'étaient plus guère valables à ces petites dimensions, autrement dit que l'acier ne se comportait pas d'une façon isotrope. Il aurait fallu établir chaque plaquette pour elle-même, ce qui aurait été fort long. Nous avons alors préféré placer la jauge de comparaison et son support dans un étui métallique étanche, l'isolant ainsi de la pression ambiante. La mise au point de ces étuis fut laborieuse, car il se produisait dans certaines circonstances des phénomènes parasites troubant les mesures (fig. 7).

D'une façon générale, les jauge de contrainte nous ont donné satisfaction, et malgré les difficultés rencontrées et mentionnées ci-dessus, elles restent des capteurs économiques et sûrs si l'on prend les précautions voulues. Toutefois, dans notre cas, elles ne représentaient pas le capteur idéal pour deux raisons. Premièrement, les déformations que nous avons obtenues étaient très importantes pour les hautes pressions, et dépassaient les capacités d'enregistrement des jauge. En effet, celles-ci ont un comportement élastique jusqu'à des déformations de $1,5$ à 2% . Elles peuvent encore donner satisfaction jusqu'à 3 , éventuellement 4% ; toutefois plusieurs se sont rompues avant d'arriver à ces valeurs.

Deuxièmement, nous avons eu pour les hautes pressions des déformations locales très importantes, ce que nous n'avions pas prévu. Dans plusieurs cas, lorsque la jauge se trouvait précisément dans une de ces zones localement très déformée, telles des mar-

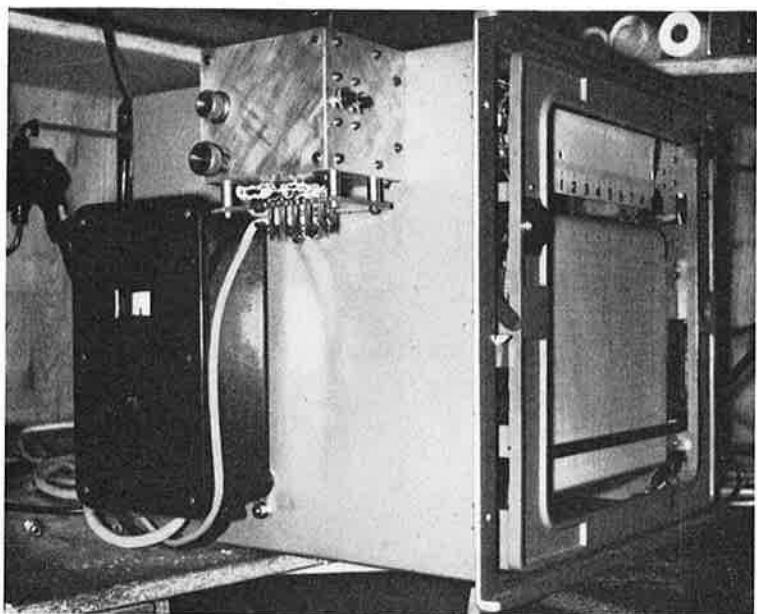


Fig. 9. — Le pont électronique à équilibrage automatique. Sur le côté, dispositif de correction de la dérive du zéro.

mites, les résultats, quoique fidèlement enregistrés, se sont trouvés ininterprétables, car ils ne donnaient plus aucune indication sur la déformation circonférentielle recherchée.

Mesure des pressions

Nous avons mesuré les pressions de trois manières différentes. Un manomètre électrique, de notre conception, basé sur le principe des jauge de contrainte, nous permettait l'enregistrement continu de la pression sur un des canaux réservé à cet effet. Ce manomètre était monté dans le local de mesure et relié à la chambre par des tuyauteries adéquates. Un manomètre de Bourdon, soigneusement étalonné, nous servait de contrôle et

était monté en parallèle avec le précédent. De plus, régulièrement, et en particulier lorsque nous atteignions la valeur maximum d'un cycle de mesure, nous effectuions un contrôle précis au manomètre à poids. Ceci nous permettait de corriger et de préciser éventuellement les valeurs données par le manomètre électrique et le manomètre de Bourdon.

4. Appareils de mesure

L'appareillage de mesure le plus important se rapportait aux jauge de contrainte. Nous disposions de 30 canaux de mesure, correspondant chacun à une paire de jauge actives et passives. Chacun de ces canaux était équipé d'un bloc d'étalonnage permettant au début de la mesure l'équilibrage des lignes en résistance et en capacité ainsi que le réglage individuel du zéro initial. Un bloc de commutation automatique permettait de faire défiler cycliquement chaque canal sur l'appareil enregistreur au rythme d'un canal toutes les trois secondes.

L'appareil enregistreur était constitué d'un pont électronique à équilibrage automatique. L'enregistrement se faisait sur bande de papier de 25 cm de largeur, à vitesse de déroulement variable. Un commutateur permettait l'enclenchement de 5 gammes de mesures différentes suivant l'importance des déformations. Les plus petites déformations mesurables étaient de l'ordre de 0,005 % (fig. 8).

L'importance du programme prévu, comportant quelque 450 paliers et 30.000 mesures, nous a amené à prévoir une programmation automatique, de façon à accélérer nos essais, diminuer les temps morts, les risques d'erreur et le personnel nécessaire. Ce dispositif nous a permis de conduire à bien nos essais sans arrêt jour et nuit, en un peu plus de deux semaines.

Nous avons réalisé à cet effet une programmation double. D'une part, un système à bande perforée fixait le programme de mise en pression, les paliers de fluage, les décharges ; d'autre part, un système cyclique commutait successivement les différents canaux de mesure sur l'enregistreur. Les mesures étaient toujours répétées deux fois de suite. Tout le dispositif se contrôlait lui-même en fonction de la pression dans la chambre. Par exemple, lorsque le programme prévoyait une mesure de fluage, la pression était automatiquement maintenue constante dans la chambre, et les cycles de mesure répétés à intervalles réguliers jusqu'à ce que la pente de la courbe de fluage ait atteint une valeur minimum fixée d'avance ; alors seulement le programmeur donnait l'ordre de passer au palier de mesure suivant. Des dispositifs accessoires assuraient la commutation des gammes de mesure adéquates pour les mesures de pression et de déformation.

Un problème délicat à résoudre a été celui de la dérive du zéro absolu. En effet, du fait des variations inévitables de température et d'humidité dans les appareils, il s'ensuivait au cours du temps une dérive du zéro de l'ensemble des canaux. Aussi pour pallier cet inconvénient, le programmeur cyclique contrôlait

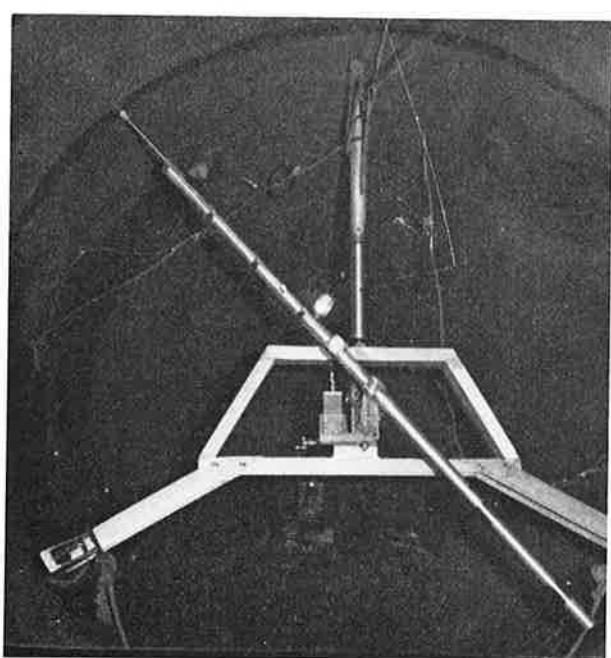


Fig. 10. — Appareil pour mesure des profils. En bas au fond, le théodolite servant au centrage.

au début de chaque série de mesure la dérive du zéro et enclenchait un dispositif potentiométrique qui le ramenait à sa valeur initiale avant que soit autorisé l'enregistrement des mesures (fig. 9).

L'ensemble du système ordonné par le programmeur était piloté par des chaînes logiques de relais qui distribuaient les ordres aux organes intéressés de régulation, en particulier aux servomoteurs commandant les vannes de mise en charge et de décharge de la chambre.

Grâce à ces dispositions, les essais pouvaient être conduits par un seul surveillant et un aide.

Parallèlement au déroulement de ces opérations, une équipe de deux techniciens dépouillait les résultats au fur et à mesure, de façon à pouvoir contrôler toute anomalie éventuelle.

5. Mesures accessoires

Outre les mesures principales : volumes, déformations diamétrales et circonférentielles, nous relevions différentes autres grandeurs : mesure électrique des températures dans la chambre à l'aide de résistances étalonnées, mesure de la température et de l'humidité dans la galerie et dans le local de mesure, mesure par comparateur au centième de mm de l'éventuel recul du massif d'ancrage.

Pour compléter nos informations, nous avons réalisé un appareil destiné à mesurer avec précision les profils de la chambre. Ceci nous a permis d'une part de déterminer les ovalisations, et d'autre part les déformations permanentes après les essais de mise en pression intérieure. La construction de cet appareil a posé certains problèmes, du fait que nous devions obligatoirement rattacher les mesures de chaque profil à un axe parfaitement défini. Or, cet axe était impossible à matérialiser, pour des raisons techniques, et aucune des génératrices de la chambre n'était suffisamment rectiligne pour servir de base sûre.

L'appareil était constitué d'un châssis central, supporté par trois pieds écartés de 120°, dont un réglable. Il pouvait ainsi être calé contre les parois, son centre correspondant approximativement à l'axe de la chambre. Sur ce châssis était monté un bras tournant télescopique muni d'un comparateur au centième de mm et d'un rapporteur d'angle à vernier. Un dispositif de chariotage à vis micrométrique permettait de déplacer l'axe du bras tournant dans le plan perpendiculaire à l'axe de la chambre. Un axe fictif a été défini par voie optique en plaçant au milieu de

l'une des extrémités de la chambre un théodolite en station fixe visant une mire placée au centre de l'autre extrémité. L'axe du bras tournant, lui-même creux, était équipé d'un collimateur permettant, par simple visée dans le théodolite, de l'amener à coïncider exactement avec l'axe de la chambre défini arbitrairement.

Les mesures de profils relevées avec cet appareil nous ont permis de définir tous les défauts de forme et d'apprécier les points d'amorce de flambage les plus probables lors des essais de mise en pression extérieure (fig. 10).

Conclusions

Ces essais, qui ont été concluants dans l'ensemble, nous ont permis de tirer des enseignements très utiles sur les méthodes de mesure à employer et sur les appareils eux-mêmes. Nous pouvons en tout cas dire que, dans les travaux de cette envergure, qui entraînent des frais importants, il est prudent d'employer au minimum deux procédés de mesure différents, assurant des recoupements et donnant une sécurité en cas de défaut de fonctionnement sur l'un des systèmes. Il n'est pas négligeable non plus d'avoir suffisamment de points de mesure et de se fixer un programme d'essai assez étendu, d'une part pour des raisons de sécurité dans l'interprétation des résultats et, d'autre part, pour pouvoir analyser ces résultats d'une manière statistique, la dispersion des valeurs étant souvent assez importante suivant les conditions locales.

Des méthodes nouvelles permettent maintenant l'essai de la roche à l'aide de chambres préfabriquées de petites dimensions, ne nécessitant plus d'excavation à l'explosif, mais simplement un forage. Ces chambres sont réalisées de telle façon que l'enrobage de béton étant éliminé, le rocher est soumis directement à la contrainte appliquée. Des progrès ont aussi été réalisés dans la construction d'extensomètres à mesure numérique, dont la course peut atteindre 100 à 150 mm, avec une précision de lecture continue de l'ordre de 0,01 mm. Ces extensomètres, absolument stables dans le temps, peuvent en outre être télécommandés et ramenés à volonté sur leur valeur initiale, de façon à permettre la répétition des mesures.

Il reste encore beaucoup à faire dans le domaine des techniques de mesure appliquées à l'étude expérimentale de la mécanique des roches et il serait souhaitable que les essais soient multipliés et les résultats comparés. Il s'ensuivrait certainement une simplification et une rationalisation des méthodes d'essai.

L'ÉTUDE DU COMPORTEMENT GÉOTECHNIQUE DES ROCHES CRISTALLINES ET L'EXÉCUTION DES TUNNELS SOUS FORTE COUVERTURE *

par M.-F. BOLLO, Dr ing. EICCP, directeur technique de la SRG **

1. Introduction

Le percement de tunnels ou de galeries dans les massifs cristallins à forte couverture pose certains problèmes pratiques concernant le comportement des roches. Sous la forte pression de la montagne, la roche peut se fissurer ou se déplacer, nuisant ainsi à la stabilité des parois et de la voûte, voire même du radier.

Ce phénomène peut se produire au fur et à mesure du forage de la galerie, souvent très rapidement, mais dans certains cas avec des mois ou des années de retard, comme suite de la haute viscosité interne des roches cristallines.

Pour les tunnels routiers ou les galeries à basse pression, les problèmes posés sont ceux d'assurer le soutènement pendant la période de creusement et définir et construire un revêtement capable d'assurer la stabilité définitive de l'ouvrage.

Dans le cas des galeries de chutes hydro-électriques avec fortes pressions internes, la possibilité de profiter de la résistance du massif pour limiter l'importance du revêtement à mettre en place, a un grand intérêt pratique.

Pour donner des idées sur ces questions, on peut indiquer que le coût et le délai d'exécution d'une galerie de forage facile, qui n'a pas besoin de soutènement, et à simple revêtement de protection, peut être dix fois plus faible que celui d'une galerie dans un mauvais terrain, avec exécution par tranches d'avancement et d'élargissement postérieurs.

Les caractéristiques mécaniques du massif rocheux doivent être considérées en vue de définir aussi bien les conditions de stabilité de l'ouvrage que le comportement, en ce qui concerne la déformabilité sous les contraintes, caractéristiques qui conditionnent les efforts sur le revêtement et qui présentent beaucoup d'intérêt pour le calcul des renforts ou blindages des galeries sous pression.

2. Comportement géotechnique des massifs cristallins

1^o Caractéristiques générales

L'exécution d'une galerie dans un massif cristallin de forte couverture trouve un matériau soumis à une pression triaxiale importante et, dans la plus grande partie des cas pratiques, avec une histoire tectonique assez complexe, qui a produit des fracturations, schistosité, accidents locaux, zones broyées et autres phénomènes analogues.

La roche matrice du massif, sauf dans les zones altérées, est généralement de bonne qualité, avec une haute

* Conférence présentée à Lucerne, en novembre 1962, devant les membres de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondation. (Réd.)

** Société de Recherches Géophysiques, Paris, Genève.

résistance à l'écrasement en éprouvette cubique qui souvent dépasse la limite donnée par Terzaghi¹ pour le « rocher dur non altéré » : 350 kg/cm² (5000 p.s.i.) pour des cubes de 15 à 30 cm de côté².

Elle est habituellement fracturée par des lithoclases ou fractures qui séparent des blocs de dimensions très variables. Au sein du massif, les pressions internes ferment les fractures plus ou moins parfaitement, d'après le remaniement qu'elles ont subi lors de la rupture fragile.

Lorsque les pressions environnantes descendent au-dessous de la pression interstitielle, l'ouverture des fissures se produit et il y a décompression par relaxation. Ce phénomène succède à toute réduction de la pression générale et se présente avec une intensité particulièrement sensible lors de l'ouverture de la galerie, dans la zone immédiate à la paroi. Un effet semblable, mais à une plus grande échelle et avec présence de l'altération chimique en certains cas, se produit sous les versants de la montagne aux attaques ou dans les zones d'entrée ou sortie³.

Les lithoclases, qui ont subi un remaniement important (failles, mylonites), constituent des accidents qui habituellement ne se ferment pas complètement sous la pression de la montagne, comme il a été perceptible dans l'exécution des galeries à forte couverture telles que le tunnel du Mont-Blanc et la galerie d'Isère-Arc. Elles conduisent des circulations d'eau jusqu'à plus de 2000 ou 3000 m de profondeur. Cette question est considérée sous son aspect géomécanique dans le paragraphe 3, 1^o.

L'anisotropie structurale, due à des systèmes de fractures ou à la schistosité, a beaucoup moins d'importance dans le comportement des zones comprimées saines que dans les zones décomprimées ou altérées⁴.

En ce qui concerne les caractéristiques de déformabilité, on observe en général une rigidité considérable dans la roche matrice, avec des coefficients de déformabilité totale sur cube de 15 à 30 cm normalement plus hauts

¹ TERZAGHI : Stability of steep slopes (Vol. XII - Déc. 62. Géotechnique),

² Cela veut dire que la résistance au cisaillement est élevée et celle à la traction appréciable. Par exemple, pour le critère de Coulomb $> 50^\circ$; $c > 30 \text{ kg/cm}^2$; résistance à la traction $r_t > 10 \text{ kg/cm}^2$.

On peut lire : BOLLO, M.-F. : « Le projet des fondations et le comportement des roches », en langues française, anglaise, allemande, espagnole, revue de la FEANI n° 35, 1962, Paris.

³ On peut trouver des caractéristiques géotechniques concernant les versants à forte pente et les méthodes d'essai ou mesure dans : BOLLO, M.-F. : « Zones décomprimées et altérées des versants à forte pente ». Geologie und Bauwesen, Jahrg. 26, Heft 4, 1961.

⁴ L'incidence de l'anisotropie sur le comportement réel pratique d'un massif rocheux en galerie peut être assez grande, malgré qu'en profondeur les caractéristiques de déformabilité ont tendance à s'uniformiser. Des roches cristallines trouvées à Roselend, Grandval, Saint-Cassien, avec des différences de module élastique de l'ordre de 20 à 30 %, seraient réellement très distinctes à percer en galerie suivant telle ou telle direction par les différences de stabilité de la zone décomprimée.

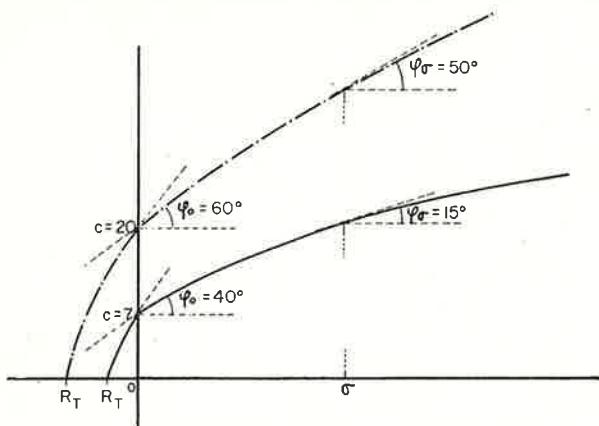


Fig. 1. — Schéma des courbes intrinsèques d'une roche matrice (traits) et d'un massif diaclasé (plein).

que 100 t/cm^2 pour 40 kg/cm^2 , visco-élasticité modérée et faible fluage.

Dans presque tous les essais réalisés, le fluage permanent est inférieur à celui du béton (10^{18} - 10^{19} poises) et la viscosité des déformations visco-élastiques dépasse 10^{15} poises⁵. Cette dernière valeur conduit à un retard de la déformation différée avec un *temps critique* de l'ordre de plusieurs minutes. En plus, les déformations différées progressives se prolongent des semaines, même des années, avant que la redistribution des contraintes arrive à un équilibre pratiquement définitif.

Les *conditions de stabilité* d'un massif rocheux avec ses fractures naturelles, mises en « activité géotechnique » par la décompression, sont très inférieures à celles de la roche matrice. Il est courant d'utiliser le critère de dislocation par cisaillement pratique

$$s = c + (\sigma - p) \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

qui demande la connaissance des valeurs de c (cohésion), p (pression interstitielle) et φ (angle de frottement interne). Des valeurs usuelles sont les cohésions moyennes de 2 à 4 kg/cm^2 et des angles de frottement de 20° à 35° . La figure 1 donne une idée schématique de cette situation relative.

2^o Quelques mesures réalisées

Les caractéristiques des roches cristallines trouvées dans diverses galeries à forte couverture, à titre d'orientation générale, ont été réunies sur le tableau I. Les modules ou coefficients de déformation sont mentionnés pour la roche matrice, le massif profond comprimé et les zones décomprimées autour du souterrain. Dans beaucoup de cas, il a été possible de différencier deux zones de qualités distinctes (fig. 2), qui correspondent à deux types de remaniements différents de la structure. Celle indiquée (2) ne présente qu'une relaxation modérée des microfissures ou pores, qui suit à la redistribution d'efforts autour du vide produit par le tunnel.

⁵ Essais sous 100 à 200 kg/cm^2 , *in situ*, sous plaque rigide de 280 mm , interprétés par la méthode BF 61, intégration approximative pour distribution d'efforts d'après la théorie de Boussinesq. La viscosité interne mesurée dans les premières minutes correspond au phénomène visco-élastique. Au-delà de quelques heures elle se rattache plutôt aux phénomènes de rajustement par écoulement (fluage, voir partie 4, 3^o).

⁶ Critère de Coulomb, généralisé par Reynolds et introduit d'une forme générale pour le calcul des conditions de stabilité des sols par Terzaghi (1924).

La zone (3) présente des fissures qui drainent la paroi, avec desserrages importants et parfois d'éclats ou « coups de fond » pendant sa formation. Les caractéristiques mentionnées ont été indiquées pour donner une idée de l'état d'équilibre final pratique, et la colonne 12 désigne un délai qui apparaît comme représentatif dans chaque cas.

Les *modules élastiques* ont été définis par essai microsismique et vérifiés, où cela a été possible⁷, par essai mécanique *in situ*. Les *modules de déformation* ont été déduits des essais mécaniques *in situ* pour des contraintes de 40 kg/cm^2 et par exclusion du serrage des fissures non récupérées sous cette pression en 600 secondes, compte tenu du fait que le temps critique de terrains semblables après injections ne dépasse pas normalement 200 secondes.

Pour le calcul du soutènement et du revêtement, les données du tableau I ne sont que partielles, car les procédés de calcul usuels ont besoin d'utiliser des *caractéristiques de stabilité*, c'est-à-dire des éléments de base pour l'application des critères de rupture qui permettent la prévision des *efforts* ou de la *pression de stabilisation* nécessaire pour garantir la sécurité du revêtement ou bien pour définir avec quel degré de sécurité on peut laisser la roche nue, chose pratiquement presque impossible pour les fortes couvertures.

Dans le tableau II, nous indiquons quelques caractéristiques obtenues par essais mécaniques *in situ* sur la roche matrice et le massif à l'aide de contraintes au-dessus de 100 kg/cm^2 ou par interprétation des dislocations observées dans la réalité.

3. Les zones faibles et les accidents locaux

L'exécution des ouvrages sous forte couverture entraîne des pressions importantes de la montagne et, très souvent, de longues distances entre attaques. D'où l'intérêt de prévoir des moyens pour traverser des

⁷ Indiqué sur le tableau par *.

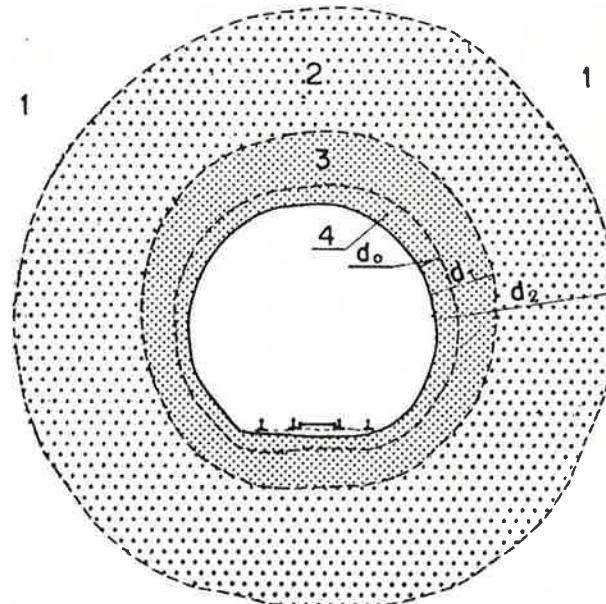


Fig. 2. — Distribution de la décompression autour d'une galerie en cristallin à forte couverture.

1. Massif inaltéré ou à peine surcomprimé.
2. Zone à remaniement intersticiel.

TABLEAU I
Caractéristiques de déformations de diverses galeries en cristallin

Lieu	Géologie	Type d'ouvrage	Dia-	Cou-	Epaisseur approxim. décomprimée	Modules de déformation			Modules élastiques			Temps crit. Déc.	
			m	m		Zone 1 m	Zone 2 m	t/cm ²	1	2	3		
Isère-Arc, PK 4700	Gneiss migmatique à feuillets verticaux	Galerie sous pression d'eau	8,0	1400	4	10	15?	150?	300	30	210	380	—
Isère-Arc PK 3645	Gneiss migmatique à feuillets verticaux	Galerie sous pression d'eau	8,0	1350	4	11	10?	130?	290	25	200	370	—
Isère-Arc, PK 1100	Gneiss amphybolique proche d'inclusion triasique	Galerie sous pression d'eau	8,0	300	2,3	7	10?	—	—	22	115	315	—
Salle souterraine, Monument aux Morts pour la Patrie	Granit fracturé à grande échelle, altérations locales	Salle d'une basilique	32,0	65	3-5	—	?	100?	—	?	100-250	—	(A)
Mont-Blanc, PK 2000	Crystallophylien métamorphisé	Tunnel routier	10,0	1100	3-5	10-12	15	250	450	30	320	500	30
Mont-Blanc, PK 3200	Zone de transition granitisée	Tunnel routier	10,3	2300	4-6	> 14	15?	290	450	30	390	500	—
Mont-Blanc, PK 3800	Protogyne (roche granitique)	Tunnel routier	10,5	2100	3-4	14	15?	320	500	35	400	600	150
Mont-Blanc, PK 5800	Protogyne (roche granitique)	Tunnel routier	10,5	1900	2-4	—	20?	350	550	30-40	500	650	—
Puente Bibey, PK 1750	Gneiss migmatique	Galerie sous pression d'eau	8,0	310	2-3	7-8	—	120	310	—	180	500	—
Puente Bibey PK 6400	Crystallophylien granitisé	Galerie sous pression d'eau	8,0	180	1-2	4-5	—	80	250	—	110	310	—
Roselend, PK 1400	Crystallophylien amphyb. compact	Galerie sous très forte pression d'eau	5,0	400	1-1,5	—	—	60	400	—	80	580	—
Roselend, PK 4840	Crystallophylien vert	Galerie sous très forte pression d'eau	5,0	550	1,5-2	—	—	70	280	—	100	330	—
Pragnères, galerie centrale, PK 1650	Granit	Galerie sous pression d'eau	4,0	760	1-2	?	—	80	350	—	120	440	—

(A) Dans ce cas, la montagne était totalement intéressée par la décompression (cas exceptionnel).

zones faibles et les revêtir et traiter de façon à garantir une sécurité satisfaisante.

En général, les roches cristallines moins favorables sont les schistes cristallophylliens, certains gneiss inclus. L'expérience des travaux nous a confirmé plusieurs questions intéressantes en rapport avec les accidents ou zones locales, que nous considérons sur les paragraphes suivants :

1° Fractures remaniées, failles

Lorsqu'un remaniement tectonique se produit le long d'une fracture, c'est-à-dire quand il y a formation d'une faille, des décompressions très locales apparaissent jusqu'à une grande profondeur. Il est facile de prouver que l'apparition d'une *fracture* correspond à une distribution de pression avec des *tensions principales très différentes* qui produisent les conditions de *rupture fragile*.

La haute résistance de la roche matrice à la rupture a été dépassée et une redistribution d'efforts a lieu, avec diminution des contraintes préalables aux abords de la rupture. Cela amène la formation de nouvelles petites fracturations (mylonites éventuelles) et à l'apparition d'une surface plus ou moins plane, avec de nombreuses « lacunes » ou fissures. La fermeture complète de ces fissures, qui se communiquent plus ou moins entre elles, ne peut se faire que sous des pressions très considérables.

Considérons la figure 3 avec le schéma d'une « lacune » pleine d'eau interstitielle. La cavité de la « lacune » supportera une pression effective :

$$q = \sigma - p \quad (2)$$

qui peut varier entre un peu moins de σ si l'eau circule vers une sortie basse ou un tunnel et $0,6\sigma$ pour charge

TABLEAU II
Quelques caractéristiques de stabilité des parois des souterrains dans des roches cristallines avec forte couverture

Lieu	C	Φ	μ^1	Type du rocher
Mont-Blanc PK 2050	6	24°	3×10^{15}	cristallin schisteux bonne qualité
Mont-Blanc PK 2350	3	33°	2×10^{15}	cristallin schisteux moyen
Mont-Blanc PK 3750	5	36°	7×10^{15}	protogyne
Bao Bibey centrale	4	26°	$> 10^{17}$	gneiss granitisé

¹ Viscosité apparente après six heures d'essai.

hydrostatique. Dans certains cas, qui se présentent rarement dans le voisinage d'un tunnel à forte couverture, elle pourrait être plus faible encore. La cavité, avec dimensions assez faibles, appartient pratiquement à la roche matrice et peut tenir sous des contraintes de centaines de kg/cm^2 qui correspondent à des couvertures importantes. En moyenne, comme orientation on peut estimer :

Couvertures : 400, 800, 1200, 1600, 2000 m
Pressions : 105, 220, 330, 440, 560 kg/cm^2

Cela explique la présence de venues d'eau dans les failles et fractures à forte couverture, la présence d'altérations et argiles d'apport et autres manifestations de la décompression locale, même à des profondeurs où la galerie ne peut tenir sans renforts spéciaux en raison de son grand diamètre.

L'ouverture du tunnel et la décompression qui s'ensuit se propagent facilement suivant un tel accident, et le débourrage de son remplissage se facilite par le retrait dû au refroidissement de la zone de circulation d'eau dès qu'elle commence à se renouveler. Il est de grand intérêt de renforcer les abords des venues d'eau importantes et des failles, en laissant les exutoires nécessaires pour éviter la mise en pression. Cet intérêt s'accroît encore s'il y a des mylonites ou zones de broyage, sables ou argiles d'apport ou autres matériaux. Des filtres doivent être prévus à la façon des drains des barrages, car autrement des transports de ces matériaux peuvent être à l'origine d'accidents importants.

Des fractures se trouvent sur toutes les galeries à forte couverture dans les terrains cristallins. Les galeries d'Isère-Arc, Bibey, Roselend, Ibonciecho, Pragnères et le tunnel sous le Mont-Blanc ont trouvé des circulations locales d'eau dans des fractures avec très forte couverture et les décompressions locales se sont manifestées toujours de diverses façons, parfois avec la nécessité d'apporter des renforts spéciaux à sa traversée.

2^e Altérations profondes

La plupart des altérations considérées dans les recherches géologiques viennent de l'action des agents atmosphériques à l'extérieur, par progression vers des zones plus profondes. D'autres types d'altération se produisent en certains cas en profondeur. Tel est le cas des roches attaquées chimiquement par les eaux des *circulations profondes* et par l'action de petites *inclusions radio-actives*. Ces dernières altèrent parfois les micas des gneiss schisteux et produisent de vastes zones de soutènement difficile à des centaines de mètres de profondeur. Des concentrations d'efforts peuvent aussi mylonitiser des zones assez vastes le long des accidents, et les circulations d'eau compléter la création de la zone faible⁸.

Si l'existence de ces possibles accidents est suspectée, ils sont assez souvent repérés par une recherche géophysique établie par une méthode adaptée au problème. Très souvent on peut réussir par une exploration électrique résistive ou électrique à magnétisme induit bien planifiée.

⁸ Des zones de ce genre ont été trouvées, entre autres, dans les galeries de Bibey et Saint-Sébastien, dans le nord-ouest de l'Espagne.

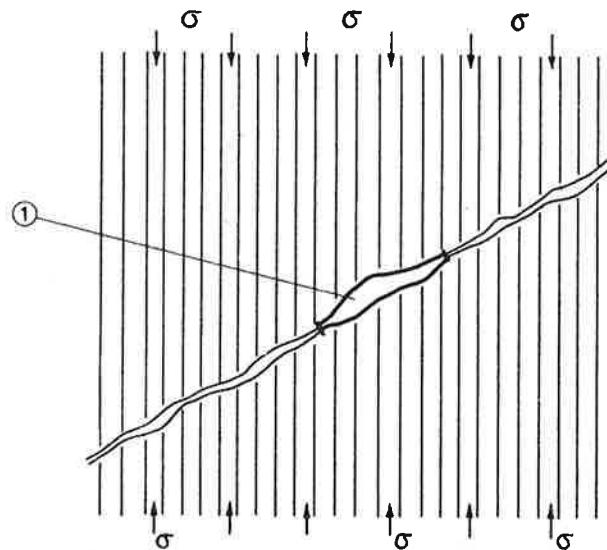


Fig. 3. — Lacune (1) d'une fissure qui ne sera fermée que pour des valeurs très élevées de σ .

3^e Les zones plastiques

Dans une galerie à forte couverture, il est exceptionnel de trouver des roches à plasticité sensible sous les contraintes de la montagne. Elles sont constituées par des inclusions de terrains différents ou des formations riches en silicates magnésiens plus ou moins voisines du talc.

Si elles apparaissent, il y a intérêt à les revêtir assez tôt, car le fluage peut affaiblir l'appui latéral et produire des ruptures fragiles à proximité. Dans ces cas, les coefficients de déformabilité statique sont généralement bas et les pressions extérieures sur le revêtement peuvent devenir importantes.

La figure 4 représente un cas d'inclusion de ce type dans le granit de la galerie d'Ibonciecho. Les basses valeurs du module élastique correspondent avec un haut coefficient d'absorption de l'énergie d'essai (microsismique), c'est-à-dire avec une grande importance de la dissipation par viscosité interne.

4. Les essais et les recherches pour le projet du revêtement

1^e Définition et calcul du soutènement et revêtement

Le calcul des efforts qui se produisent sur les parois et l'importance qu'il faut donner, étant donné la suite, au soutènement et revêtement, peut se baser sur de nombreuses théories et procédés de calcul. Il faut retrouver en chaque cas les hypothèses de base et vérifier le bien-fondé de leur admission.

L'hypothèse d'un tunnel dans un massif élastique théorique conduit à une distribution d'efforts⁹ telle qu'indiquée en ligne continue sur la figure 5, pour une galerie circulaire. Pour une section rectangulaire avec voûte en calotte, comme résultats¹⁰ nous aurions ceux qui se trouvent sur la figure 6. Dans la réalité elle sera

⁹ Voir GOGUEL, J.: « Répartition des contraintes autour d'un tunnel cylindrique. *Annuaire des Ponts et Chaussées*, n° 2, mars-avril 1957, pages 157-183. — KUNTZMANN, M. et BOUARD, M.: « Tunnel cylindrique de révolution dans un milieu indéfini. *Annuaire de l'Institut polytechnique*, Grenoble, fasc. II, n° 1, 1953. — KASTNER, H.: « Zur Theorie des echtes Gebirgldrückes im Felshohlraumbau ». *Österreichische Bauzeitschrift*, 7. Jahrg., Heft 6.

affectée par la décompression de la surface intérieure de la galerie, qui donnera lieu à la formation d'anneaux ou zones remaniées plus déformables et moins chargées. Les contraintes réelles se rapprocheront du tracé en pointillé des figures 5 et 6.

En cas de dislocation, ce sera la zone décomprimée en surface qui risquera de s'ébouler. Il suffira de compléter sa force portante par une *pression de stabilisation* pour obtenir un équilibre satisfaisant. Par contre, dans le cas exceptionnel d'une transmission des efforts de la montagne par déformation plastique assez rapide, la compression totale sur le soutènement ou revêtement ne cessera pas de s'accroître et il peut arriver qu'il soit soumis à des pressions proches de l'hydrostatique, telle qu'observée dans des inclusions déformables des massifs d'Ibonciecho (fig. 4) et de Pragnères.

Le *calcul du revêtement*¹¹ se déduira de la connaissance de la pression de stabilisation et des efforts que peut produire plus tard la montagne. Ces magnitudes résultent des caractéristiques géotechniques de la roche, des dimensions des divers anneaux plus ou moins comprimés, et de l'évolution de ces éléments. Sur la figure 7 sont indiqués, en sorte d'exemple, les arrangements de calcul de Ritter et Kommerell, d'après la publication citée de Hacar (note 11). La figure 8 reproduit un

¹⁰ Voir ERAS, G.: « Analytische Spannungsermittlung bei Tunnelquerschnitten ». *Bauingenieur*, 34 (1959), Heft 2.

¹¹ Voir, pour cette question, par exemple :

KOECHLIN : *Mécanisme de l'eau*, t. III.

HACAR, M. A.: *Considérations sur les projets de tunnels (Consideraciones sobre los proyectos de tuneles.)* As. Int. Progr. Sciences, Madrid, 1962. C.E.H.

TALOBRE, J.: *Mécanique des roches*. Dunod, 1957.

abaque de Talobre¹² sur les rapports entre les diverses caractéristiques.

Dans le calcul du revêtement intervient, avec grande importance, la liaison correcte avec le rocher, car autrement le revêtement *risque le flambage et la poussée du terrain* peut devenir active¹³ à la suite des remaniements locaux possibles. Cela fait que le traitement par injections pour le bourrage et le serrage du revêtement est pratiquement nécessaire dans la plupart des cas. Il est indispensable en galeries sous pression interne pour assurer la transmission d'efforts sur le massif rocheux.

2^e L'étude des zones décomprimées

Pour les recherches sur les décompressions à la paroi, nous avons utilisé depuis 1946 des procédés microsismiques, avec des progrès successifs sur la technique et les résultats. A partir de 1952, des enregistrements automatiques très nombreux ont permis des recherches plus détaillées. Dès 1957, la modification de l'appareillage facilite l'enregistrement normal de divers types d'ondes élastiques¹⁴. En 1961, la résolution et la fidélité

¹² TALOBRE, J.: « La détermination expérimentale de la résistance des roches d'appui des barrages et des parois des souterrains ». Communication R 37. Congrès des Grands Barrages, Rome, 1961.

BOLLO M. F., HACAR M. A., MUZAS F. « Proyecto de tuneles y galerías » C. E. H. n° 16. 1963.

¹³ Un terrain dont le glissement est amorcé a perdu la *résistance initiale du frottement solide* (Persoz), qui est un élément intéressant de sécurité, et sa *cohésion* a pu être aussi réduite par le premier remaniement. Le traitement par injections permet dans la plupart des cas d'obtenir de bonnes conditions de travail.

¹⁴ Voir BOLLO, M. F.: « Applications de la microsismique à la construction de galeries ». *Geologie und Bauwesen*, Jahrg. 26, Heft 2, 1961.

— « Investigación sobre el estado elástico de macizos montañosos ». *Las Ciencias* (As. Int. Progr. Sciences), Madrid, 1958.

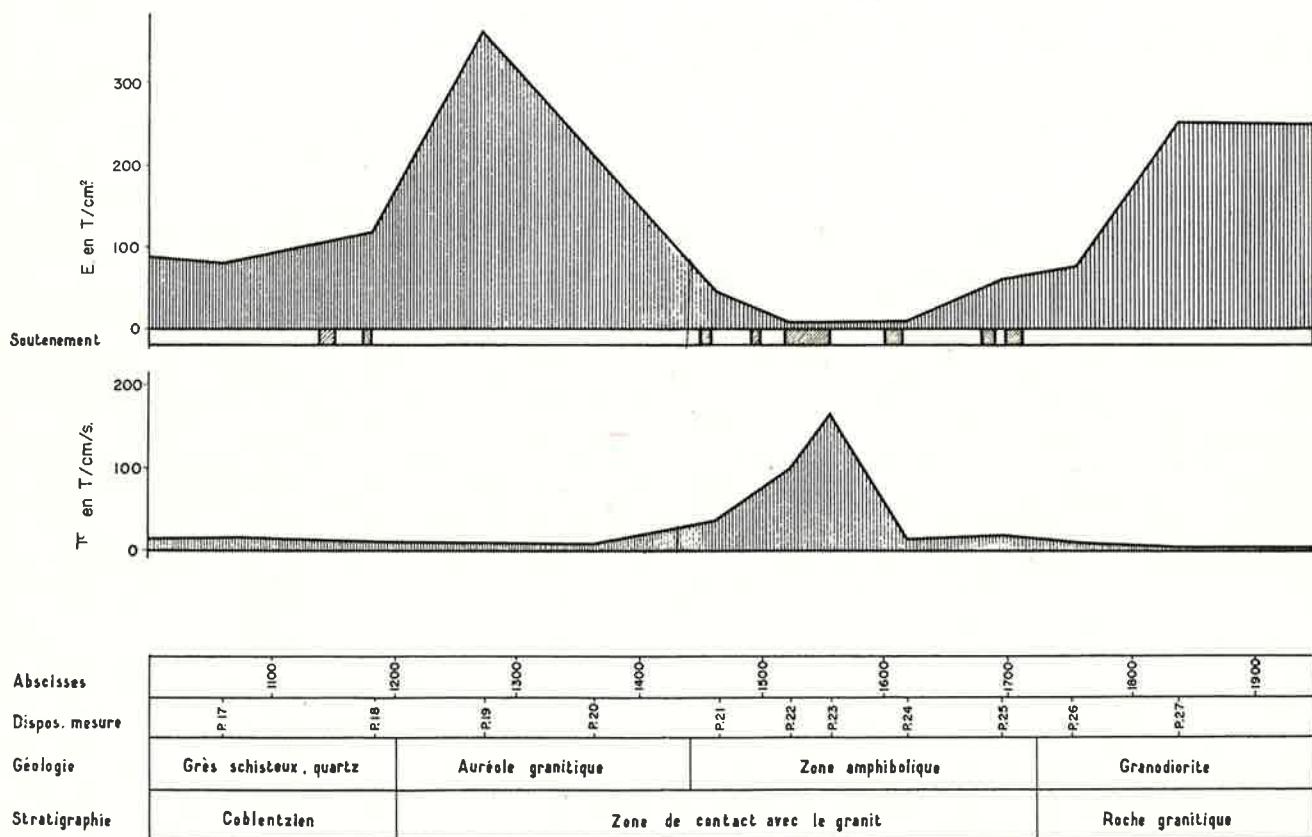
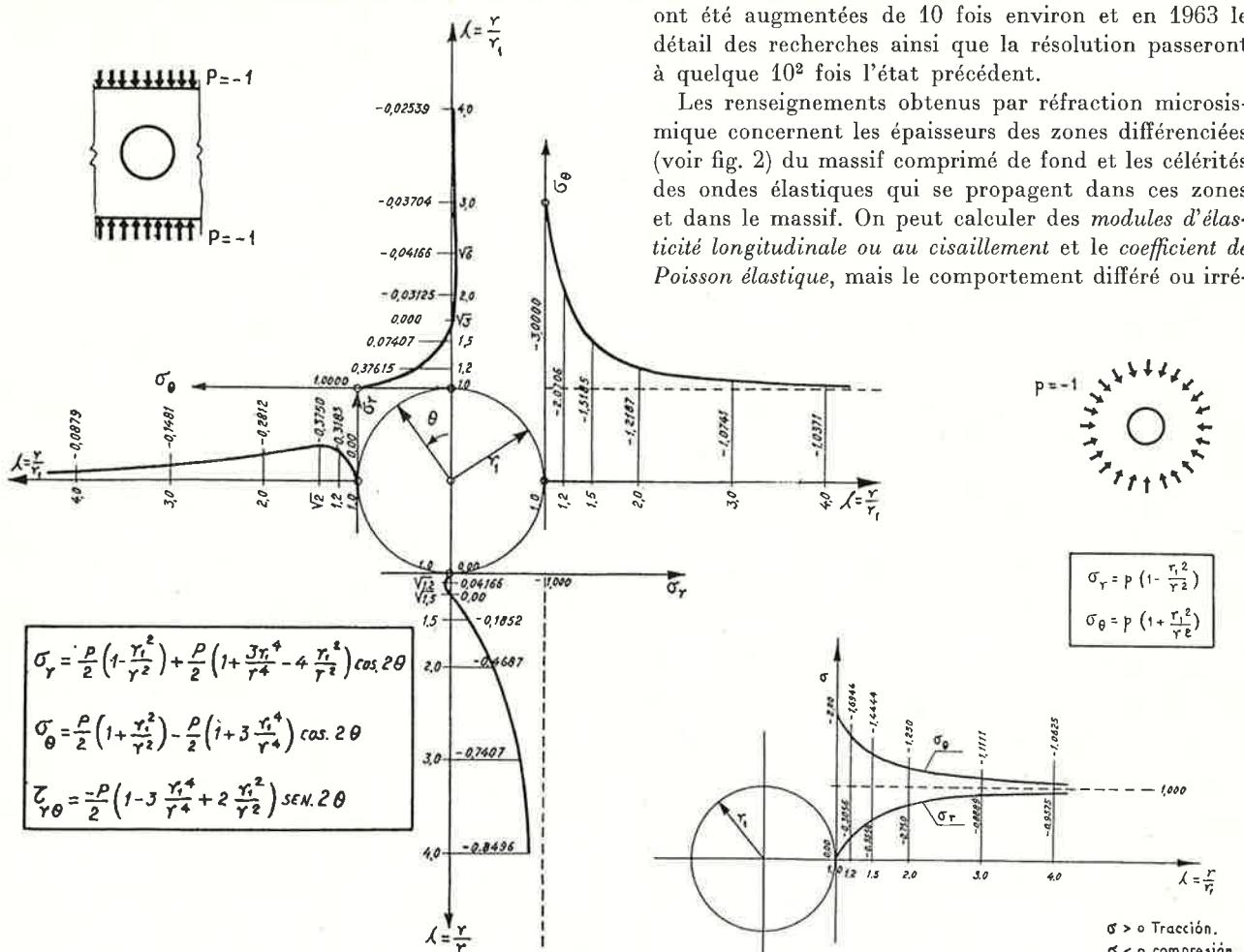


Fig. 4. — Tronçon entre les abscisses 1000 et 1940 de la galerie d'Ibonciecho, qui contient une intercalation magnésienne, fluante sans revêtement.

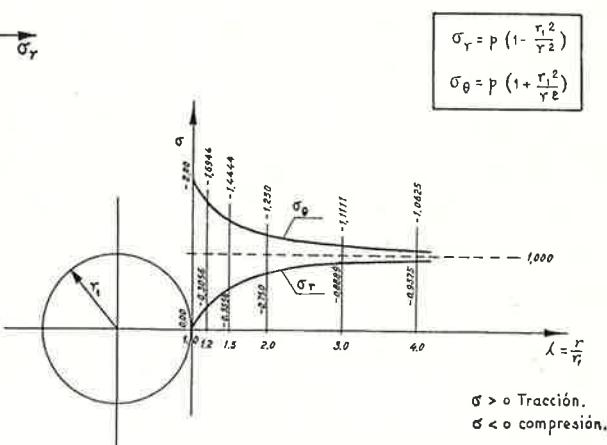


Charge verticale — ($\sigma < 0$ Compression)

Fig. 5 a. — Contraintes élastiques pour section circulaire et charge verticale sur le massif.

ont été augmentées de 10 fois environ et en 1963 le détail des recherches ainsi que la résolution passeront à quelque 10^2 fois l'état précédent.

Les renseignements obtenus par réfraction microsismique concernent les épaisseurs des zones différencierées (voir fig. 2) du massif comprimé de fond et les célérités des ondes élastiques qui se propagent dans ces zones et dans le massif. On peut calculer des modules d'élasticité longitudinale ou au cisaillement et le coefficient de Poisson élastique, mais le comportement différé ou irré-



Charge hydrostatique

Fig. 5 b. — Contraintes élastiques pour section circulaire et charge hydrostatique.

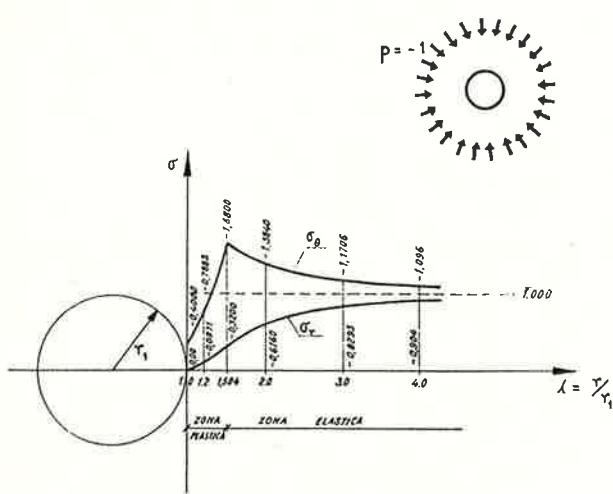


Fig. 5 c. — Contraintes en régime de massif élastique avec zone décomprimée.

versible ainsi que les caractéristiques d'écoulement (fluage) ne peuvent pas être déduites de ces essais.

L'étude complète du comportement rhéologique nécessite la réalisation d'essais lents (statiques) ou, au moins, de quelques essais pour l'identification du massif avec d'autres roches étudiées pour établir une corrélation probable. Ces questions sont considérées sur la partie 4, 3^o.

Les mesures de temps de propagation, après étude des diagrammes espace-temps¹⁵ (dromochroniques et hodogrammes), permettent la détermination de α = célérité des ondes de compression, β = célérité des ondes de distorsion, éventuellement du coefficient d'absorption a ou l'atténuation logarithmique Δ . Les rapports plus importants concernant les caractéristiques élastiques et les phénomènes de viscosité interne sont les suivants :

Caractéristiques élastiques

$$\sigma = \frac{\alpha^2 - 2\beta^2}{2(\alpha^2 - \beta^2)} \sigma \text{ coeff. de Poisson } \left(\frac{1}{m} \right) \quad (3)$$

¹⁵ Voir, op. cit., note 14.

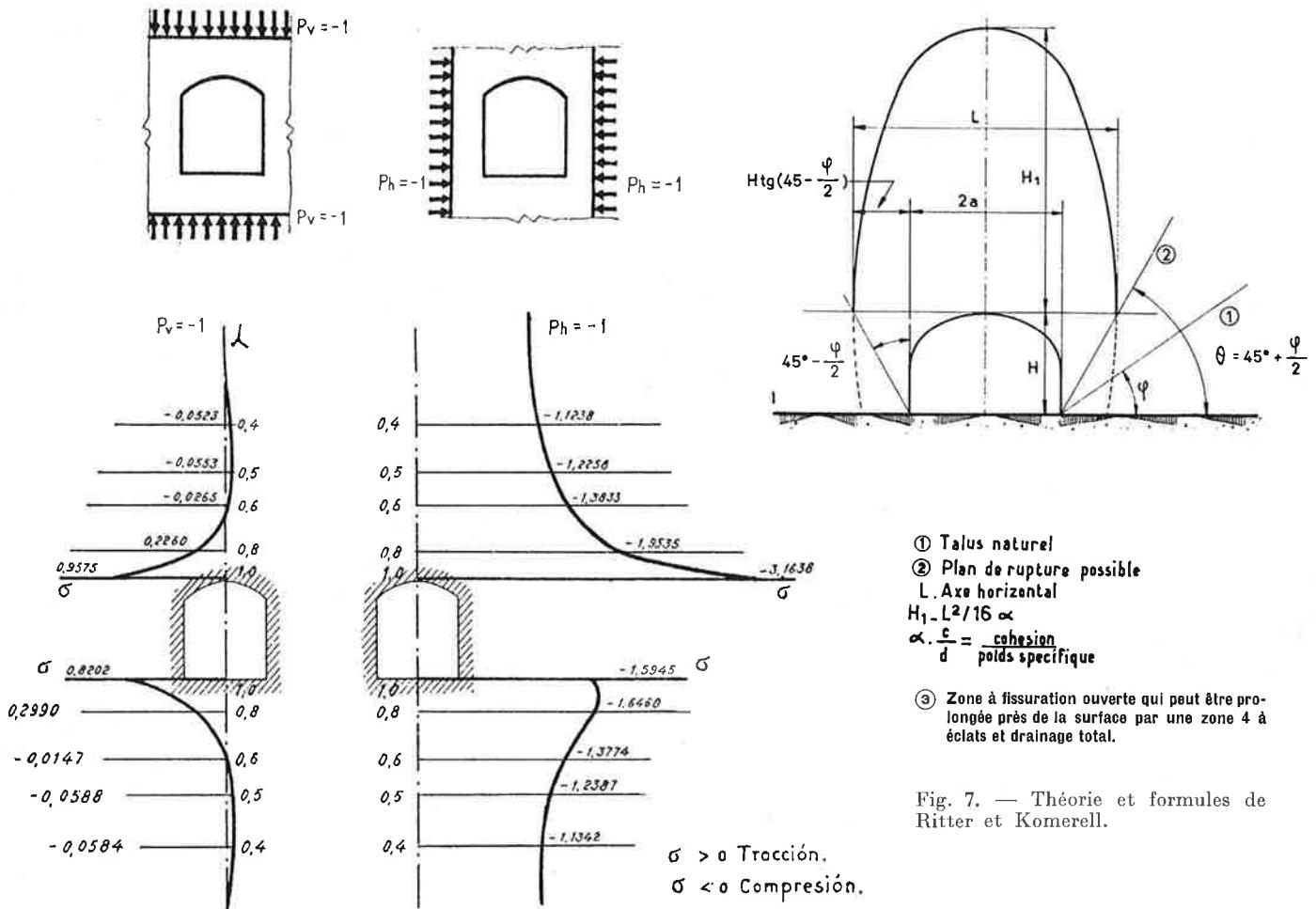


Fig. 6. — Distribution des efforts suivant la théorie élastique pour contrainte verticale ou horizontale.

$$E = \alpha^2 \cdot \delta \cdot \frac{(1+\sigma)(1-2\sigma)}{1-\sigma} \text{ module d'élasticité} \quad (4)$$

$$G = \alpha^2 \cdot \delta \cdot \frac{1-2\sigma}{2(1-\sigma)} \quad (5)$$

$$K = \alpha^2 \cdot \delta \cdot \frac{1+\sigma}{3(1-\sigma)} \text{ module volumétrique} \quad (6)$$

$$\lambda = \alpha^2 \cdot \delta \cdot \frac{\sigma}{1-\sigma} \text{ première constante de Lamé} \quad (7)$$

$$\mu = G = \alpha^2 \cdot \delta \cdot \frac{1-2\sigma}{2(1-\sigma)} \text{ deuxième constante de Lamé} \quad (8)$$

Viscosité interne

a = inverse de la distance où l'oscillation réduit son amplitude de $1/e$ (distance critique)

$$\tau = \text{temps critique (réduction } 1/e) = c \cdot a^{-1} \quad (9)$$

$\Delta = \log. \text{ nat. du rapport d'amplitude après 1 cycle}$

$$\Delta = (f\tau)^{-1} = \lambda \cdot a \quad f = \text{fréquence} \quad (10)$$

$\lambda = \text{longueur d'onde}$

$$\mu_1 = \frac{3 \cdot \delta \cdot \alpha^3 \cdot a}{4\pi^2 f^2} \text{ viscosité interne (poises)} \quad (11)$$

Finalement, on doit noter que ces différentes formules ont été déduites avec l'hypothèse de propagation dans un espace illimité. Si les conditions de forme inter-

viennent, il faut étudier les modifications ou procédés de calcul à adopter¹⁶ qui, très souvent, ont été traités mathématiquement par divers auteurs pour des problèmes d'acoustique, géophysique ou sismologie¹⁷.

La vérification expérimentale pratique des résultats est toujours satisfaisante si l'interprétation et l'identification avec les caractéristiques rhéologiques est correcte, avec élimination de la partie de la déformabilité qui correspond à des phénomènes statiques.

3^e Les essais statiques et les déformations différencées

Les essais *in situ* à l'aide de vérins et plaques d'appui rigides ou souples fournissent des diagrammes effort-déformation qui renseignent sur le comportement rhéologique de la surface du massif rocheux, plus ou moins décomprimé par l'excavation de la chambre d'essai¹⁸. Des essais en chambre pleine d'eau ou à l'intérieur de

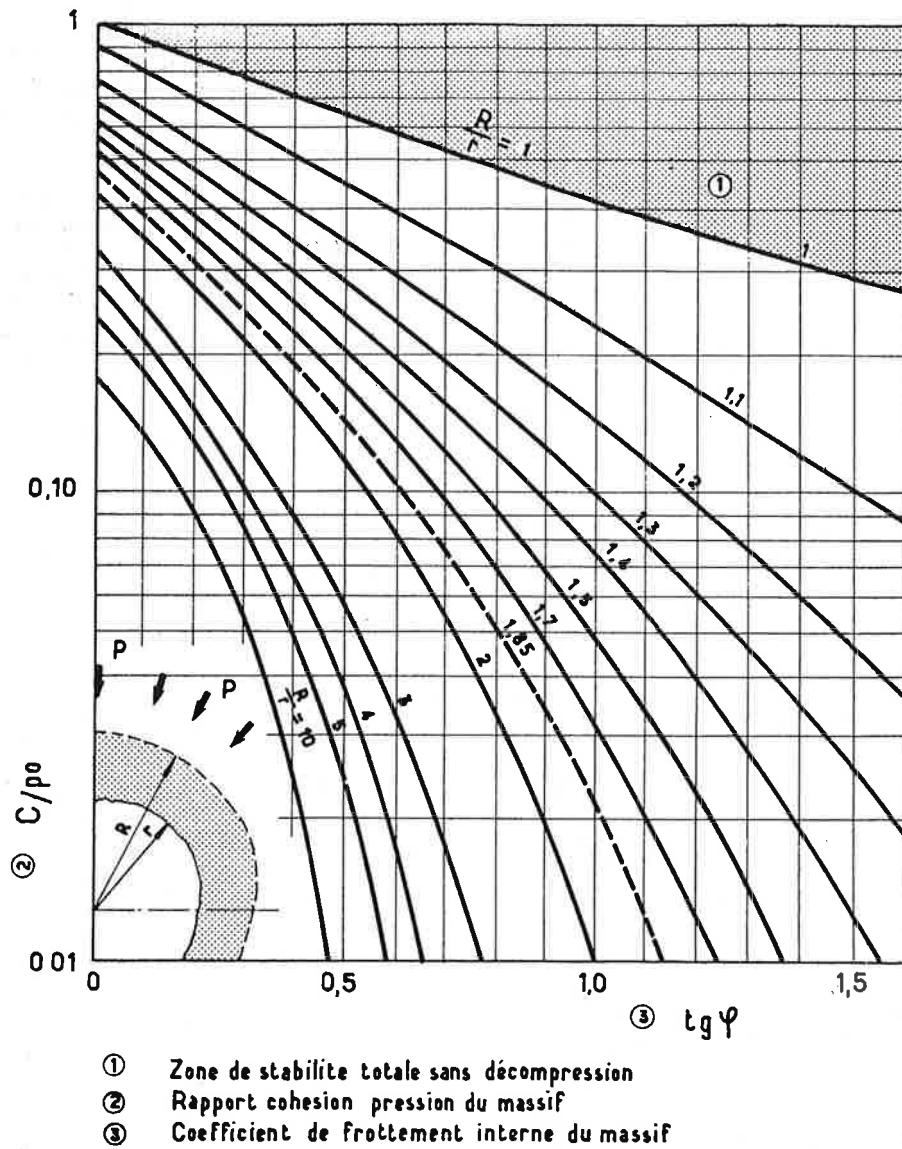
¹⁶ Voir, comme exemples :

TAMM, K. und WEIS, O.: « Wellenausbreitung in unbegrenzten scheiben und in scheibenstreifen ». *Acustica*, Vol. II (1961). CAGNIARD : *Réflexion et réfraction des ondes sismiques progressives*. Gauthier-Villars, Paris, 1939.

¹⁷ Le remarquable ouvrage : EWING, JARDETZSKY and PRESS : *Elastic Waves in Layered Media*, Mc Graw Hill Book Co., New York, 1957, est une très bonne source bibliographique.

¹⁸ Voir les publications citées aux notes 2, 12, 14, et TALOBRE, J. : *Mécanique des roches*, Dunod, Paris, 1957 ; ROCHA, SERAFIM, DA SILVEIRA and NETO : « Deformability of Foundation Rocks », communication au Ve Congrès des Grands Barrages, Paris, 1955.

Fig. 8. — Abaque de Talobre, avec rapports entre décompression et caractéristiques de stabilité : cohésion et angle de frottement.



forages sont moins affectés par la décompression¹⁹ locale, ainsi que les chambres permettant l'essai sur une grande surface. Une intéressante communication²⁰ a été présentée à cette séance concernant ce genre d'essais par M. Ott.

L'analyse des diagrammes effort-déformation, si les contraintes ont été maintenues assez longtemps, permet également d'obtenir des renseignements sur le fluage permanent (écoulement).

Les informations plus importantes concernant la déformabilité statique correspondent :

- a) aux déformations différences récupérables, visco-élastiques et par relaxation du serrage ;
- b) aux déformations irréversibles, comprenant le serrage ou compactage non récupérable et le fluage (écoulement).

¹⁹ Voir : OBERTI, G. : « Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristik des Verformbarkeit der Felsen ». *Geologie und Bauwesen*, Jahrg. 25, 1960.

²⁰ OTT, J. C. et ROBERT, F. : « Technique des mesures et résultats des essais à haute pression du puits blindé d'Electro-Massa ». Réunion sur la Mécanique des roches, novembre 1962. Société suisse de mécanique des sols.

Dans les roches cristallines des galeries, les déformations par visco-élasticité et surtout par fluage permanent sont très limitées, sauf cas exceptionnel. Le serrage, récupérable ou non, peut présenter souvent une plus grande importance comme suite de la relaxation considérable produite par la décompression.

Les rapports plus importants²¹ entre les déformations et les caractéristiques rhéologiques peuvent être exprimés dans la forme suivante :

*Pour le coefficient de déformation totale D
Plaque rigide circulaire*

$$D = \frac{P \pi v}{2 \Delta} (1 - v^2) \quad (12)$$

où : P = contrainte moyenne sur la plaque circulaire de rayon r ;
 Δ = déformation ou enfoncement total ;
 v = coefficient de transmission latérale.

²¹ En plus des ouvrages cités aux notes 2 et 11, on emprunte des formules ou rapports à :

BUCHHEIM, W. : « On the consideration of time in the theory of Mechanical Behaviour of Rocks ». *Geologie und Bauwesen*, 27. Jahrg., 1962.

Prof. GIULIANI, H. (Cuyo Argentina) : *Comportamiento visco-elasto-plástico de los materiales y sus efectos estaticos*. Instituto E. Torroja, Madrid, 1962.

$$D = 0,96 \frac{P \sqrt{F}}{\Delta} (1 - v^2) \quad (13)$$

où : Δ = enfoncement du centre de la plaque circulaire.
 F = surface de la plaque circulaire.

Pour le module d'élasticité E

$$E = \frac{P \pi v}{2 \Delta_e} (1 - \sigma^2) \quad (14)$$

$$E = 0,96 \frac{P \sqrt{F}}{\Delta_e} (1 - \sigma^2) \quad (15)$$

équivalentes à celles de D avec σ coefficient de Poisson et Δ_e partie élastique de la déformation.

Pour la déformation réversible Dr

Les mêmes formules que E peuvent être utilisées avec Δr qui correspond à la déformation réversible et les valeurs de dilatation latérale récupérable v_r .

Approximativement, on peut utiliser σ , plus facile à mesurer.

Pour la viscosité apparente de la déformation irréversible

Formule approximative BF 61⁽¹⁾ pour plaque circulaire rigide de 280 mm de diamètre.

$$\mu = 7,2 \cdot 10^{12} \frac{P \cdot t}{\Delta f} \text{ poises} \quad (16)$$

où t = temps en heures ;

Δf = déformation irréversible en 10^{-3} cm.

Pour le serrage irréversible

$$S_p = \frac{D_p D_r}{D_r - D_p} \quad (17)$$

où : S_p = coefficient de serrage pour contrainte p ;
 D_p = coefficient de déformation totale pour
contrainte p ;
 D_r = coefficient correspondant à la déformation
réversible,

cette expression approximative ne tient pas en compte les coefficients de collaboration latérale.

Rapports pour les coefficients de collaboration latérale

Approximativement, on peut observer dans la plupart des essais que la déformation transversale se rapproche de celle élastique donnée par σ . Avec cette hypothèse simplificatrice :

$$v = \sigma \frac{D}{E} \quad (18)$$

plus exactement, sauf cas exceptionnels :

$$v = v_r \frac{D}{E} \quad (19)$$

Toutes ces expressions sont utilisables pour obtenir des caractéristiques comparables sur les roches cristallines normales, peu anisotropes. Dans d'autres cas, elles peuvent induire à des erreurs importantes, lorsque le comportement rhéologique s'éloigne de celui que nous avons indiqué ci-dessus.

4^o Les recherches sur la stabilité

Tels qu'indiqués au paragraphe 2, 1^o et 2^o, dans les roches cristallines les problèmes de stabilité peuvent

⁽¹⁾ Déduite des essais. Elle peut être remplacée actuellement par le calcul plus exact de MUZAS, op. cit. (12).

être traités, si on connaît les caractéristiques de dislocation, par le critère de Coulomb, c'est-à-dire la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ .

On peut distinguer :

- a) Les caractéristiques de la roche matrice.
- b) Celles de l'ensemble du massif rocheux.
- c) Le comportement des fractures.

Les essais nécessaires pour définir ces caractéristiques doivent permettre l'obtention de l'état critique ou limite de stabilité dans les conditions les plus semblables possibles à la réalité. Les essais *in situ* sont indispensables, tout au moins pour b) et c) ; ils sont réalisés à l'aide de vérins (méthode Talobre²²) avec plaques rigides d'appui ou par d'autres systèmes capables de produire le début de la dislocation (chambre sous pression, essai Casagrande à grande échelle). Il faut s'assurer de la validité des bases de calcul employées par la suite pour l'interprétation. S'il est possible, une vérification doit être établie par les glissements ou effondrements naturels dans le massif, chose très souvent faisable après exploration détaillée.

En ce qui concerne le comportement des fractures isolées, la norme usuelle est de considérer comme nulle sa cohésion et mesurer son angle de frottement. Les résultats sur les roches cristallines varient largement entre 10 et 30 degrés, voire 40 degrés s'il s'agit de fractures sans remplissage argileux.

Pour l'équilibre du soutènement et du revêtement des tunnels avec fortes couvertures, ce sont les conditions du massif décomprimé et fissuré de la zone décomprimée en surface qui sont généralement les plus importantes. L'inévitable caractère ponctuel des essais mécaniques demande, pour que les résultats soient réellement représentatifs, sa multiplication en nombre suffisant.

Une fois définies les contraintes qui produisent l'état critique lors de la montée en pression, on obtient des points de la « surface intrinsèque » de stabilité. Dans les milieux suffisamment isotropes, la surface de révolution est définie par une « courbe intrinsèque » méridienne (fig. 1). La relaxation des pressions peut fournir aussi des points correspondant aux remaniements dus à la pression active du terrain. Pour bien établir les contraintes limites, il faut disposer un nombre suffisant d'extensomètres dans les positions qui conviennent d'après la méthode de mise en charge utilisée. Suivant les dispositions, on passe de 20 à 8 extensomètres et il paraît possible également de réaliser des dispositifs efficaces à 4 extensomètres.

Les appareils utilisés au tunnel du Mont-Blanc étaient équipés de 14 extensomètres, vérin de 200 t, suivant les normes usuelles dans les essais du SEPH (Talobre) de l'Electricité de France.

5. Les vérifications et contrôles lors de l'exécution et traitement

1^o Contrôle du risque d'éboulement

Les remaniements du rocher qui précèdent un éboulement permettent assez facilement un contrôle de sécurité

²² Voir TALOBRE, ouvrages cités aux notes 11 et 12.

KLAUS, J. : « Die Praxis der Felsgrossversuche beschrieben am Beispiel der Arbeiten an der Kurobe Staumauer in Japan », *Geologie und Bauwesen*, 27. Jahrg., Heft 1, 1961.
ROCHA, SERAFIM, ouvrage cité à la note 18.

dans les galeries où il est possible d'utiliser pour l'auscultation des périodes d'arrêt. L'enregistrement peut se faire sur magnétophone à pistes multiples et révisé ultérieurement (fig. 9).

Les tunnels en cristallin à forte couverture sont plus difficiles à contrôler, car la pression de la montagne produit continuellement des ébranlements en profondeur qui rendent très difficilement l'identification de ceux qui peuvent être considérés comme dangereux. Seule la cadence accélérée de ces derniers permet de les distinguer, ainsi qu'en certains cas une prolongation de l'ébranlement à la suite d'une ouverture suivie de fissures. Parfois les séries d'ébranlements accélérés finissent dans un *coup de fond* ou *éclat* de la paroi. Ce phénomène libère une quantité importante d'énergie de la pression de la montagne et peut être enregistré en écoute magnétique à plusieurs centaines de mètres.

2^o Contrôle de la qualité du béton de revêtement

L'expérience des contrôles en galerie démontre que les difficultés de mise en place du béton de revêtement influent souvent sur sa qualité finale. Les bétons des revêtements présentent très souvent une qualité bien plus basse que les bétons des ouvrages extérieurs, tels que barrages ou bâtiments.

La reconnaissance à l'aide de la microsismique exécutée *in situ* avec de très petits écarts (inférieurs à Z_1 , fig. 10) permet un contrôle rapide et efficace de la qualité moyenne et des éventuels défauts locaux. La figure 11 représente un ensemble de résultats obtenus dans les tunnels et galeries alpines du Mont-Blanc et Malgovert ainsi que dans celles du massif nord-ouest ibérique de Saint-Augustin, Eume et Bibey et sur les Pyrénées à Esterri. Le rapport entre armatures (quantité d'acier) et qualité béton indiquée sur la série n° 2 est intéressant, car il met en évidence l'incidence des difficultés de mise en place sur la qualité finale du béton (fig. 10).

3^o Contrôle de la liaison revêtement rocher

L'exécution des essais microsismiques avec un écart supérieur à Z_1 (fig. 10) représente très clairement l'état de la liaison béton-rocher. Non seulement les célérités de transmission seront elles-mêmes différentes, mais aussi le genre d'onde propagée²³.

En plus, dans les massifs cristallins le béton est normalement moins rigide que le rocher et les réfractions continuent à bien définir derrière le revêtement les particularités du massif et les zones décomprimées, si la liaison du revêtement avec le rocher est bonne et s'il n'y a pas de blindage continu important en acier.

La figure 12 indique des résultats partiels obtenus sur le revêtement du tunnel du Mont-Blanc.

Dans ce dernier cas, ou bien lorsque exceptionnellement le béton est plus rigide que le fond, on peut utiliser la méthode à l'aide de perforations pour placer les capteurs ou géophones dans l'intérieur du massif. La profondeur des orifices peut être calculée d'après les données et lois de la réfraction. En général, il suffit d'une profondeur

$$Z = Z_1 + k \cdot e \quad (20)$$

²³ Voir : BOLLO, M. F., cité à la note 14.

STONELEY, R. : « The Effect of a Low-velocity Internal Stratum on Surface Elastic Waves ». *Month. not. Roy Astr. Soc.*, vol. 6, pp. 28-35, 1950.

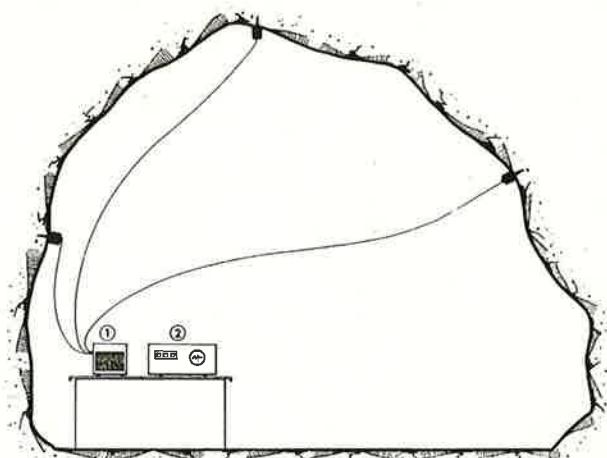


Fig. 9. — Schéma de la disposition d'auscultation de la progression de la fissuration et de la décompression dans un souterrain.

1. Amplificateur multivoies relié aux géophones.
2. Enregistreur magnétique.

où (fig. 10) : Z_1 = épaisseur du revêtement ;
 k = constante égale à 0,6 pour revêtement en béton avec faible renforcement acier, et 0,8 fort renforcement ou blindage acier résistant ;
 e = écart entre capteurs. S'il est variable on utilise :
 e_m = écart moyen entre capteurs, à conseiller entre 0,8 et 3 m. Si possible uniforme.

Il est possible d'économiser des perforations en groupant 3 capteurs avec 2 écarts, tels que $0,8 e_m$ (formule 20) et en laissant entre groupes de capteurs des écarts de 2 à $3e_m$.

4^o Contrôle du traitement par injections

L'exécution des mesures de contrôle avant et après injections permet d'apprécier l'influence du traitement sur l'amélioration des caractéristiques des zones décomprimées. La méthode microsismique²⁴ permet des vérifications assez rapides, sûres et peu coûteuses. Des points fixes sont utilisés pour les capteurs ou, éventuellement, des perforations munies de bouchons pour éviter son remplissage lors du traitement.

L'essai mécanique statique, nécessaire pour une connaissance plus exacte du problème résistant, est moins aisément à effectuer. On peut réaliser des vérins pour forages ou des vérins plats Freyssinet. Il serait toutefois important d'effectuer quelques-uns de ces essais dans chaque galerie, pour établir une corrélation assez précise permettant de prévoir les caractéristiques dans toutes les zones où l'essai dynamique microsismique est réalisé.

L'expérience de divers chantiers permet de prévoir qu'en général dans les terrains cristallins il est possible

²⁴ Voir en plus BOLLO, M. F., *op. cit.* à la note 14.
WEYERMANN, W. : « Possibilidades dos métodos geofísicos no estudo dos revestimentos necessários para galerias ». Communication à la 1^{re} Réunion internationale de Géophysique du génie civil, LNEC, Lisbonne, 1960.

2. Influence des armatures sur la qualité du béton

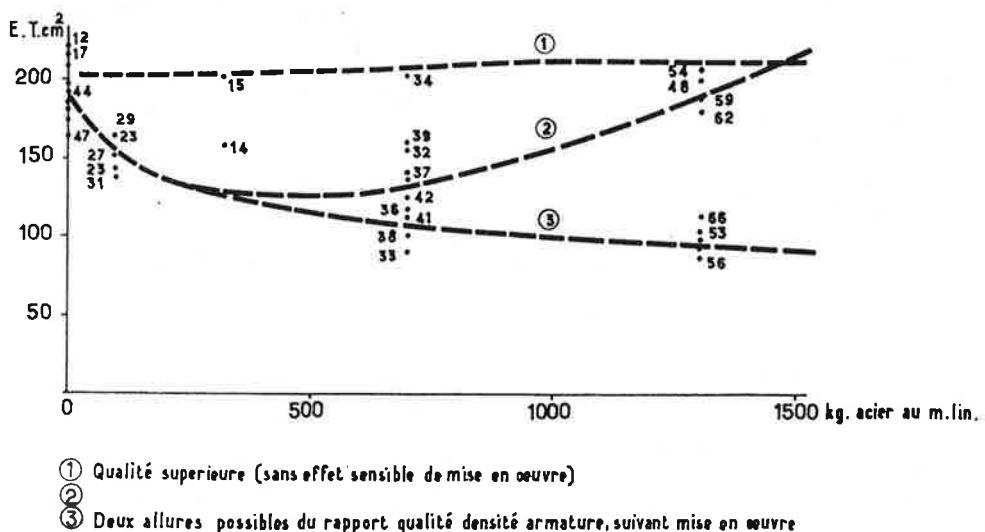


Fig. 10. — Rapport entre densité de barres de renforcement en acier et qualité du béton de revêtement.

de traiter les zones décomprimées jusqu'à obtenir des caractéristiques géotechniques de l'ordre de :

$$\begin{aligned} D &= 90 \text{ t/cm}^2 \text{ à } 150 \text{ t/cm}^2 \\ E &= 120 \text{ t/cm}^2 \text{ à } 200 \text{ t/cm}^2 \\ c &= 4 \text{ à } 10 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi &= 35^\circ \text{ à } 50^\circ \end{aligned}$$

et parfois il est possible de dépasser ces valeurs. Un exemple en rapport avec la publication citée de Weyermann (note 24) se trouve sur la figure 13.

Les injections profondes à très haute pression ($> 50 \text{ kg/cm}^2$) peuvent être utiles pour compenser d'une façon sensible la décompression profonde du massif. Des traitements de ce genre ont très bien réussi sur la galerie en forte charge de Roselend (Haute-Savoie).

5^e Contrôle de l'évolution générale des zones affectées par la galerie

Des essais périodiques permettent l'étude de l'évolution du massif rocheux autour de la galerie et, éventuellement, du revêtement.

L'expérience de divers chantiers de galeries à forte charge où cette évolution a été observée indique que la décompression de surface apparaît en premier lieu comme suite du tir²⁵, la figure 14 présente un essai réalisé pendant un tir à la galerie du Carla (Massif Central, France) et après un certain délai commence une progression d'allure logarithmique.

Des mesures journalières pendant dix à vingt jours et espacées après progressivement jusqu'à devenir

²⁵ Voir BOLLO, M. F. : « Méthode sismo-élastique dans les recherches géomécaniques », Communication à la 1^{re} Réunion internationale de Géophysique du génie civil, LNEC, Lisbonne, 1960.

1. Schéma de mesures microsismiques sur le béton du revêtement d'une galerie

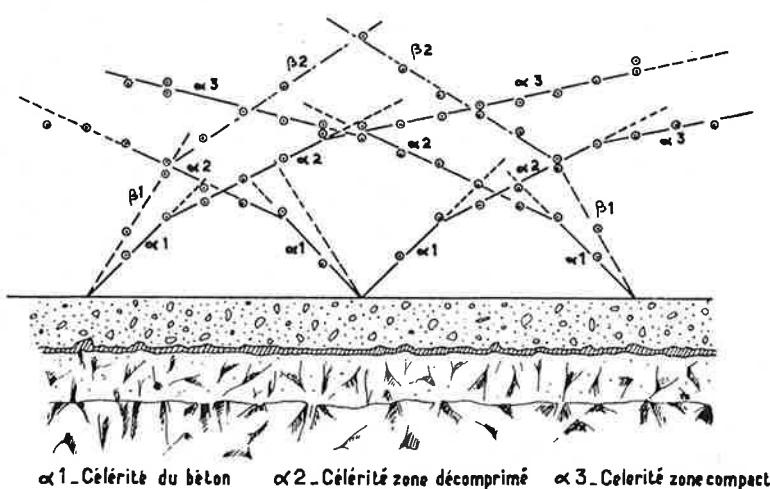
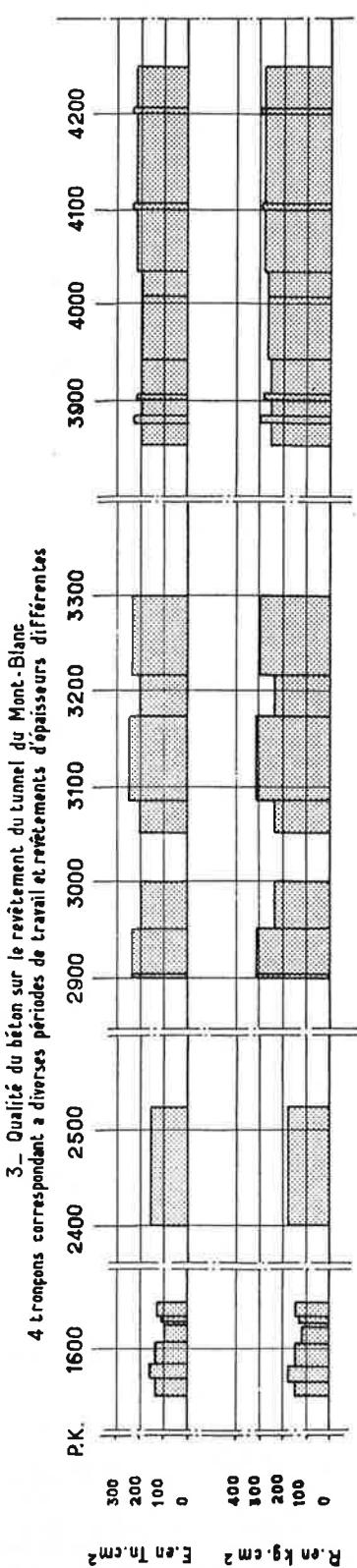


Fig. 11. — Auscultation du béton, de la liaison béton-rocher et du rocher de fond.

Fig. 12. — Quelques résultats partiels dans l'auscultation *in situ* du béton du revêtement du tunnel routier sous le Mont-Blanc.



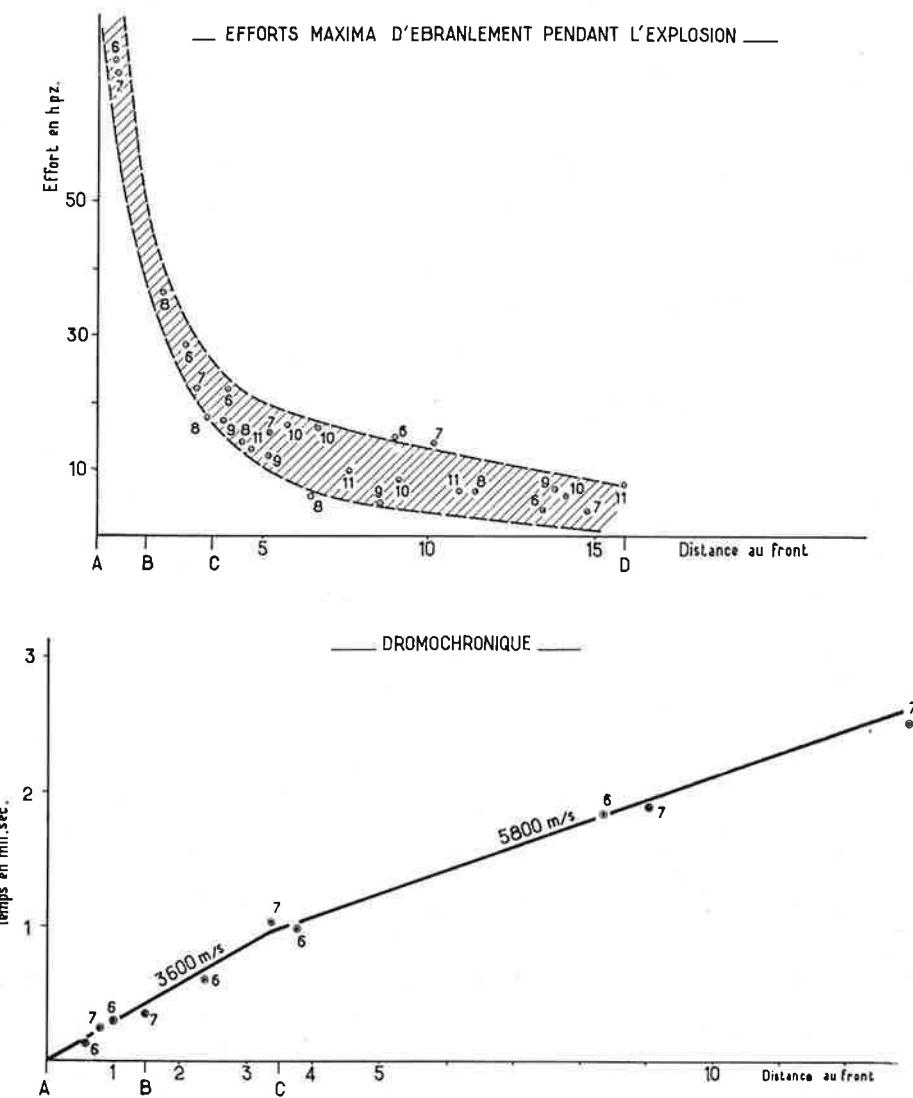
semestrielles après deux ans, donnent en général une bonne image du phénomène. La figure 15 montre l'évolution observée à Bao, Saltos del Sil, Espagne. Des diagrammes analogues, avec un développement plus important des phénomènes de décompression, s'ébauchent dans les essais du tunnel routier du Mont-Blanc, fig. 16, encore en cours.

L'exécution de ce genre d'essais est facilitée si l'on scelle à poste fixe, à diverses profondeurs dans le massif, des capteurs qui restent définitivement en place.

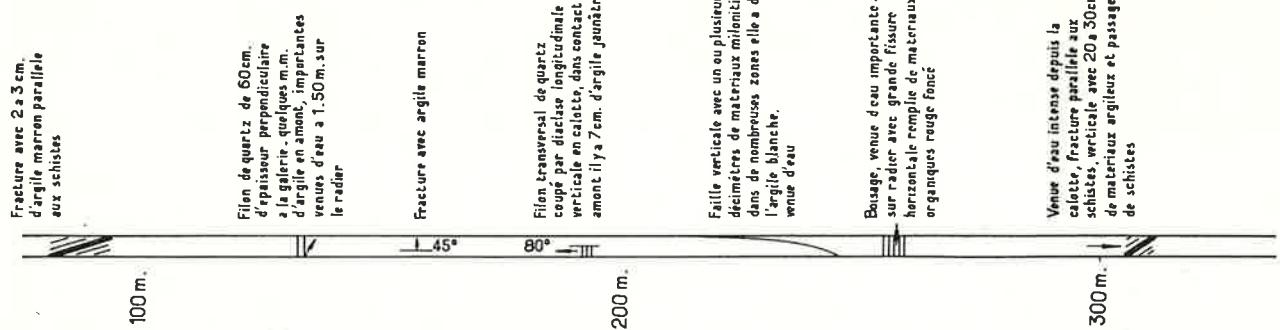
6. Résumé final

L'exposé que j'avais prévu à l'intention de mes collègues de la Société suisse de mécanique des sols et fondations a dû être abrégé, afin de permettre de traiter sommairement les thèmes développés, spécialement sur les parties 4 et 5. Ces questions se rattachent à des problèmes généraux de mécanique des roches, dont l'étude fait des progrès très rapides actuellement. Cette publication correspond à l'ensemble des diverses questions considérées.

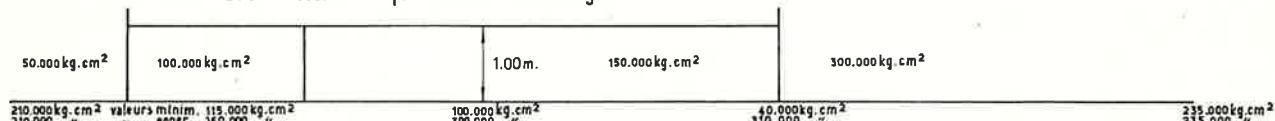
Fig. 14. — Les premiers effets du tir à l'explosif. Essais à la galerie du Carla, France.



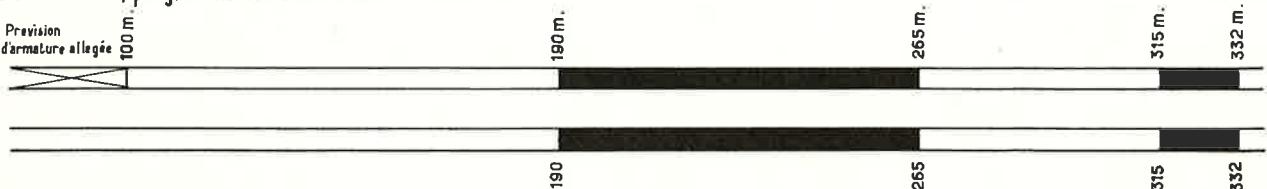
Plan de la galerie avec les détails du terrain



Modules d'élasticité de la roche avant et après revêtement et injection



Gunite armée, programme et réalisation



Distribution des 4 phases d'injections de ciment

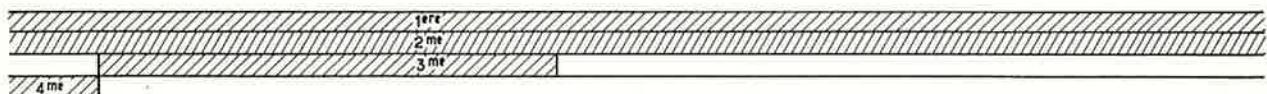


Fig. 13. — Vérification et contrôle du traitement par injections du revêtement de la galerie de l'Eume, d'après M. WEYERMANN et l'auteur.

Comme résumé général de ces questions, on peut indiquer que les possibilités d'étude, à l'heure actuelle, sont très favorables pour l'exécution des recherches. Des moyens pratiques existent pour effectuer des études relativement peu coûteuses dans des délais rapides et

PROGRESSION DE LA DECOMPRESSION A LA GALERIE DE BAO section Mourela

avec des résultats d'interprétation qui permettent de prendre avec une large garantie des décisions importantes.

L'expérience des travaux autorise déjà à déduire d'importantes conclusions sur le comportement des massifs rocheux autour d'une galerie. L'exécution de recherches dans les années à venir permettra de déduire prochainement beaucoup plus de renseignements et d'arriver à établir une théorie géomécanique des tunnels et galeries, de toute utilité pour l'établissement des projets et l'exécution des ouvrages.

BIBLIOGRAPHIE

- BOLLO, M. F.: « Investigación sobre el estado elástico de los macizos montañosos. *Las Ciencias*, Madrid, 1958.
- « Méthode sismoélastique dans les recherches géomécaniques ». 1^{re} Réunion int. Géophysique du génie civil, LNEC, Lisbonne, 1960.
- « Applications de la microseismique à la construction de galeries ». *Geologie und Bauwesen*, 26. Jahrg., Heft 2, Salzbourg, 1961.
- « Zones décomprimées et altérées des versants à forte pente ». *Geologie und Bauwesen*, 26. Jahrg., Heft 4, Salzbourg, 1961.
- « Le projet de fondations et le comportement des roches ». Revue *FIANI* n° 35, Paris, 1962.
- HACAR, M. A., MUZAS, F.: « Proyecto de túneles y galerías ». CEH, Madrid, 1963.
- BUCHEIM, W.: « On the consideration of time in the theory of Mechanical Behaviour of Rocks ». *Geologie und Bauwesen*, 27. Jahrg., Salzbourg, 1962.

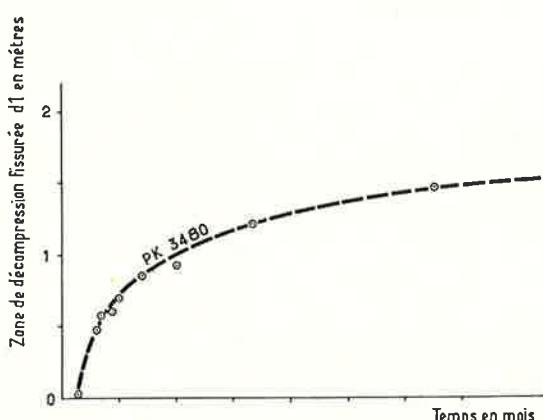


Fig. 15. — Evolution de la décompression à Bao, Saltos del Sil, Espagne.

— PROGRESSION DE LA DECOMPRESSION A LA GALERIE DU MONT-BLANC —

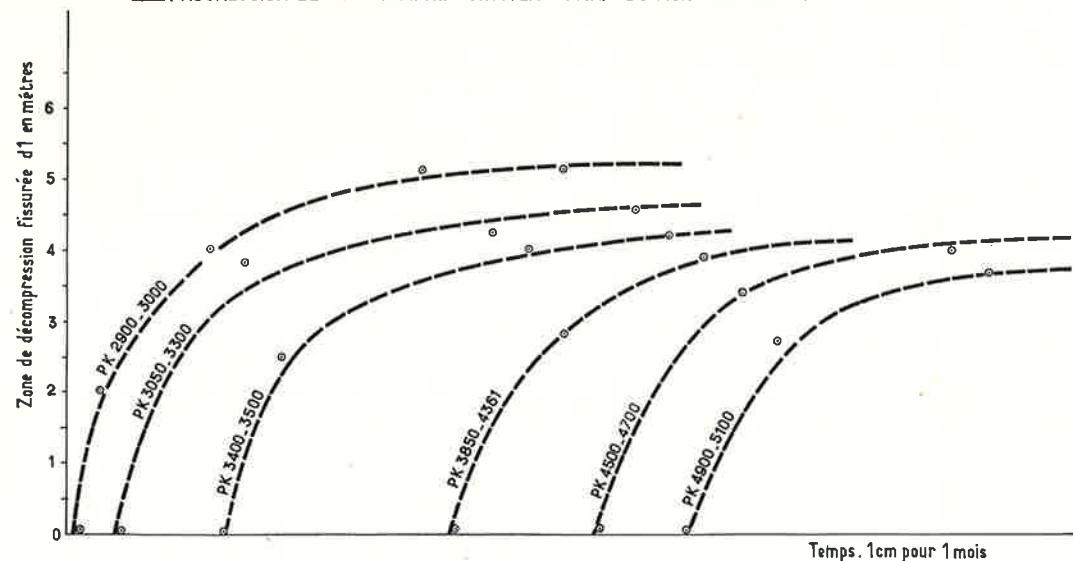


Fig. 16. — Evolution jusqu'au mois de décembre 1962 de la décompression à diverses abscisses du tunnel du Mont-Blanc.

CAGNIARD : *Réflexion et réfraction des ondes sismiques progressives*. Gauthier-Villars, Paris, 1939.

KOECHLINS : *Mécanisme de l'eau*, t. III.

KUNTZMANN, M. et BOUWARD, M. : « Tunnel cylindrique de révolution dans un milieu indéfini. *Annuaire de l'Institut polytechnique de Grenoble*, fasc. II, n° 1, Grenoble, 1953.

MUSCHELISCHWILI, N. J. : *Einige Grundprobleme der mathematischen Elastizitätstheorie*. P. Noordhoff Ltd., Groningen (Hollande), 1953.

OBERTI, G. : « Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristik des Verfirmsbarkeit der Felsen ». *Geologie und Bauwesen*, 25. Jahrg., Salzbourg, 1960.

OTT, J.-C. et ROBERT, F. : « Technique des mesures et résultats des essais à haute pression du puits blindé d'Electro-Massa ». Société suisse de mécanique des sols. Réunion sur la Mécanique des roches, Novembre 1962.

ROCHA, SERAFIM, DA SILVEIRA and NETO : « Deformability of foundation rocks ». Ve Congrès des Grands Barrages, Paris, 1955.

SAWIN, G. N. : *Spannungserhöhungen am Rande von Löchern*. V.E.B. Verlag Technik, Berlin, 1956.

STONELEY, R. : « The Effect of a low-velocity Internal Stratum on Surface Elastic Waves ». *Month. Roy. Astr. Soc.*, vol. 6., Londres, 1950.

TALOBRE, J. : *Mécanique des roches*. Dunod, Paris, 1957.
— « La détermination expérimentale de la résistance des roches d'appui des barrages et des parois des souterrains ». Communication R 37. Congrès des Grands Barrages, Rome, 1961.

TAMM, K. und WEIS, O. : « Wellenbe-ausbreitung in un grenzen Scheiben und in Scheibenstreifen ». *Acustica*, Vol. II, 1961.

TERZAGHI, K. : « Stability of steep slopes ». *Géotechnique*, Décembre 1962.

WEYERMANN, W. : « Possibilidades dos métodos geofísicos no estudo dos revestimentos necessários para galerias ». 1^{re} Réunion internationale de Géophysique du génie civil, LNEC, Lisbonne, 1960.

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

- 25 1960 F. Kobold
vergriffen Methoden und Ergebnisse der in den Jahren 1956 bis 1959 im Rutschgebiet von Schuders durchgeführten Verschiebungsmessungen
- 26 1961 Verbesserung des Baugrundes. Vorträge, gehalten am 13. November 1959 anlässlich der Herbsttagung in Bern
D. Bonnard et E. Recordon: Les sols stabilisables au ciment en Suisse romande. — F. Balduzzi: Bodenstabilisierung im Nationalstraßenbau. — J. Huder: Dimensionierung von Straßen mit stabilisierten Schichten. — M. Halder: Grundwasserabsenkung mit dem «Wellpoint»-Verfahren. — H. J. Lang: Mechanische Verdichtungsgeräte
- 27 1961 Aménagement de la chute Arnon-Diablettes
vergriffen Pierre Payot: Avant-propos. — R. Pernet/R. Dumont: Les ouvrages de génie civil
- 28 1961 J. Zeller
vergriffen Sickerströmungen als Folge von Stauspiegelschwankungen. Einfluß der Länge des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — Einfluß der Tiefe des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — The Significance of Aquifer Porosity in Non-Steady Seepage Flow with Free Surface
- 1 1961 Problèmes géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. Deux fondations profondes à Genève. Conférences tenues lors de la réunion de printemps, les 20/21 mai 1960 à Nyon
vergriffen Robert Ruckli: Die Autobahn Lausanne-Genf. — E. Dubochet: Projektierung und Ausführung der Autobahn Genf-Lausanne. — E. Recordon: Quelques aspects des études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. L'organisation des études. — J. E. Bonjour: Le profil géotechnique. La superstructure de l'autoroute Lausanne-Genève. — P. Knoblauch: Problèmes de fondation pour l'agrandissement des magasins «Au Grand Passage» à Genève. — F. Jenny/A. Kündig/P. Vajda: Unterirdische Groß-Garage «Rive Centre» in Genf
- 30 1961 Pfahlgründungen. Vorträge, gehalten am 11. November 1960 anlässlich der Herbsttagung in Solothurn
G. Schnitter: Neuere Pfahlgründungen. — A. Müller: Der MV-Pfahl. — R. Haefeli: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation. — H. Bucher: Bohrpfähle und Pfahlwände System «Benoto». — R. Ledermann: Preßbeton-Bohrpfähle System «Hochstraßer-Weise». — W. Pfenninger: Gerammte und gebohrte Ortsbetonpfähle System «Franki». — F. Ferrario: Fundation eines Hochhauses mit gerammten Ortsbetonpfählen System «Züblin-Alpha». — A. Steiner: Beton-Bohr-Pfähle, Ausführungsart Brunner. — E. Kissenkennig: Utilisation de pieux forés, Système Radio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles. — W. Graf: Icos-Veder-Bohrpfähle. — F. Andres: Tragfähigkeitsvergleiche zwischen gerammten und gebohrten Ortspfählen
- 1 1961 H. U. Scherrer
vergriffen Praktische Anwendung der Verdichtungskontrolle nach J. Hilf
A. von Moos und A. Schneller: Rutschung eines Straßendamms in einem Torfgebiet bei Sargans, Kanton St.Gallen
- 32 1961 W. Heierli
Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich
- 33 1962 Barrages en Suisse
vergriffen G. Schnitter: Diges en terre ou en enrochements. — O. Ramberg: Sondages, injections et traitement du sous-sol. — Ch. Schaefer: Le comportement des digues en terre pendant leur construction et durant l'exploitation de l'aménagement
- 34 1962 L. Bendel
vergriffen Die Fundation von Kunsteisbahnen
G. Amberg
Temperaturmessungen im Fundationsmaterial von Kunsteisbahnen
- 35 1962 G. Schnitter und F. Müller
vergriffen Die Defektion von Straßendecken unter einer Radlast
G. Schnitter und R. Jenatsch
Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Güterwegebau

Nr.

- 36 1962 Conférences tenues lors de la réunion d'automne à Bienne, le 22 novembre 1961, et contribution des auteurs suisses au 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundations, Paris 1961
vergriffen Conférences: J. Huder: Bodeneigenschaften und deren Bestimmung. — N. Schnitter: Pfahlgründungen. — H. Zeindler: Bau von Straßen, Flugpisten und Eisenbahnen. — A. von Moos: Verschiedene Probleme. — Ch. Schaefer: Fondations. — E. Recordon: Poussée des terres sur les ouvrages. — J. Descaudres: Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélevements d'échantillons. — J. C. Ott: Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes.
Contributions: L. Bendel et D. Bovet: Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique. — R. Haefeli et H. Bucher: New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles. — D. Bonnard, H. Mayer et E. Recordon: Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. — G. Schnitter et A. Boller: Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity. — G. Schnitter et R. Zobrist: Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland. — B. Gilg et F. P. Gerber: La digue de Mattmark. Essais et études préliminaires. — J. C. Ott, T. Berg et R. Chappuis: Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les sous-pressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux. — H. B. Fehlmann: L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil
- 37 1962 H. Bendel
Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erd-dämmen
- 38 1962 Geotechnische Probleme des Nationalstraßenbaus. Vorträge, gehalten anlässlich der 7. Hauptversammlung in Zürich am 4. Mai 1962
R. Ruckli: Einführung. — Ch. Schaefer: Du cas général et du cas particulier en géotechnique routière. — P. Halter: Die Bodenmechanik im Nationalstraßenbau. — H. Stüssi: Der Erdbauingenieur im Dienste des Straßenbauers. — U. Kunz: Moderne Fundationsmethoden beim Bau der Nationalstraße N 1 Abschnitt Bern-Kantongrenze. — H. Zeindler: Materialtechnische Probleme und ihre Lösung beim Bau der neuen Grauholzstraße. — R. Wullimann: Erfahrungen beim Bau von Straßendecken in rutschgefährdetem Gebiet. — F. P. Jaeklin: Der Versuchsdamm in Oerlingen. — R. Sevaldson: Der Versuchsdamm bei Horgen an der linksufrigen Höhenstraße (N 3). — A. von Moos und M. Gautschi: Ergebnisse einiger Straßenversuchsdämme auf schlechtem Grund in der Schweiz. — H. Jäckli: Moränen als Baugrund und Baustoff. — Tiefbauamt der Stadt Zürich/Ingenieurbureau Altendorfer, Cogliatti & Schellenberg: Bau des Altstetterviaduktes in Zürich
- 39 1962 E. Recordon
Contribution au calcul de l'épaisseur de la superstructure des chaussées
- 40 1963 J. E. Bonjour
vergriffen Détermination de la profondeur du froid dans les chaussées
- 41 1963 J. Huder
Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide
- 42 1963 Bodenstabilisierung — Stabilisation des sols
Ch. Schaefer: Die Erdbauingenieurkunst als Grundlage der Bodenstabilisierung. — R. F. Zobrist: Bodenstabilisierung mit Zement. — V. Kuonen: Bodenstabilisierung mit Kalk. — F. Müller: Die Teerstabilisierung. — P. Fries: Bodenstabilisierung mit Bitumenemulsionen. — A. Boller: Die Verstärkung des Straßenkörpers auf dem Teilstück Gland-Rolle-Allaman der Autobahn Genf-Lausanne. — I. Karakas: Quelques expériences de stabilisation au ciment faites sur l'autoroute Genève-Lausanne. — E. Abt: Die Kalkstabilisierung im Forststraßenbau. — R. Vogler: Ausbau bestehender Straßen mit Teerstabilisierung. — R. Jonatsch: Beispiel einer Nationalstraßenbaustelle. — G. Wührmann: Quelques exemples pratiques sur la stabilisation des sols et des matériaux tout-venant à l'aide d'emulsions de bitume stables du type E. L. — E. Prandi: Le laitier granulé dans le traitement des couches de base. — W. Aichhorn: Entwicklung der Bodenstabilisierung in Österreich. — Das Bauprogramm 1963 für die Nationalstraßen — Programme de construction des routes nationales pour 1963
- 43 1963 Bewässerungs- und Wasserkraftanlagen in Syrien
F. Stöcklin: Projektierung der Dammbauten am Oronte in Syrien. — H. Schwegler: Dammbauten in Syrien

Se vorläufig

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.		Nr.	
44 1963	D. Bonnard Résultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées G. Schnitter Die Geotechnik im neuzeitlichen Straßenbau	48 1964	I. Karakas Utilisation de machines électroniques pour calculer la stabilité des talus. — Quelques aspects géotechniques de la construction de la fondation de l'autoroute Genève-Lausanne. E. Recordon Utilisation du nucléodensimètre pour le contrôle de la compacité des remblais. — Filtres pour drainages.
45 1963	G. Schnitter und R. Jenatsch Die Dimensionierung des Straßenoberbaues mit flexibler Decke Armin von Moos Geotechnische Probleme beim Bau schweizerischer Nationalstraßen	49 1964	G. Schnitter Bentonit im Grundbau R. Delisle et Ed. Recordon Le mur de soutènement de la gare de Genève-La Praille Ch. Schaefer et G. Amberg Expériences faites avec des cellules à pression placées dans une culée d'une route en béton précontraint
46 1963	Problèmes d'injections. Conférences tenues à la 6 ^e Assemblée générale le 9 juin 1961 H. Cambefort: L'injection et ses problèmes. — R. Barbedette: Percement des galeries en terrain difficile, méthode des injections à l'avancement. — K. Boesch: Injektionen im Fels. — K.-A. Fern et W.-H. Montgomery: Quelques applications du coulis chimique AM-9. — A. Verrey: L'aménagement hydroélectrique de Mattmark. — B. Gilg: Das Kraftwerk Mattmark — Das Projekt des Dichtungsschirmes unter dem Staudamm Mattmark. — Ch. E. Blatter: Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark	50 1964	Vorträge über Felsmechanik, gehalten an der Herbstversammlung in Luzern am 9. November 1962 G. Schnitter: Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick. — F. de Quervain: Der Fels als Gesteins-Großbereich. — O. Frey-Baer: Stollenvortriebs-Sicherung. — W. Weyermann: Verbesserung der Felsenschichten durch Injektionen. — L. Müller: Die technischen Eigenschaften des Gebirges und ihr Einfluß auf die Gestaltung von Felsbauwerken. — J.-C. Ott: Résultats des essais à haute pression de puits blindé d'Electra-Massa (Valais). — F. Robert: Techniques des mesures appliquées aux essais du blindé d'Electra-Massa. — M.-F. Bollo: L'Etude du comportement géotechnique des roches cristallines et l'exécution des tunnels sous forte couverture
47 1964	Bodenmechanische Grundlagen der Stützmauerberechnung. — H. Stüssi: Die Bedeutung der Stützmauern im Straßenbau. — Ch. Schaefer: Les fondements géotechniques du calcul des murs de soutènement. — R. Wullimann: Grundlagen der Erddruckberechnung. — H. Bendel: Die Berechnung der Mauerfundation. — H. R. Hugi: Stützmauertabellen, Berechnung des Mauerkörpers. — D. J. Rohner: Zum Problem der Fundamentdimensionierung. — J. Haller: Zum Einsatz elektronischer Rechengeräte bei der Erstellung der Stützmauer- und Tragfähigkeitsstabellen. — W. Heierli: Ein elektronisches Programm zur Berechnung allgemeiner Stützmauern. — E. Knecht: Ausführungstechnische Gesichtspunkte bei der Erstellung von Stützmauern. — R. Haefeli: Wesen und Berechnung des Kriechdruckes. — Ed. Rey: La construction des murs de soutènement considérée du point de vue économique: leur sécurité et leur contrôle.		