FREIBERGER
FORSCHUNGSHEFTE

C 176 Geophysik 1964

Probleme im Talsperrenbau

Fachkolloquium am 28. Februar 1964 in Freiberg

Rochlitzer:

Probleme der Wasserwirtschaft der DDR unter besonderer Berücksichtigung der Speicherwirtschaft

Enderlein:

Probleme der Standsicherheitsberechnung von Staumauern auf Festgestein

Gerecke:

Ergebnisse von felsmechanischen Versuchen in situ für die Vorsperren Thoßfeld und Neuensalz der Talsperre Pöhl/V.

Schaef:

Probleme bei der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Felsgestein

Meißer/Militzer/Thon:

Neue geophysikalische Meßtechnik in situ für Talsperren

FREIBERGER FORSCHUNGSHEFTE

C 176

FREIBERGER FORSCHUNGSHEFTE

Herausgegeben vom Rektor der Bergakademie Freiberg

C 176

GEOPHYSIK

Probleme im Talsperrenbau

Fachkolloquium am 28. Februar 1964 in Freiberg

ROCHLITZER: Probleme der Wasserwirtschaft der DDR unter besonderer Berücksichtigung der Speicherwirtschaft – ENDERLEIN: Probleme der Standsicherheitsberechnung von Staumauern auf Festgestein – GERECKE: Ergebnisse von felsmechanischen Versuchen in situ für die Vorsperren Thoßfeld und Neuensalz der Talsperre Pöhl/V. – SCHAEF: Probleme bei der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Festgestein – MEISSER/MILITZER/THON: Neue geophysikalische Meßtechnik in situ für Talsperren.

VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie · Leipzig

Freib. Forsch.-H.	C 176	S. 1—82	36 Bilder	1 Tabelle	Leipzig, Okt. 1964

INHALT

BEGRÜSSUNG 5

JOHANN ROCHLITZER

Probleme der Wasserwirtschaft der DDR unter besonderer Berücksichtigung der Speicherwirtschaft 7

JOACHIM ENDERLEIN

Probleme der Standsicherheitsberechnung von Staumauern auf Festgestein 21

WOLFGANG GERECKE

Ergebnisse von felsmechanischen Versuchen in situ für die Vorsperren Thoßfeld und Neuensalz der Talsperre Pöhl/V. 31

HANS-JÜRGEN SCHAEF

Probleme bei der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Festgestein 45

OTTO MEISSER, HEINZ MILITZER und HANS-GÜNTHER THON

Neue geophysikalische Meßtechnik in situ für Talsperren 57

DISKUSSIONEN 75

Manuskriptannahme: Bergakademie Freiberg
Arbeitsgruppe Publikationen
August-Bebel-Straße 5

Eingang des Manuskriptes: 21. März 1964

Besorgt vom Institut für Angewandte Geophysik der Bergakademie Freiberg,
Direktor: Prof. Dr. phil. O. Meißer

„Freiberger Forschungshefte", Schriftenreihe für alle Gebiete der Montanwissenschaften. Herausgeber: Der Rektor der Bergakademie Freiberg, Prof. Dr.-Ing. habil. Joachim Wrana. — Verlag: VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig W 31, Karl-Heine-Str. 27 (Fernruf 44441). — Die Freiberger Forschungshefte erscheinen in zwangloser Folge in den Reihen A, B, C und D. Ausführliches Verzeichnis aller lieferbaren Hefte von der Bergakademie Freiberg oder vom VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie. — Vertrieb: In der Deutschen Demokratischen Republik durch den Buchhandel; in der Deutschen Bundesrepublik und in Westberlin durch den Buchhandel (Auslieferung KUNST UND WISSEN, Erich Bieber, Stuttgart S, Wilhelmstraße 4—6); in Österreich durch den Globus-Buchvertrieb, Wien I, Salzgries 16; im übrigen Ausland durch eine Importbuchhandlung, den Deutschen Buch-Export und -Import, GmbH, Leipzig C 1, Postschließfach 270, oder den Verlag. — Gesamtherstellung: Buchdruckerei Oswald Fredow KG, Lutherstadt Wittenberg IV-28-2 915-197-64 VLN 152 915/197/64 — Printed in Germany. — Alle Rechte vorbehalten. — Es: Nr. 1852

Begrüßung

Von Prof. Dr. *Otto Meißer*, Freiberg

Meine Damen, meine Herren!

Das heutige Kolloquium stellt praktisch eine eingehende Auswertung der fünften Tagung der SED über den Rohstoff Nr. 1 „Wasser" für Mensch und Industrie dar. Darüber hinaus hat es den weiteren Zweck, die Direktive zur Ausarbeitung des Planes „Neue Technik" in der Perspektive für den Bereich des Speicherbaues in seinen Grundzügen zu untermauern. Veranlaßt ist die heutige Zusammenkunft durch die Initiative des Amtes für Wasserwirtschaft, insbesondere seines Leiters, Herrn Dipl.-Ing. *Rochlitzer*, und dessen Nachfolgeeinrichtungen auf Grund einer sehr ernsten Denkschrift des von Herrn Prof. *Wobus* geleiteten ZAK „Wasserwirtschaft, Wasser- und Grundbau".

Ich begrüße auf das herzlichste als unsere Gäste die Vertreter der Sozialistischen Einheitspartei und der Wirtschaft aus dem Kreis Freiberg, insbesondere den 1. Sekretär der Kreisleitung Freiberg der Sozialistischen Einheitspartei Deutschlands, Herrn W. *Schweigler*,

die Vertreter der staatlichen Stellen: der Plankommission, des Volkswirtschaftsrates, des Staatssekretariates für Forschung und Technik,

die Vertreter der wissenschaftlichen Einrichtungen: der Deutschen Akademie der Wissenschaften zu Berlin, insbesondere der Klasse für Bergbau, Hüttenwesen und Montangeologie, der Sektionen der Deutschen Akademie der Wissenschaften: Bergbau, Praktische Geologie und Angewandte Geophysik, des Internationalen Büros für Gebirgsmechanik, der Institute der Deutschen Bauakademie,

die Forschungsgemeinschaft der Deutschen Akademie der Wissenschaften, die durch ihr Institut für Geodynamik, Arbeitsstelle für Geomechanik, vertreten ist und ganz besonders das Staatssekretariat für das Hoch- und Fachschulwesen mit den Kollegen der TU Dresden, der Hochschulen für Bauwesen Weimar und Leipzig.

Mit großer Freude stelle ich fest, daß die Vertreter der Wasserwirtschaft betreibenden Betriebe des Amtes und der Wasserwirtschaftsdirektionen, des Instituts für Wasserwirtschaft und der Generaldirektion des VEB Spezialbau Weimar — Wasserbau, als erfahrene Männer der Praxis sich zahlreich eingefunden haben.

Neben den alten Pionieren Prof. *Wobus*, Prof. *Musterle* — Prof. *Gerstenberger* ist gerade zur Kur —, Prof. *Martin*, ist auch der jüngere führende Nachwuchs aus Lehre und Praxis stark vertreten.

Ich habe die Ehre, Grüße und beste Wünsche für einen erfolgreichen Verlauf des Fachkolloquiums von Magnifizenz, Prof. Dr. *Wrana*, dem Rektor der Bergakademie, zu übermitteln.

Den zahlreich anwesenden Professoren unserer Hochschule danke ich für das Interesse, das Sie unseren Problemen widmen und möchte stellvertretend für alle nur dem Hausdirektor, Herrn Prof. Dr. *Liebold*, den Dank für seine Gastfreundschaft entbieten.

Warum haben wir das Kolloquium gerade nach hier einberufen? Die Bergakademie Freiberg, die 1965 auf eine 200jährige Forschungs- und Lehrtätigkeit zurückblickt, hat schon nach dem ersten Weltkrieg mit ihrem „Erbaulaboratorium" unter Prof. *Kögler* eine international führende Stellung auf dem Gebiet der Bodenmechanik eingenommen. Durch die technische Revolution nach 1950, die auch die Bergakademie erfaßt hat, sind in moderner Weise als Fortsetzung alter Traditionen von Seiten des Bergbaus Bodenmechanik, Bergmännische Wasserwirtschaft, Geomechanik, Geodäsie, Geophysik und Geologie durch die Herren Prof. Härtig, Matschak, Gimm, Watznauer und meinen jungen Nachwuchs hier zweckbezogen mit entwickelt worden, so daß wir aktiv an Ihren Problemen mitarbeiten können.

Das Kolloquium soll durch die aufgeführten Vorträge die Probleme des Speicherbaues durch Fachleute umreißen. Im Anschluß an die gesamten Vorträge werden dazu Kurzdiskussionen gegeben, um alle Stellen, die auf den Gebieten Geomechanik, Geodynamik, Ingenieurgeophysik, Geodäsie praktische Beiträge liefern können, zum Ansprechen zu bringen. Darüber hinaus ist es erwünscht, wenn die verschiedenen Gremien für Felsmechanik und Gebirgsmechanik oder die Stellen, wo sonst noch diesbezügliche Forschungen laufen, ohne starre Form anregen und überzeugend darstellen, wie sie in kollegialer Verbundenheit mitarbeiten können: bei Bodenuntersuchungen vor dem Bau einer Talsperre, während der Ausführung des Baues und laufender Kontrolle durch Überwachung des fertigen Bauwerkes und Baugrundes mit allen uns zur Verfügung stehenden physikalischen, geologischen, geodätischen und bautechnischen Möglichkeiten aus Forschung und Betriebspraxis. Ich erkläre hiermit das Kolloquium mit dem Entbieten eines herzlichen Glückaufs zur erfolgreichen Arbeit für eröffnet.

Probleme der Wasserwirtschaft der DDR unter besonderer Berücksichtigung der Speicherwirtschaft

Von *Johann Rochlitzer*, Berlin

Der Erste Sekretär der Sozialistischen Einheitspartei Deutschlands und Vorsitzende des Staatsrates, Walter Ulbricht, gab auf der 5. Tagung des Zentralkomitees der SED auf der Grundlage der Erfahrungen, die seit dem VI. Parteitag der SED und in Anwendung der Richtlinie für das neue ökonomische System der Planung und Leitung der Volkswirtschaft gewonnen wurden, die Richtung der ökonomischen Politik in der DDR für 1964 und die weitere Perspektive. Die Anwendung des neuen ökonomischen Systems wird die Förderung der führenden Industriezweige und damit eine schnelle Entwicklung der Produktivkräfte in der Periode der technischen Revolution gewährleisten und den umfassenden und vollständigen Aufbau des Sozialismus in der DDR sichern.

Die Festlegung der Perspektive der Volkswirtschaft verlangt die Kenntnis der Erfordernisse, die die wissenschaftlich-technische Entwicklung bis 1970 und weiter bis 1980 stellt. Daraus ergeben sich rückwirkend die Abschnitte der ökonomischen Entwicklung in den nächsten Jahren. Professor *Thiessen* folgert [1], daß eine Vorauseinschätzung der Entwicklung von Naturforschung und Technik als Grundlage einer Perspektivplanung über längere Zeiträume als „Komplexe Prognose" durchgeführt werden muß. Die angewandten Prinzipien und Methoden stellen sich dann als eine „komplexe Prognostik" dar.

Die Wasserwirtschaft hat entsprechend der im Programm des VI. Parteitages der SED niedergelegten Aufgabenstellungen den Trink- und Brauchwasserbedarf der Bevölkerung und der Industrie zu decken, für eine wirksame Abwasserreinigung zu sorgen und schädliche Auswirkungen des Wasserkreislaufes bei Hochwasser und in Trockenzeiten weitgehend einzuschränken.

Das wird „durch die planmäßige und komplexe Einwirkung auf den natürlichen Wasserkreislauf mit dem Ziel seiner Anpassung an die gesellschaftlichen Bedürfnisse sowie der Sicherung der höchstmöglichen Ausnutzung des Wasserkreislaufes zur Befriedigung dieser Bedürfnisse" erreicht.

Die in der Periode des umfassenden Aufbaues des Sozialismus ablaufende technische Revolution erfordert die Gestaltung der modernsten naturwissenschaftlichen und ökonomischen Erkenntnisse und ihre schnellere Einführung in die Produktion. Je schneller die jeweils letzten Ergebnisse der Grundlagenforschung in produktive Leistung umgesetzt werden, je enger die Verflechtung von Forschung und Technik ist, um so größer werden die Forschritte in der materiellen Produktion sein.

Das rasche Wachstum der Produktivkräfte, insbesondere in der Chemie und den anderen führenden Zweigen der Volkswirtschaft, macht es erforderlich, die For-

schungsarbeiten zur Sicherung der Nutzung des Wasserhaushaltes in die Hauptrichtung von Wissenschaft und Technik einzubeziehen. Dabei darf die Notwendigkeit, sich auf Spezialgebiete zu beschränken, nicht zum Verzicht darauf führen, einen guten Überblick über die Gesamtentwicklung von Forschung und Technik zu haben.

Die Entwicklung der Produktivkräfte in der Perspektive bis zur Jahrtausendwende läßt sich zur Zeit erst in großen Umrissen schätzen. Professor *Thiessen* schätzt den Energiebedarf zu diesem Zeitpunkt auf das Fünf- bis Zehnfache des derzeitigen Bedarfes. Die Chemie wird zur führenden Kraft geworden sein. Die Landwirtschaft wird ihre Produktion ebenfalls gewaltig steigern. Es ist aber zweifelsohne damit zu rechnen, daß mit der stürmischen Entwicklung der Produktivkräfte in der Periode der technischen Revolution daher die Ansprüche an den Grundstoff Wasser sowohl in seiner Funktion als Lebensmittel als auch als Produktionsmittel und damit die Beanspruchung des Wasserhaushaltes ständig ansteigen werden.

Die komplizierte Aufgabenstellung der Wasserwirtschaft für die Sicherung der weiteren Entwicklung der Produktivkräfte ergibt sich aus der Tatsache, daß die DDR von allen Industriestaaten der Welt den angespanntesten Wasserhaushalt aufweist. Denn, bezogen auf die Einwohnerzahl, steht in der DDR einerseits der geringste Wasserabfluß zur Verfügung; andererseits ist der Nutzungsfaktor des Abflusses der höchste im Weltmaßstab und beträgt nahezu das 100fache des Weltdurchschnittes [2]. Die Bilanzierung von Wasserdargebot und -bedarf wird deshalb immer schwieriger. Denn in der Perspektive von 1970 bis 1980 muß bereits mit einem Jahresbedarf von 10—12 Md. m^3 gerechnet werden. Dem steht aber in Trockenjahren ein nutzbarer Abfluß von nur 6 bis 7 Md. m^3 gegenüber.

Ein entscheidender Faktor zur Auflösung dieses Widerspruches in der Bilanz ist die weitgehende Rückhaltung und Verzögerung des Abflusses mit dem Ziel seiner Vergleichmäßigung. Eine solche wirksame Einflußnahme auf den Wasserhaushalt ist die Rückhaltung in Groß- und Kleinspeichern.

Wenn auch der wissenschaftlich-technische Fortschritt erwarten läßt, daß die Entwicklung der Produktivkräfte in der Perspektive mit einem Wasserbedarf gedeckt werden kann, der wesentlich unter der Zuwachsrate der industriellen Produktion liegt, wird trotzdem der Wasserbedarf um ein mehrfaches zunehmen. Das erfordert die Ausnutzung auch der letzten, ökonomisch noch einigermaßen vertretbaren Speichermöglichkeiten. Dabei wird die Nutzung der zurückgehaltenen Wassermenge im engeren Sperrenbereich nicht mehr in erster Linie entscheidend sein. Es wird vielmehr die weiträumige Überleitung einmal des Brauchwassers nach den Standorten der Produktion, zum anderen des Abwassers aus den Produktionsgebieten in aufnahmefähige Gebiete zu einem entscheidenden Faktor der Bilanzierung des Wasserhaushaltes werden.

Die Talsperren der DDR haben sich aus der Einzwecksperre zu Mehrzwecksperren entwickelt:

Wasserabgabe für die Trink- und Brauchwasserversorgung
Wasserabgabe zur Niedrigwasseraufhöhung (Verdünnung der Konzentration von Schmutzstoffen, Anreicherung des Grundwasserstandes, Erhöhung der Fahrwassertiefe im Interesse der Binnenschiffahrt, Ermöglichung der Wasserentnahme zu Trink- und Brauchwasserzwecken)
Hochwasserrückhaltung
Wasserabgabe für landwirtschaftliche Bewässerung
Wasserabgabe für die Energiegewinnung

fischereiliche Nutzung
Schaffung von Erholungsgebieten
Verbesserung des Klimas.

Die Durchsetzung des neuen ökonomischen Systems der Planung und Leitung der Volkswirtschaft stellt auch der Wasserwirtschaft als dem verantwortlichen Wirtschaftszweig für die wissenschaftlich-technische und ökonomische Entwicklung der Speicherwirtschaft, der Projektierung und des Betriebes dieser Anlagen umfangreiche Aufgaben. Es geht darum,

einen hohen volkswirtschaftlichen Nutzeffekt der Speicheranlagen durch Herausarbeitung der ökonomisch und technisch günstigsten Lösung und
ein Höchstmaß an Stand- und Betriebssicherheit der Sperrbauwerke zu gewährleisten.

Die Möglichkeiten der Speicherwirtschaft der DDR seien an nachstehenden Größen versinnbildlicht. Bis 1963 wurde ein Speicherraum von rd. 860 Mill. m^3 geschaffen. Er wird durch gesellschaftliche Aufwendungen bis 1970 um rd. 175 Mill. m^3 anwachsen. In der weiteren erkennbaren Perspektive bis 1980 bzw. nach 1980 ist ein Zuwachs von weiteren rd. 850 Mill. m^3 vorgesehen, so daß um das Jahr 2000 der Speicherraum nahezu 2 Md. m^3 erreichen dürfte. Bei Ausschöpfung aller Speichermöglichkeiten einschließlich der Flachlandspeicher, der Seeaufhöhung und der Kleinspeicher in der DDR ist wahrscheinlich mit einer Größenordnung der möglichen Gesamtspeicherung von 3 Md. m^3 zu rechnen.

Das Speicherprogramm ist ein wesentlicher Bestandteil der Erweiterung der Grundmittel der Wasserwirtschaft und damit eine entscheidende Grundlage für die einfache und erweiterte Reproduktion der Wasserwirtschaft. Der hohe Investitionsbedarf für die Schaffung von Speicherkapazitäten bedingt die Anlegung strenger Maßstäbe an den Nutzeffekt bei der Planung, der Vorbereitung und der Durchführung der Investitionsvorhaben.

Die Investitionen auf dem Gebiet des Speicherbaues sind nach dem Grundsatz zu planen und durchzuführen, daß die Komplexität der Maßnahmen gesichert ist und die investierten Mittel den höchstmöglichen Nutzeffekt zur Deckung des gesellschaftlichen Bedarfes im Rahmen der Wasserwirtschaft sowie der nutzenden Wirtschaftszweige gewährleisten. Die Grundlage für die Erzielung des höchsten Nutzeffektes der wasserwirtschaftlichen Investitionen im Speicherbau ist die Anwendung der fortgeschrittensten Erkenntnisse von Wissenschaft und Technik.

Die allgemeinen Grundsätze einer richtigen Investitionspolitik gelten vollinhaltlich auch bei der Vorbereitung und Durchführung des Speicherprogrammes. In Verbindung mit der Durchführung der Investitionen nach der begründeten Dringlichkeit ist eine weitgehende Zusammenfassung der Investitionen vorzunehmen. Fortführungsbauten sind daher beschleunigt vorrangig zu Ende zu führen. Bei der Schaffung neuer Speicheranlagen wäre durch Konzentration der Mittel und Baukapizitäten auf Schwerpunkte eine kurze Bauzeit, ferner durch die Schaffung von betriebsfähigen Teilkapazitäten der wasserwirtschaftlichen Folgemaßnahmen ein rascher volkswirtschaftlicher Nutzeffekt zu sichern.

Bei der Planung von Speicher- und Rückhalteanlagen wären deshalb folgende Grundsätze zu beachten:

für die Errichtung von Speichern sind
bei der Wahl der Flußgebiete,

für die Reihenfolge im Flußgebiet selbst sowie
für die erforderlichen Ersatzinvestitionen für verlorengehende Speicher- und Rückhalteflächen, insbesondere in Bergbaugebieten

vorrangig die Anforderungen der führenden Zweige der Volkswirtschaft zu berücksichtigen.

bei der Anlage von Speichern sollte eine möglichst vielseitige volkswirtschaftliche Nutzung als Mehrzweckanlage angestrebt werden.

neben der Errichtung von neuen Speichern wären alle Möglichkeiten der Nutzbarmachung von Seen, Tagebaurestlöchern usw. auszuschöpfen sowie das Netz der Kleinspeicher (Stauweiher, Fischteiche usw.) planmäßig zu erweitern

Talsperren ausschließlich für Hochwasserrückhaltung sollten nur in Ausnahmefällen angelegt werden. Anzustreben ist aber in jedem Fall eine planmäßige Nutzung der zurückgehaltenen Hochwässer. Bei Rückhaltebecken (Grünbecken) sollte die spätere Anlage eines Teildauerstaues berücksichtigt werden

die vorhandenen Speichermöglichkeiten sollten grundsätzlich für die höchstmögliche Größe ausgebaut werden. Dabei wäre einer Vergrößerung der Speicherung durch Wasserüberleitung der Vorrang vor dem Bau von mehreren, in einem Einzugsgebiet liegenden Speicheranlagen zu geben

in der weiteren Entwicklung wäre von der Zusammenfassung mehrerer Talsperren in gemeinsamen Einzugsgebieten zu Speicherverbundsystemen, so wie z. B. im Bode-System bereits verwirklicht, stärker Gebrauch zu machen

die wirtschaftliche Ausführungsart für das Abschlußbauwerk entsprechend dem Stand der Technik, in Abstimmung mit den natürlichen Gegebenheiten des Standortes und den zur Verfügung stehenden Baukapazitäten sind anzustreben

der Standsicherheit des Absperrbauwerkes ist stets vorrangiges Gewicht beizumessen

Schaffung von solchen Bedingungen, die den Betrieb der Speicheranlagen unter Anwendung der höchstmöglichen Mechanisierung und Automation nach den neuesten Erkenntnissen in der Fernwirk-Meß- und Regeltechnik ermöglichen.

Lassen Sie mich bei der Einschätzung einiger Hauptfragen der Speicherwirtschaft von einigen materiellen und ökonomischen Grundwerten und Kennziffern der Speicherwirtschaft, nämlich dem Speicherinhalt, der Anzahl, der Bauart und dem volkswirtschaftlichen Nutzeffekt ausgehen, wobei Näherungswerte zugrunde gelegt werden.

Bis zum Jahre 1963 wurden 78 Speicheranlagen mit über 0,1 Mill. m^3 Stauinhalt mit einem Stauraum von rd. 860 Mill. m^3 (davon 824 Mill. m^3 Mehrzweckanlagen, 36 Mill. m^3 Hochwasserrückhaltebecken) errichtet. Davon beträgt der Anteil der seit Gründung der DDR errichteten 38 Speicheranlagen 310 Mill. m^3, wovon 260 Mill. m^3 in Betrieb übernommen wurden. Wenn man berücksichtigt, daß von dem 1945 übernommenen Stauraum mit rd. 550 Mill. m^3 die Saaletalsperren allein 410 Mill. m^3 erbringen, ist der seit Bestehen der DDR geschaffene Speicherraum beachtlich.

Nach der Bauart haben von den bis 1963 errichteten Speicheranlagen die Erddämme einen zahlenmäßigen Anteil von 65 Prozent, die Betonmauern von 17,5 Prozent, die Bruchsteinmauern ebenfalls 17,5 Prozent.

Es soll versucht werden, eine Teileinschätzung des volkswirtschaftlichen Nutzeffektes dieser Speicheranlagen nach folgenden Größen zu geben:

durch die gesicherte Wasserabgabe von 65 m^3/s, die einem Jahresabfluß von rd. 2 050 Mill. m^3 entspricht, wurde ein wirksamer Faktor für den Ausgleich des

Wasserhaushaltes geschaffen. Dieser Kennziffer kommt allerdings nur eine beschränkte Aussagekraft in der Beeinflussung des Wasserhaushaltes zu

die verhältnismäßig geringe Energieerzeugung von rd. 25 MW trägt trotzdem zur örtlichen Entlastung des angespannten Energiehaushaltes der DDR bei. Dabei ist zur Energiegewinnung zu bemerken, daß die Wasserkraft der DDR einschließlich der Pumpspeicherung nur etwa 1 bis 2 Prozent des Gesamtenergieaufkommens in der DDR beträgt

die Hochwasserrückhaltung von rd. 165 Mill m^3, davon 78 Prozent im Hochwasserschutzraum und 22 Prozent in Rückhaltebecken, bewahrt die Volkswirtschaft und die Bevölkerung vor Hochwasserschäden in spürbarem Ausmaß.

Durch die von 1964 bis 1970 vorgesehene Einrichtung von weiteren 21 Speicheranlagen mit einem Gesamtstauinhalt von rd. 175 Mill. m^3, davon 126 Mill. m^3 Mehrzweckanlagen und 49 Mill. m^3 Hochwasserrückhaltebecken, soll

eine gesicherte Wasserabgabe von rd. 5 m^3/s, die einem Jahresabfluß von rd. 156 Mill. m^3 entspricht sowie

eine Hochwasserrückhaltung von rd. 50 Mill. m^3

geschaffen werden.

Das bedeutet, daß einschließlich des z. Z. vorgesehenen Speicherprogramms bis 1970

eine gesicherte Wasserabgabe von rd. 70 m^3/s, die einem Jahresabfluß von rd. 2 200 Mill. m^3 entspricht, ferner

eine Energieerzeugung von rd. 30 MW sowie

eine Hochwasserrückhaltung von rd. 215 Mill. m^3

gewährleistet werden dürfte.

Aus der Übersicht ergibt sich, daß

durch die Steigerung des Mehrzweckspeicherraumes in der Periode 1964 bis 1970 um 15 Prozent gegenüber dem Stand bis 1963 eine Steigerung der gesicherten Wasserabgabe von nur 8 Prozent, durch die Steigerung des Gesamtstauinhaltes in der Periode von 1964 bis 1970 um 20 Prozent gegenüber dem Stand von 1963 eine Steigerung der Hochwasserrückhaltung von 33 Prozent erreicht wird.

Das bedeutet, daß der steigenden Zuwachsrate des Speicherraumes eine sinkende Zuwachsrate des volkswirtschaftlichen Nutzeffektes in der gesicherten Wasserabgabe, andererseits aber eine steigende Zuwachsrate in der Hochwasserrückhaltung gegenübersteht.

Die Ursachen für den unbefriedigenden volkswirtschaftlichen Nutzeffekt der gesicherten Wasserabgabe sind einerseits in den mit dem wachsenden Speicherraum immer schwieriger werdenden orographischen, hydrologischen, geologischen u. a. Voraussetzungen zu suchen. Andererseits werden noch nicht alle Möglichkeiten der Ausnutzung des technisch-wissenschaftlichen Höchststandes in der Planung, Vorbereitung, Errichtung und des Betriebes der Speicheranlagen voll genutzt. Deshalb sind alle am Speicherprogramm beteiligten Wirtschaftszweige — vor allem die Wasserwirtschaft und das Bauwesen — verpflichtet, das vorliegende Speicherprogramm einer gründlichen technisch-wissenschaftlichen und ökonomischen Überprüfung mit dem Ziel zu unterziehen, eine höhere Wirtschaftlichkeit zu erreichen.

Die rasche Lösung dieses dringenden, volkswirtschaftlich wichtigen Problems läßt die Zusammenfassung der Kräfte auf folgende Hauptaufgaben erforderlich erscheinen: Auf der Grundlage eines langfristigen Perspektivplanes wären

die in der Perspektive geplanten Speicheranlagen hinsichtlich des höchsten Nutzeffektes bei geringstem Aufwand zu überprüfen;

die hydrologischen, geologischen, geophysikalischen, geochemischen, geodätischen, erdbaumechanischen und bautechnologischen Vorarbeiten zu verbessern;
durch die Anwendung neuer Projektierungsverfahren die bautechnologischen Voraussetzungen für die weitgehende Anwendung des industriellen Bauens zu schaffen;
die bereits vorhandenen technisch-ökonomischen Kennziffern für die Planung, Vorbereitung, Errichtung und den Betrieb von Speicheranlagen in der Anwendung zu erproben und weiterzuentwickeln;
bei den bestehenden Speicheranlagen den Nutzeffekt durch Überarbeitung des Bewirtschaftungsplanes und Verbesserung des Betriebes der Anlagen zu erhöhen.

Die anzustrebende höhere Wissenschaftlichkeit erfordert

ein gründliches Studium der ausländischen Erfahrungen und die Einschätzung des Weltstandes, angewandt auf die Probleme des Speicherbaues in der DDR
die Verstärkung der Forschungs- und Entwicklungsarbeiten nach Schwerpunkten bei rascher Überführung in die Praxis
die Verbesserung der ingenieurgeologischen Untersuchungsmethoden
die Verstärkung der ingenieurgeologischen Vorarbeiten zur quantitativ-technischen Bewertung des Untergrundes
die Anwendung und Weiterentwicklung neuer geophysikalischer Untersuchungsverfahren bei der Erkundung des Baugrundes
die Bearbeitung der Probleme der Felsmechanik
die Auswertung der Talsperrenmessungen
die Lösung dringender bautechnischer Fragen, insbesondere der Baustoffe, der Ausrüstung, der Bautechnologie
die Vertiefung der wissenschaftlich-technischen Ausbildung an den Hochschulen
die Verbesserung des Dokumentations- und Informationsdienstes
die Weiterentwicklung der technisch-wissenschaftlichen Zusammenarbeit im Rat für Gegenseitige Wirtschaftshilfe.

Eine zusammenfassende Ausarbeitung über die Probleme der notwendigen technisch-wissenschaftlichen Entwicklung auf dem Gebiet des Talsperrenbaues, die im Dezember 1963 in einer Beratung des Zentralen Arbeitskreises für Forschung und Technik „Wasserwirtschaft, Wasser- und Grundbau" beim Forschungsrat der DDR behandelt und von einer Expertengruppe der Wasserwirtschaft detailliert bearbeitet wurde, verdient in diesem Zusammenhang eine besondere Beachtung.

Gestatten Sie Ausführungen zu einigen Problemen:

Für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit von Speichern sind ein wichtiges Kriterium die Kennziffern für

die Einschätzung des Investmittelbedarfes im Stadium der Perspektivplanung,
die ökonomische Begutachtung von Aufgabenstellungen in bezug auf ihre Kostenhöhe und volkswirtschaftliche Einordnung.

Eine kritische Betrachtung der dafür vorliegenden Kennziffern zeigt jedoch, daß ihnen nur der Charakter von Näherungswerten zuerkannt werden kann, da

die benutzten Unterlagen eine unterschiedliche Preisbasis haben
die Leistungsbereiche in den Kostenplänen verschiedene Abgrenzungen aufweisen
die benutzten Projekte keine Abrechnungskosten bzw. Nachkalkulationen enthalten.

Dieser Mangel ist in erster Linie auf die im Bauwesen erfolgten Änderungen in den Kalkulationen und Preisbasen zurückzuführen.

Die Anwendung dieser Kennziffern hat bedingte Aussagekraft besonders in solchen Fällen, die nur eine räumlich eng begrenzte Variantenauswahl zulassen. Bekanntlich sind die wirtschaftlich günstigen Räume für Talsperren bereits in Anspruch genommen, sei es, daß sie als solche bereits genutzt werden oder durch Kunstbauten, wie Siedlungen, Industrieanlagen, Verkehrsflächen beansprucht sind. Die noch zur Verfügung stehenden Speicherräume werden immer kleiner bzw. die Baugrundverhältnisse immer schwieriger, die Folgemaßnahmen immer aufwendiger.

Ein aussagekräftiger Vergleichswert ist der Speicherkennwert $I_G : V_B$, d. h. das Verhältnis des Stauraminhaltes zum Inhalt des Staubauwerkes.

Dieser Wert gibt einen Anhalt für die Kosten je m^3 Stauraum. Das vorhandene Maximum und Minimum bekannter Speicherwerte sei am Beispiel der Bleilochtalsperre und der Trinkwassertalsperre Stollberg aufgezeigt. Bei der Bleilochtalsperre wird ein Stauraum von 215 Mill. m^3 Inhalt durch eine Betonmasse von 180 000 m^3, bei der Talsperre Stollberg ein Stauraum von nur 1,2 Mill. m^3 durch eine Erdmasse von 202 000 m^3 abgesperrt. Das ergibt in der Gegenüberstellung eine Speicherkennziffer von 1162 zu 6. Eine solche, mit einer niedrigen Speicherkennziffer versehene Trinkwassertalsperre ist verständlicherweise auch eine kostspielige Sperre, so z. B. Stollberg mit einem Bauaufwand von 7,— DM je m^3 Stauraum. Sie mußte jedoch aus der ökonomischen Notwendigkeit errichtet werden, das Steinkohlenrevier um Ölsnitz mit Trinkwasser zu versorgen.

Die Untersuchungen für den Perspektivplan ergeben:

bei Stauräumen	Speicherkennwert $I_G : V_B$
bis 5 Mill. m^3 Inhalt	61
von 5 bis 50 Mill. m^3 Inhalt	121
von 50 bis 150 Mill. m^3 Inhalt	167 (Rappbode, Pöhl)
über 150 Mill. m^3 Inhalt	628 (Bleiloch, Hohenwarte)
(im Mittel von 28 Talsperren	229)

d. h., die Wirtschaftlichkeit wächst mit dem größeren Stauraum.

Den Zusammenhang zwischen diesem Speicherkennwert und dem Kostenfaktor zeigen folgende Werte bekannter Aufwendungen in DM je m^3 Stauraum.

bei Stauräumen	Grundinvestition	Grundinvestition und Folgeinvestition
bis 3 Mill. m^3 Inhalt	4,— DM/m^3	4,20 DM/m^3
von 3 bis 10 Mill. m^3 Inhalt	2,50 DM/m^3	2,80 DM/m^3
von 10 bis 40 Mill. m^3 Inhalt	1,70 DM/m^3	2,00 DM/m^3
über 40 Mill. m^3 Inhalt	1,20 DM/m^3	2,30 DM/m^3

d. h., daß die Folgeinvestitionen mit wachsendem Stauraum progressiv anwachsen.

Bei Talsperren, die nur der Hochwasserrückhaltung dienen, liegen die Investitionskosten wesentlich unter denen von Mehrzwecksperren. Sie betragen

bei Stauräumen	Grundinvestitionen	Grundinvestition und Folgeinvestition
bis 3 Mill. m^3 Inhalt	3,20 DM/m^3	3,50 DM/m^3
von 3 bis 10 Mill. m^3 Inhalt	1,20 DM/m^3	1,40 DM/m^3
von 10 bis 40 Mill. m^3 Inhalt	0,80 DM/m^3	1,00 DM/m^3

Als weitere Kennziffern wären zu nennen:

die Investitionskosten je m^3 gesicherte Wasserabgabe mit 47,9 Mill. DM
die gesicherte Wasserabgabe je Mill. m^3 Stauraum mit rd. 33 l/s.

Die genannten Näherungskennziffern sind zweifelsohne eine anerkennenswerte erste brauchbare Arbeitsgrundlage. Sie bedürfen aber einer gründlichen wissenschaftlich-technischen und ökonomischen Präzisierung und des Vergleiches mit dem Weltstand, um zu einem wirksamen ökonomischen Hebel für die Speicherpolitik in der DDR zu werden.

Die Sicherung eines hohen volkswirtschaftlichen Nutzeffektes der Speicheranlagen erfordert die Lösung von wichtigen wissenschaftlich-technischen und ökonomischen Problemen, um die Anwendung des bekannten Höchststandes zu sichern.

Im Plan Neue Technik — Planteil Standardisierung — wurden in den letzten Jahren 26 Themen für die Talsperrenprojektierung bearbeitet, wovon 17 Themen abgeschlossen und in die Praxis überführt wurden. Solche Themen sind z. B.:

Kontrollgänge und Kontrollschächte in Gewichtsstaumauern u. a.
Feldfugendichtungen in Gewichtsstaumauern
Schlauchwaagemeßeinrichtungen bei Gewichtsstaumauern u. a.

Als grundlegender Standard befindet sich die Talsperrenvorschrift TGL 019700 in Überarbeitung. In diese Überarbeitung werden die neuesten Erkenntnisse einbezogen. Zur Überarbeitung wurden alle damit im Zusammenhang stehenden Bereiche wie Geologie, Geophysik und Bauwesen angesprochen.

Im Plan Neue Technik — Planteil Forschung und Entwicklung — werden von zahlreichen wissenschaftlichen Institutionen verschiedene Probleme der Speicherwirtschaft, der Art der Absperrkörper, der Standsicherheit, der Meßtechnik bei der Beobachtung der Speicheranlagen bearbeitet.

So wurden in den letzten Jahren in der Forschung u. a. folgende Themenkomplexe bzw. Themen behandelt:

Unterströmung von Bauwerken
Durch- und Unterströmung von Steinschüttdämmen
Auswirkung der Talsperrenmeßtechnik auf Talsperrenbauten
Geolektrische Prüfverfahren von Felsinjektionen
Beeinflussung des Nährstoffgehaltes im Bereich von Trinkwassertalsperren
Druckstollenauskleidungen
Untergrundabdichtung beim Speicherbecken Spremberg
Entwicklung eines ablösungsfreien Auslaufteiles für Ringkolbenschieber
Messung der Unterströmungen von Bauwerken
Untergrundabdichtung von Staubauwerken auf Lockergestein
Hochwasserentlastungen
Bemessung von Rückhaltebecken.

Im Jahre 1964 laufen u. a. folgende Themen:

Speicherwirtschaftliche Untersuchungen
Spannungsbildung im Gründungsbereich von Staumauern
Wirksamkeit von Felsinjektionen
Abdichtung der Beckensohle durch Eisenhydroxid
Unterirdische Wasserspeicherung.

Für 1965 und später ist der zentrale Forschungskomplex „Standsicherheit von Staubauwerken auf felsigem Untergrund" nach folgenden Etappen vorgesehen:

technische Bewertung des Felsuntergrundes mit der Ermittlung von Verformungs- und Festigkeitseigenschaften sowie der Durchströmungsverhältnisse im geklüfteten Felsgestein

die Talsperrenmeßtechnik mit der Entwicklung von Verfahren zur Bestimmung der physikalischen Kennwerte des Baugrundes, der material-technischen Kennwerte der Staubauwerke, der Erprobung standardisierter Meßgeräte und ihrer Übernahme in die Produktion, der Entwicklung von Auswertungsverfahren mit Fernregistrierung und Programmierung

mit dem Ziel der Anwendung der Ergebnisse bei der Vorbereitung und Durchführung der Investitionsmaßnahmen auf dem Gebiet des Speicherbaues.

In anderen Wirtschaftszweigen sind Forschungen bzw. Untersuchungen vorgesehen über

geophysikalische Verfahren zur Ermittlung von Gesteinsgrenzen und geotechnischen Kennziffern
Schwingungsmessungen an Entlastungsbauwerken von Talsperren
Einwirkung von Schwingungen auf Bauwerke
die Verwendung der Schlauchwaage in der Talsperrenmeßtechnik.

So beschäftigt sich

a) die Geologie mit

der kluftstatischen Aufnahme zur Bewertung von physikalischen Kennwerten des Baugrundes
der Anwendung der terrestrischen Fotogrammetrie zur Baugrundkartierung
der Ermittlung der Klüftigkeit und der hydrogeologischen Bewertung eines Gründungskörpers

b) die Geophysik mit

geophysikalischen Untersuchungen zur Auffindung von Störzonen und der Ermittlung physikalischer Kennwerte im Grundgebirge und am Bohrkern
Einsatz von seismischen und radiometrischen Untersuchungsmethoden zur Ermittlung der Klüftigkeit des Grundgebirges und Überprüfung der Injektionswirkung

c) die Deutsche Akademie der Wissenschaften

im Institut für Geodynamik mit der gerätetechnischen Entwicklung für physikalische Kennwerte des Baugrundes
in der Arbeitsstelle für Geomechanik mit der Lösung des Forschungsthemas „Ermittlung von Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Felsens"
im Institut für angewandte Mathematik und Mechanik mit theoretischen Untersuchungen für den Standsicherheitsnachweis von Staubauwerken und die programmgesteuerte Auswertung
in den Akademiewerkstätten für wissenschaftlichen Gerätebau mit der gerätetechnischen Entwicklung

d) das Bauwesen mit

Bauhilfsleistungen bei der Durchführung von Feldversuchen
dem Einsatz der zerstörungsfreien Betonprüfung am Bauwerk
der Einführung des hydrotechnischen Zementes im Talsperrenbau und der Entwicklung von Injektionszement
dem Einsatz von Schürfbohrmaschinen für Kernentnahme und Großlochbohrungen, von Druckreguliergeräten für Injektionsarbeiten und von Spezialmischern zur Aufbereitung der Injektionsmittel.

Weitere bautechnische Forschungsarbeiten werden u. a. vom VE Spezialbaukombinat Wasserbau durchgeführt, die sich auf die Weiterentwicklung der Betongüte, der

Betonierverfahren, die Anwendung von Fertigteilen, der wirtschaftlichen Beräumung des Baugrundes u. a. Probleme beziehen.

In der weiteren Entwicklung wäre für den Gewichtsmauerbau,

von der halb- zur vollautomatischen Betonaufbereitung überzugehen,

die Verbesserung der Betongüte durch die praktische Feinstkorntrennung bei der Zuschlagstoffaufbereitung vorzunehmen und

der beim Institut für Zement in Dessau entwickelte hydrotechnische Zement einzuführen.

Für den Erd- und Steinschüttdammbau wäre

zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit der Transport- und Einbauleistungen, der Einsatz von Großraumkippern und hochleistungsfähigen Baggern erforderlich

zur qualitativen Verbesserung der Einsatz schwerer Verdichtungsgeräte, wie Rüttelraupe notwendig

der Ersatzteilfrage bei der Steigerung der Arbeitsproduktivität durch Herabsetzung der Ausfallzeiten besondere Bedeutung beizumessen.

Zur Abdichtung von Stein- und Erddämmen mit Hilfe von Bitumenbeton als Außenhautdichtung sind die Arbeiten für die konstruktive Durchbildung z. Z. erfolgversprechend im Gange und werden in diesem Jahre zum Abschluß kommen.

Die Einschätzung der Forschungsthemen in der Speicherwirtschaft beweist das große Interesse, das diesem Komplex gewidmet wird, da die Speicherwirtschaft das Kernstück einer geregelten Bewirtschaftung des Wasserhaushaltes der DDR ist und die Sicherheit dieser Anlagen unter sozialistischen Produktionsverhältnissen an erster Stelle stehen muß. Die Forschungsergebnisse werden um so produktiver sein, je mehr es gelingt, so wie in der gesamten Volkswirtschaft auch in der Speicherwirtschaft die vorhandenen Forschungskapazitäten zielgerichtet auf die entscheidenden Schwerpunkte auszurichten und eine rasche Überführung der Forschungsergebnisse in die Praxis zu erreichen.

Ausgehend vom internationalen Höchststand in der Perspektive unter Berücksichtigung der Bedingungen der DDR, wären die Schwerpunkte der Forschung zu überprüfen. Zweifelsohne wird es notwendig sein, einen größeren Anteil der verfügbaren Forschungskapazitäten aller wissenschaftlichen Einrichtungen für die Problematik der Steinschüttdämme einzusetzen, um zu sichern, daß der in der DDR eingetretene Rückstand aufgeholt wird.

Ein wesentliches wissenschaftlich-technisches Problem in der Speicherwirtschaft ist die Einschätzung des Baugrundes im Festgestein. Im Talsperrenbau der DDR hat sich entsprechend den vorhandenen geologischen und orographischen Verhältnissen die Schwergewichtsmauer und der Erddamm durchgesetzt. In der Zukunft ist die verstärkte Anwendung des Steinschüttdammes, der erstmalig an der Ohra-Talsperre ausgeführt wird, vorgesehen. Bei der Schwergewichtsmauer sollten materialsparende Konstruktionen, so z. B. Hohl- und Spar-Räume, wie sie an der Talsperre Flaje in der CSSR angewendet wurden, berücksichtigt werden. Auch die Anwendung vorgespannter Felsanker bietet die Möglichkeit einer wirtschaftlichen Materialausnutzung sowie erhebliche Kosteneinsparungen.

Um derartige Projektierungen ökonomisch und technisch zweckmäßig durchführen zu können, ist das Schwergewicht auf die vorbereitenden Arbeiten zu legen. Dabei ist ein entscheidender Faktor eine eingehende Baugrunderkundung in Verbindung mit Großversuchen in situ.

Ein Staubauwerk besteht aus dem Betonkörper und dem mittragenden gewachsenen Fels. Nach 1945 wurden 12 Staumauern errichtet. Dabei wurde die Felsmechanik von den Ingenieurgeologen behandelt. So wurden z. B. an der Rappbodetalsperre Untersuchungen der Druckfestigkeit des anstehenden Wissenbacher Schiefers durchgeführt. Die Druckfestigkeiten schwankten zwischen 500 und 1000 kp/cm². Ferner wurden Abscherversuche gemacht, die bei der Größe des Versuchsblockes wohl erstmalig im Weltmaßstab in diesem Umfange durchgeführt wurden. Die Wirkung der Baugrundvergütung durch Verpressungen wurde durch seismische Messungen nachgewiesen und auf der Grundlage von Erfahrungswerten von dem Expertengremium der Baugrund für die Stollmauer als ausreichend erachtet. Ähnliche empirische Untersuchungen wurden für die Talsperren Stollberg, Ohra und Pöhl als Grundlage für die statische Berechnung durchgeführt. Die höhere Wissenschaftlichkeit der Baugrunduntersuchung erfordert jedoch die Schaffung von aussagekräftigen geomechanischen Kennziffern durch Großversuche, die zu übertragbaren Gesetzmäßigkeiten führen sollen. Auch der an der Talsperre Rauschenbach durchgeführte Abscherversuch zeigte, daß zur Präzisierung der ingenieurgeologischen Voraussagen solche aus Großversuchen gewonnenen Kennwerte erforderlich sind. Es muß anerkannt werden, daß auf dem Gebiet der Baugrunderkundung zwar große Anstrengungen gemacht werden. Jedoch muß die vorhandene Sporadität überwunden werden, um durch Forschungsarbeiten aller für die Baugrunduntersuchung zuständigen Einrichtungen umfassende und aussagekräftige Parameter der Baugrundbeschaffenheit im Interesse des Projektanten zu gewinnen.

Ebenso wie das Talsperrenprojekt bereits einen Vermessungsteil enthält, erscheint es notwendig, auch ein Erkundungsprojekt für den Baugrund aufzustellen. Dieses Erkundungsprojekt wäre von einer Gutachtergruppe zu prüfen und der Staatlichen Bauaufsicht der Wasserwirtschaft — Talsperren — vorzulegen. Dabei wären in der Örtlichkeit durchzuführende Versuche von der Projektierung in situ festzulegen. Unter Federführung des Projektanten sollten auf der Grundlage von Rahmenverträgen mit den einschlägigen Forschungseinrichtungen die Forschungsaufgaben festgelegt werden. Durch eine Arbeitsgemeinschaft Felsmechanik im Talsperrenbau wären die einzelnen Aufgaben zu koordinieren und die Ergebnisse auszuwerten und Empfehlungen für die weitere Forschung zu geben.

Zu dem Problem der wissenschaftlich-technischen Entwicklung auf dem Gebiet der Felsmechanik hat Prof. Dr. Meißer Vorschläge für die Disziplinen Geomechanik und Ingenieur-Geophysik in der Felsmechanik gemacht. Seine Gedanken, die Kapazitäten für diese Aufgabenstellungen zu verstärken und entsprechend organisiert zusammenzufassen, verdienen ernsthafte Prüfung.

Bei der Baugrunduntersuchung im Festgestein sind — wie bereits ausgeführt — mehrere Einrichtungen beteiligt. Es wäre deshalb zu überlegen, inwieweit die daran beteiligten Institutionen auf Grund einer ebenfalls abzuschließenden Vereinbarung zu einer Gutachtergruppe zusammengefaßt werden könnten, um das „Erkundungsprojekt", welches die vom Projektanten geforderten Untersuchungen und Aufschlüsse enthält, zu prüfen und der Staatlichen Bauaufsicht der Wasserwirtschaft zur Genehmigung vorzulegen.

Die Staatliche Bauaufsicht der Wasserwirtschaft trägt ferner die Verantwortung für die Abnahme der fertiggestellten Baumaßnahmen und die weitere Überwachung zur Erhaltung der Bausubstanz sowie der Erhaltung der Betriebssicherheit.

Durch die Anordnung über industrielle Absetzanlagen vom 12. Februar 1962 ist die Staatliche Bauaufsicht der Wasserwirtschaft auch für diese Anlagen, soweit sie den Charakter einer Talsperre tragen, zuständig. Dieser Überwachung kommt besondere Bedeutung zu, da verschiedene Fälle in den vergangenen Jahren gezeigt haben, daß beim Auftreten von Betriebsstörungen für die Volkswirtschaft sehr schädliche Auswirkungen entstehen können.

Es ist deshalb erforderlich, die Staatliche Bauaufsicht der Wasserwirtschaft für Talsperren und Speicher in ihrem wissenschaftlich-technischen Gewicht zur gründlichen Wahrnehmung der Prüf- und laufenden Kontrollaufgaben zu verstärken. Unter anderem wäre zu erwägen, einen zentralen Meßtrupp zu bilden, der die an den Talsperren durchgeführten Messungen mit den wissenschaftlichen Forschungsstellen und der Projektierung auswertet.

Bei der Vorbereitung und Durchführung von Speichermaßnahmen kommt dem Fachbereich Talsperren und Speicher in der Wasserwirtschaft die Aufgabe zu, die notwendigen technischen und wirtschaftlichen Grundsatzuntersuchungen durchzuführen. Die Vielfalt der anstehenden Aufgaben übersteigt jedoch die im Bereich der Wasserwirtschaft vorhandenen Kapazitäten für Forschung und Entwicklung. Deshalb sollten in einer gelenkten Gemeinschaftsarbeit sämtliche Stellen, die hierzu Beiträge leisten können, zusammengefaßt werden. Zum Teil geschieht das bereits, aber in der weiteren Arbeit sollte eine straffere Form durch vertragliche Vereinbarungen der übergeordneten Organe angestrebt werden.

Eine solche Vereinbarung besteht z. B. zwischen dem Amt für Wasserwirtschaft, dem Ministerium des Innern, Abteilung Vermessungs- und Kartenwesen und dem Volkswirtschaftsrat, Abteilung Energie. Darauf aufbauend hat sich eine Gutachtergruppe gebildet, die verantwortlich das Vermessungsprojekt für eine Talsperre prüft und der Staatlichen Bauaufsicht der Wasserwirtschaft — Talsperren — den Prüfbescheid zur Ausstellung der Genehmigung vorlegt.

Der Perspektivplan, der für die einzelnen Phasen und Stufen der Vorbereitung und Durchführung mit den Plänen anderer Wirtschaftszweige in Übereinstimmung gebracht wird, muß durch eine Analyse der Kräftebilanz ergänzt werden. Dabei wäre besonders auf den Kräftebedarf einzugehen, der für die Durchführung der Arbeiten, insbesondere auf technisch-wissenschaftlichem Gebiet, benötigt wird.

Für den vorliegenden Perspektivplan der Erweiterung des Speicherraumes ist die Baukapazität gesichert. Projektierungsseitig besteht ein Engpaß. Es ist deshalb Vorsorge zu treffen, daß die hierzu notwendigen Kräfte zur benötigten Zeit zur Verfügung stehen. Durch Vereinbarungen zwischen Projektierung, Bauausführung und den Hochschulinstitutionen sollten im Rahmen von Diplom- und Dissertationsaufgaben sowie Praktikanteneinsätzen und Fortbildungslehrgängen für Absolventen die Grundlagen der technisch-wissenschaftlichen Weiterentwicklung im Fachbereich Speicherbau unter Ausbau der vorhandenen guten Ansätze weiter verdichtet werden.

Auch nach der Anordnung über die Planung der Projektierung und die Organisation des Projektierungswesens vom 19. Dezember 1963 sind die wissenschaftlichen Institutionen verpflichtet, die Projektierungseinrichtungen durch Konsultation und Dokumentationen über den wissenschaftlich-technischen Höchststand zu informieren und sie bei der Lösung ihrer Aufgaben zu unterstützen. Dabei können sie auch auf dem Vertragswege eigenverantwortliche Erarbeitungen von Aufgabenstellungen durchführen.

Als Zentrum der Talsperren- und Speicherprojektierung wird der bei der Wasserwirtschaftsdirektion Obere Elbe — Mulde bestehende Fachbereich weiter ausgebaut. Zur Erhöhung der Wissenschaftlichkeit der Projektierung ist beabsichtigt, ihm ein hydrotechnisches Baustofflabor anzugliedern, das in seinem Grundstock in einem betontechnologischen und erdstofftechnologischen Labor bereits besteht. Es wäre durch ein gesteinstechnologisches Labor für die Probleme der Steinschüttdämme zu ergänzen.

In der bisherigen Entwicklung hat sich ferner abgezeichnet, daß in der Felsmechanik die Geologen, Geophysiker und Geomechaniker mit dem Projektanten einen gemeinsamen Weg beschreiten sollten, um für den Talsperrenbau aussagekräftige Berechnungsverfahren zu erbringen. Das bedeutet, daß bereits in den Lehrplänen der eben genannten Disziplinen entsprechende Schlußfolgerungen gezogen werden. Es sollte auch geprüft werden, nach internationalem Vorbild einen Lehrstuhl für Ingenieurgeologie zu schaffen.

Ich darf zusammenfassen, daß meine Ausführungen nur einige Probleme der wissenschaftlich-technischen Vorbereitung und Durchführung von Speichermaßnahmen ansprechen konnten und Anregungen für die weitere Verbesserung der Arbeit geben sollen.

In der gemeinschaftlichen Arbeit liegt auch hier der Schlüssel des Erfolges. Die meßbaren Ergebnisse unserer Bemühungen werden sich in dem Maße einstellen, wie es gelingt, die Grundsätze des neuen ökonomischen Systems der Planung und Leitung der Volkswirtschaft auch im Bereich der Speicherwirtschaft umfassend anzuwenden.

Der Kompaß für die weitere Arbeit sollten die Beratungen auf der 5. Tagung des ZK der SED — insbesondere die grundlegenden Ausführungen des 1. Sekretärs des ZK der SED und Vorsitzenden des Staatsrates, Walter Ulbricht, sein. In der vorausschauenden Planung mit der Orientierung auf den Höchststand in der Perspektive, im zweckvollen Einsatz der Wissenschaft und Projektierung, bei kluger Ausnutzung aller Möglichkeiten in der Anwendung der ökonomischen Hebel zur Erhöhung des volkswirtschaftlichen Nutzens und in der gemeinschaftlichen Arbeit liegt das Unterpfand weiterer Erfolge auf dem so komplizierten, aber auch begeisternden Arbeitsgebiet der Speicherwirtschaft, zum Nutzen unserer Volkswirtschaft, zum Wohle unserer sozialistischen Heimat.

In diesem Sinne wünsche ich Ihrer Beratung einen erfolgreichen Verlauf.

Literatur

[1] Einheit 1962, Heft 1.

[2] *Bolicek:* Vodni hospodarstvi, Heft 8 (1963).

Probleme der Standsicherheitsberechnung von Staumauern auf Festgestein

Von *Joachim Enderlein*, Berlin

Der steigende Bedarf an künstlichen Stauseen zum Ausgleich zwischen Wasserüberfluß und Wassermangel sowie für die Energieerzeugung hat in den letzten fünfzehn Jahren zu einer gewaltigen Entwicklung sowohl in der Anzahl als auch in der Abmessung der Staubauwerke für Talsperren geführt. Werden von den zwei möglichen Grundtypen der Staubauwerke nur die Staumauern betrachtet, so legen die Staumauern mit einer Höhenabmessung von über 250 bis 300 m Zeugnis über die enorme technische Entwicklung des Talsperrenbaues in der Welt ab. Es ist nicht der Ehrgeiz des Ingenieurs, durch eine noch kühnere Konstruktion der Staumauer bereits bestehende Staubauwerke in ihren Abmessungen zu übertreffen, sondern wirtschaftliche Gesichtspunkte bestimmen die Dimensionierung der Anlage. Hierbei muß die Talsperre allen Anforderungen hinsichtlich der Betriebs- und Standsicherheit gerecht werden. So gewinnt beim Talsperrenbau die Verantwortung des Ingenieurs besonders an Bedeutung, da Wirtschaftlichkeit und Sicherheit über Jahrzehnte hinaus garantiert sein müssen. Durch den Staumauerbruch Vega de Tera (Nordspanien) und Malpasset bei Frejus (Südfrankreich) im Jahre 1959 und durch die Talsperrenkatastrophe Vaiont (Norditalien) 1963 wurde in jüngster Vergangenheit wiederum die breite Öffentlichkeit auf die große Verantwortung hingewiesen, mit welcher diese Großbauten, gleich welcher Dimension, vorbereitet, ausgeführt und überwacht werden müssen. Die Ursachen derartiger Katastrophen verweisen immer wieder auf den empfindlichsten Punkt der Standsicherheit eines massiven Staubauwerkes, d. h. auf den Gründungsbereich. Ein Überblick über die Geschichte der Staumauerkatastrophen zeigt, daß trotz Ausführung der verschiedensten Mauertypen kein Unterschied im Sicherheitsgrad bezüglich des Betonbaues als solchen festgestellt werden kann [1]. Maßgebend für die Standsicherheit einer Staumauer ist und bleibt in erster Linie die Gründung einer Staumauer, d. h. die Felsverhältnisse im Bereich der Sperrstelle. Andererseits ist der statische Nachweis der Beanspruchung des Gründungsfelsens noch unsicher, weil die Berechnungen mit stark vereinfachten, dem tatsächlichen Gründungskörper nur schlecht entsprechenden Annahmen durchgeführt werden müssen.

Grundtypen der Staumauern

Nach den Grundbegriffen der Statik lassen sich die massiven Abschlußbauwerke der Talsperren in zwei Grundtypen einteilen:

die äußerlich statisch bestimmte Gewichtsstaumauer und

die seitlich eingespannte Bogenstaumauer.

Alle Staumauern, deren Querschnitte ohne seitliche Reaktion „schwer" genug sind, um nicht von der darauf wirkenden Wasserlast gekippt zu werden, sind ihrem Grundtyp nach Gewichtsstaumauern. Hierzu gehören auch die verschiedenen Typen von Pfeilerstaumauern.

Unter Bogenstaumauern versteht man allgemein jene Gruppe der gekrümmten Staumauern- in der die Lastübertragung vorwiegend durch Bogen- bzw. Gewölbebewirkung erfolgt. Je schlanker der Mauerquerschnitt und je kleiner der Krümmungsradius, um so besser wird eine Ausnutzung der Bogenwirkung erzielt, d. h., die Mauer wird elastischer.

In den letzten Jahrzehnten hat es zu einer solchen Mannigfaltigkeit in der Gestaltung der Staumauern geführt, daß es schwer fällt, eine feste Grenze zwischen den beiden Grundtypen von Staumauern zu ziehen, da mehr oder weniger die Gewichtswirkung bzw. die Bogenwirkung bei den Typen genutzt wird.

Bisher bildet die Gewichtsstaumauer den weitaus am meisten verbreiteten Typ unter den massiven Abschlußbauwerken von Talsperren, obwohl in den Alpenländern die Bogenstaumauer immer mehr zur Anwendung kommt. Unter Berücksichtigung der topographischen und bautechnologischen Voraussetzung wird auch weiterhin die Gewichtsstaumauer der Grundtyp für die massiven Sperrbauwerke von Talsperren in der DDR bleiben.

Angreifende Kräfte

Die auf eine Staumauer wirkenden Kräfte lassen sich in zwei Gruppen einteilen:

die Stabilität begünstigenden Kräfte und
die Instabilität fördernden Kräfte.

1. Zu den die Stabilität begünstigenden Kräften gehören
   a) das Eigengewicht der Mauer
   b) der Scher- und Gleitwiderstand der Mauer
   c) bei luftseitiger Anschüttung der Mauer der Erddruck
   d) in bestimmten Fällen der Druck aus dem Unterwasser.
2. Zu den die Instabilität fördernden Kräfte zählen
   a) der Stauwasserdruck
   b) der Auftrieb infolge des unter Staudruck stehenden Wassers im Gründungsfelsen (Sohlenwasserdruck)
   c) Eisdruck
   d) dynamische Kräfte (Erdbeben und sonstige Schwingungseintragungen)
   e) Formänderungskräfte
      infolge Deformation und Veränderung im Baugrund, Schwinden, Quellen und Kriechen des Betons und Temperaturänderung.

Unser Wissen über Größe und Richtung der hier aufgeführten Kräfte ist zum Teil noch sehr mangelhaft. So bestehen besonders bei folgenden Belastungsannahmen Unsicherheiten:

Festlegung der Scher- und Gleitsicherheit einer Mauer auf Felsuntergrund und über alle unter 2b bis 2e genannten Belastungen.

Bevor auf die Probleme bei der Festlegung des Sohlenwasserdruckes, des Scher- und Gleitwiderstandes und der Formänderungskräfte infolge Deformation und Veränderung im Baugrund hingewiesen wird, soll kurz auf die Problematik der Berechnungsmethodik zur Abschätzung der Materialbeanspruchung eingegangen werden.

Grundzüge der statischen Berechnungsmethoden

Bereits in der Mitte des vorigen Jahrhunderts stellten die Franzosen *Graeff* und *Sazilly* eine Berechnungsmethode auf, die im heutigen Sinne der Statik der Balkentheorie entspricht. Hierbei wird angenommen, daß die Mauer durch lotrechte Schnitte in planparallele Mauerstreifen von 1 m Dicke unterteilt ist, die in erster Annäherung als hochkant gestellte Balken anzusehen sind.

Zur Ermittlung des Spannungszustandes werden in geeigneten Abständen waagerechte Schnitte durch die Mauer geführt und für jeden Schnitt die Gleichgewichtsbedingung, also $\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$, aufgestellt. Die Annahme der Gültigkeit des *Hooke*schen und *Navier*schen Gesetzes (Proportionalität zwischen Verformung und Spannung sowie das Ebenbleiben der Querschnitte) führt zwangsläufig zu einer linearen bzw. trapezförmigen Verteilung der Normalspannung. Dieses Berechnungsverfahren ist allgemein unter der Bezeichnung „Trapezregel" bekannt.

1870 fügte *Rankien* die Bedingung der Zuglosigkeit bei, die als Ergebnis die Forderung des Verbleibens der Resultierenden im mittleren Drittel der untersuchten Schnittfläche zum Inhalt hatte. Dies bedeutet, daß bei vollem Becken die wasserseitige Randspannung gleich Null sein muß, und stellt somit einen Nachweis der Kippsicherheit der Mauer dar.

Der Bruch der Bouzey-Staumauer (Frankreich) 1895 lenkte nicht nur die Aufmerksamkeit der Talsperrenkonstrukteure auf die Wirkung des Auftriebes (Sohlenwasserdruck), sondern zeigte, daß diese einfache und doch noch heute in der praktischen Anwendung befindliche „Trapezregel" besonders zur Einschätzung der Materialbeanspruchung im unteren Mauerteil nicht befriedigt.

Bei dieser Berechnungsmethode werden die Einspannungsverhältnisse sowie der Unterschied zwischen der Elastizität des Gründungsgebirges und der Betonmauer, die eine wesentliche Veränderung der linear angenommenen Spannungsverteilung verursachen, nicht berücksichtigt. Daher hat die aufgeführte Berechnungsmethode nur annähernd Gültigkeit für den Mauerbereich weit über der Gründungssohle, weil stillschweigend vorausgesetzt wird, daß sich der Querschnitt der Mauer in der Tiefenrichtung beliebig weit fortsetzt.

Es liefen umfangreiche theoretische Untersuchungen, um besonders die Spannungen im unteren Mauerbereich mit Hilfe der mathematischen Elastizitätstheorie bestimmen zu können. Die bekanntesten und auch heute noch umfassendsten Berechnungsverfahren sind die in den 30er Jahren von *Brahtz* [2] und *Tölke* [3] veröffentlichten Ansätze zur Ermittlung der Spannungskomponenten als partielle Abteilung der Airyschen Spannungsfunktion F.

$$\sigma_x = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} \qquad \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} \qquad \tau = -\frac{\delta^2 F}{\delta x \, \delta z} \qquad (1)$$

Unter der Voraussetzung, daß der Baugrund einem unendlich ausgedehnten Halbraum gleichgesetzt werden kann, wurde es möglich, bei beliebig vorgeschriebenen elastischen Eigenschaften von Fels und Beton die Spannungen im Gründungsbereich

der Mauer zu beschreiben. Abgesehen von dem umfangreichen Rechenaufwand, der zur Lösung dieser schwierigen Aufgabe erforderlich ist und dazu führt, daß bei der Lösung praktischer Aufgaben die mathematische Elastizitätstheorie nicht voll zur Anwendung kommt, sind die Ergebnisse auch bei einer qualitativen Betrachtung von großer baupraktischer Bedeutung (Bild 1).

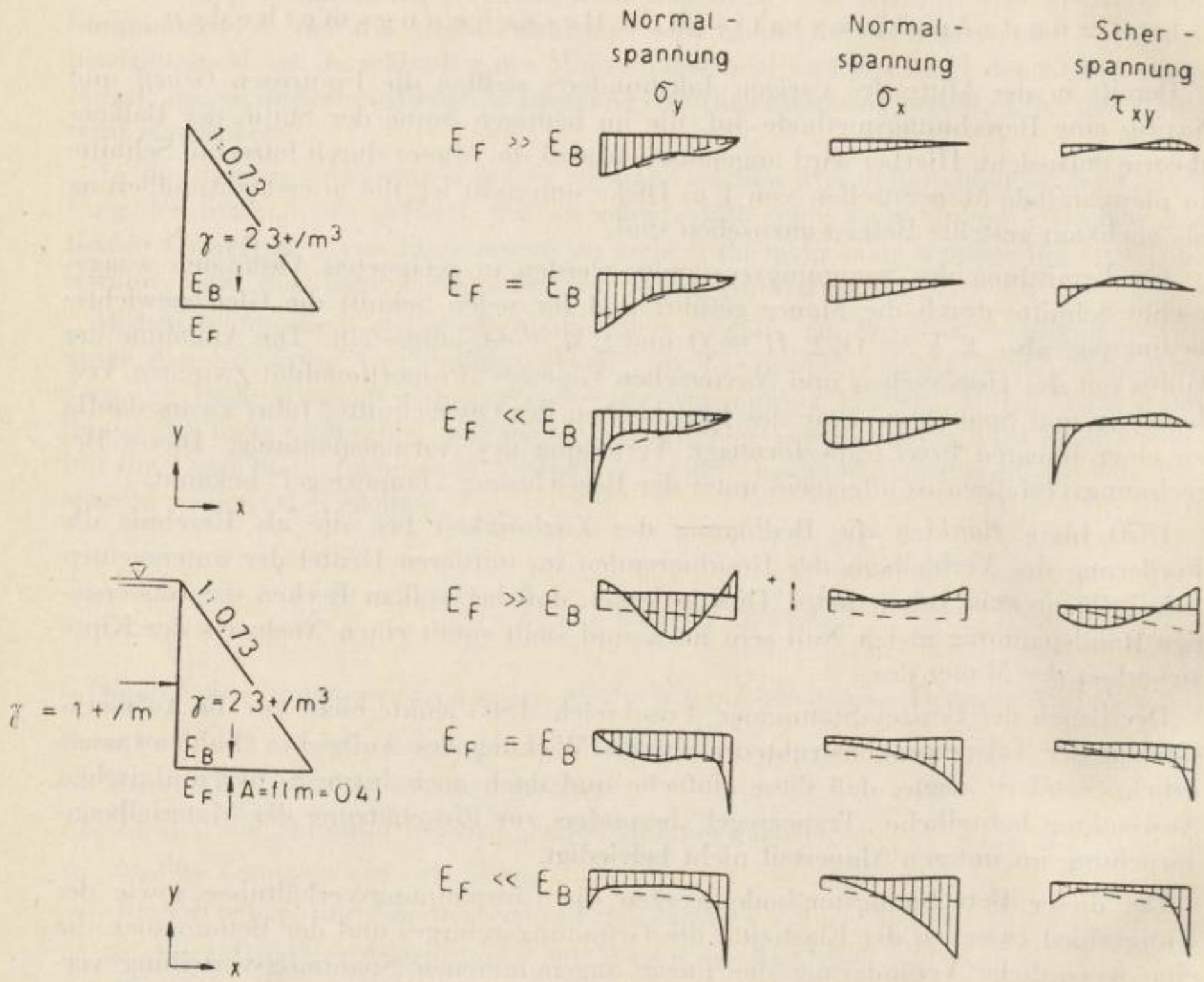


Bild 1. Spannungsverteilung im Gründungsbereich unter Berücksichtigung der Baugrundelastizität nach elastizitätstheoretischer Grundlage (gestrichelte Linie nach Trapezregel)

Allgemein kann aus der aufgezeichneten Spannungsverteilung festgestellt werden, daß diese teilweise beträchtlich von der aus der Trapezregel abgeleiteten linearen Spannungsverteilung abweicht.

Bei l e e r e m Becken treten am wasserseitigen Fuß relativ hohe Druckspannungen auf, so daß bei Berücksichtigung der Kronenauflast durchaus die Gefahr bestünde, am luftseitigen Fuß Zugspannungen zu erhalten. Dem wird baulich dadurch Rechnung getragen, daß der luftseitige Fuß nicht in der hier gezeigten spitzen Form zur Ausführung kommt. Natürlich muß hier wie überall im Bereich der Gründungsfläche für einen besonders guten Beton Sorge getragen werden. Unter Berücksichtigung der Baugrundverformung ist weiterhin zu erkennen, daß die Mauer im Gründungsbereich nicht nur senkrechte Kräfte überträgt, sondern es treten horizontal wirkende Gegen-

kräfte auf, die zusätzlich Druckspannungen erzeugen und damit sehr vorteilhaft den Schwind- und Temperaturspannungen im Beton entgegenwirken.

Bei gefülltem Staubecken treten bei einem härteren Fels im Bereich des wasserseitigen Fußes der Mauer Druckentlastungen auf, so daß der Sohlenwasserdruck gegebenenfalls in diesem Bereich voll wirksam wird. Bei einem weicheren Fels sind im Bereich des wasserseitigen und besonders am luftseitigen Fuß erhebliche Drucksteigerungen zu erkennen. Wahrscheinlich ist, daß bei einem weicheren Fels eine bessere Vergleichmäßigung durch Heranziehung weiterer Bereiche des Felsens zur Übernahme der Spannung möglich ist. Es können infolge der Wasserbelastung im Becken unter Umständen wesentliche Zusatzbeanspruchungen im Bereich der Gründungssohle auftreten, die in diesen aufgezeichneten Spannungsbildern nicht enthalten sind [4] [5].

Diese gezeigten Spannungsbilder lassen die Schlußfolgerung zu, daß bei gefülltem Staubecken und sehr gutem Felsuntergrund mit hohem E-Modul die Baugrundverformung den Spannungsverlauf im Gründungsbereich der Mauer ungünstig beeinflußt. Die Gefahr der möglichen Zugspannungen am wasserseitigen und luftseitigen Fuß der Mauer, die fehlende horizontale Druckbelastung — hierdurch die Gefahr der Längsrißbildung in der Mauer — könnten zu der Entscheidung führen, bei einem Felsuntergrund mit hohem E-Modul einen sichereren Bauwerkstyp als die Gewichtsstaumauer zu wählen.

Die Längsrisse in einer Gewichtsstaumauer sind deshalb so gefährlich, weil sie den Kraftverlauf kreuzen und den monolithischen Aufbau einer Mauer stören und sich im übrigen einer Beobachtung bei einer vollen Gewichtsstaumauer völlig entziehen.

Die Berücksichtigung der Baugrundverformung zeigt, daß die landläufige Anschauung, wonach der Gründungsfelsen mit einem höheren E-Modul als der Beton das höchste Maß an Sicherheit verbürgt, in dieser allgemeinen Form nach der Elastizitätstheorie nicht gilt [3].

Da aber die Formänderungseigenschaften eines Felsens weniger von der Gesteinsfestigkeit als vielmehr vom Durchtrennungsgrad des Gebirges bestimmt werden, muß bei einem Fels mit einem niedrigeren E-Modul als beim Beton die Klüftung des Gründungskörpers genauer erfaßt werden; denn das Flächengefüge ist wiederum ausschlaggebend für den Scherwiderstand einer Mauer.

Diesen aus der Elastizitätstheorie abgeleiteten Ergebnissen ist aber entgegenzustellen, daß die zur Lösung des Problems vorgegebenen Randbindungen sehr stark von den natürlichen Bedingungen abweichen. Der Felsuntergrund ist nicht homogen und isotrop, wie es die Theorie voraussetzt. Die Zerklüftung im Felsen ist in verschiedenen Richtungen verschieden groß und bedingt eine mechanische Anisotropie. Deshalb läßt sich die Formänderung des Felsens noch weniger als beim Beton nur mit einem „scheinbaren Elastizitätsmodul" beschreiben. Außerdem kann man diesen Modul nicht der gesamten Gründungsfläche schlechthin zuordnen. Weiterhin bleibt bei der Anwendung der Elastizitätstheorie nach *Tölke* die senkrechte Wasserbelastung auf der Beckensohle von der Mauer und damit ihr Einfluß auf das Spannungsfeld im Gründungsbereich der Mauer unberücksichtigt. Die wirkliche Spannungskonzentration im Bereich des luft- und wasserseitigen Fußes müßten also kleiner sein, als die Theorie vermuten läßt [4].

Erst durch den Vergleich der errechneten Werte mit den am Modell gemessenen und den am Bauwerk ermittelten Beobachtungswerten wird sich zeigen, inwieweit diese Berechnungsmethode für die Talsperrenbaupraxis ausreicht.

Da die Probleme je nach den örtlichen Voraussetzungen und nach dem Bauwerkstyp sehr verschieden sind, beschreitet man im internationalen Maßstab auf dem Gebiet des Talsperrenbaues immer mehr den Weg, durch umfangreiche Modelluntersuchungen, Feldversuche und Messungen am Bauwerk die Materialbeanspruchung und Standsicherheit genauer zu erfassen.

Probleme bei Festlegung der Belastungsannahmen im Bereich des Felsuntergrundes unter besonderer Berücksichtigung des Scher- und Gleitwiderstandes

Sohlenwasserdruck

Von wesentlichem Einfluß auf die endgültige Festlegung des Querschnittes einer vollen Gewichtsstaumauer ist bekanntlich der Auftrieb als instabilitätsfördernde Kraft, die dem Eigengewicht der Mauer entgegenwirkt.

Wird der „Sohlenwasserdruck", wie die Auftriebserscheinung allgemein im Talsperrenbau bezeichnet wird, zu niedrig angesetzt bzw. nicht beachtet, so ist die Standsicherheit einer Gewichtsstaumauer gefährdet. Hingegen führt ein zu hoch angesetzter Sohlenwasserdruck zu einer unwirtschaftlichen Überdimensionierung der Mauer.

Obwohl über die Größe und Verteilung des in die Rechnung einzuführenden Sohlenwasserdruckes schon zahlreiche Untersuchungen und Berichte vorliegen, muß der Projektant nach wie vor den Sohlenwasserdruck mehr oder minder schätzen. Die Sohlenwasserdruckmessungen an bestehenden Staumauern geben zwar einen gewissen Anhalt, aber einigermaßen zutreffende Rückschlüsse auf die Größe und Verteilung des Sohlenwasserdruckes für die geplante Gewichtsstaumauer lassen sich hieraus nicht ziehen.

Die Porosität und der Durchtrennungsgrad des Gründungskörpers, die Wirksamkeit der Abdichtungsmaßnahmen im Felsuntergrund und der auftriebsmindernden Entwässerung im Gründungsbereich sind bekanntlich von Sperrstelle zu Sperrstelle sehr unterschiedlich. Die bisher zum Einsatz gekommenen Aufschluß- und Untersuchungsverfahren ermöglichten es nicht, Angaben über die Intensität des Auftriebes entsprechend dem Druckverlust — bei der Durchsickerung des Stauwassers unterhalb der Mauer — in Form eines Abminderungsbeiwertes m im voraus zu machen. In dem nachstehenden Beitrag „Probleme bei der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Festgestein" [6] wird dieser Fragenkomplex näher untersucht.

Gleit- und Schersicherheit

Vor einem der schwierigsten Probleme bei der Standsicherheitsberechnung von Staumauern auf Festgestein steht der Bauingenieur beim Nachweis der Gleit- und Schersicherheit der Mauer. Den rechnerischen Nachweis hierfür erbringt er mit Hilfe des Reibungsgesetzes nach *Coulomb*, das ihm vom Studium der Bodenmechanik her bekannt ist:

$$\tau = \sigma \tan \varrho + c \qquad (1)$$

τ = Scherspannung
σ = Normalspannung
c = Kohäsion
$\tan \varrho$ = Reibungswinkel $\triangleq$ Reibungszahl μ

Allein die Anwendung dieser Gleichung zum Nachweis des Gleit- und Scherwiderstandes einer Mauer auf Fels zeigt, wie stark natürliche Bedingungen idealisiert werden, um Sicherheitskriterien im technischen Festigkeitsnachweis erfüllen zu können.

Im Grunde genommen kann diese Gleichung nur dort Anwendung finden, wo ähnliche Voraussetzungen wie die in der Bodenmechanik durch Bildung von Gleitflächen bestehen, so z. B. bei Steinschüttungen oder in einem engklüftigen Zerrüttungsmaterial.

Für alle anderen Fälle läßt sich eigentlich die Scherfestigkeit nicht nach der *Coulomb*schen Geraden bestimmen. Entweder muß diese aus der *Mohr*schen Hüllkurve (Triaxialversuch) oder aus der Spannungsverteilung eines Schlitzversuches im Fels beschrieben werden.

(Charles *Jäger* [7] beschreibt die Möglichkeit, im Bereich des Bohrlochansatzes Triaxialversuche „in situ" durchzuführen, während *Müller* [8] die Ausführung des Schlitzscherversuches mehr betont.)

Nach Einsetzen der Belastungsgrößen und Umformung erhält man die Grundgleichung für die Schersicherheit:

$$\eta = \frac{V \cdot \mu_{vor} + F \cdot c_{vor}}{\Sigma H} \tag{3}$$

und für die reine Gleitreibung:

$$\mu\,\mathrm{erf} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \tag{4}$$

$$\eta = \frac{\mu_{\mathrm{vor}}}{\mu_{\mathrm{erf}}} \tag{5}$$

Ohne weiter auf das Grundproblem über die Anwendbarkeit der *Coulomb*schen Gleichung zum Nachweis der Gleit- und Schersicherheit bei Massivbauwerken auf Felsgestein näher einzugehen, müssen wir bereits bei der Festlegung der physikalischen Kennwerte für diese Grundgleichung schwer einzuschätzende Ungenauigkeiten in Kauf nehmen, so u. a. bei reiner Gleitreibung mit der Festlegung des Reibungswinkels tan ϱ bzw. des Reibungsbeiwertes μ und bei der Haftreibung — oder auch Schereibung genannt — noch zusätzlich des Kohäsionsanteils bzw. der Haftfestigkeit c und damit der Festlegung der Scherfläche F.

Während in der Bodenmechanik zur Ermittlung der Werte μ und c labortechnische Voraussetzungen entwickelt wurden und sich für die Grundbaupraxis bewährt haben, muß der Bauingenieur bei Massivbauwerken im Fels diese statischen Grundwerte z. T. auch heute noch gefühlsmäßig einschätzen. Oft wurden diese Werte aus den gesteinstechnischen Untersuchungen in den Gleichungsansatz zum Nachweis der Gleit- und Schersicherheit der Mauer auf Fels übernommen. Ebenso wird die Druckfestigkeit des Gründungsfelsens oft nach den Festigungsprüfungen an Bohrkernen bzw. Gesteinswürfeln beurteilt. Erst durch die wiederholt in der Welt aufgetretenen Staumauerbrüche, die zum großen Teil auf die Überwindung des Reibungswiderstandes im Fels zurückzuführen sind, wurde dem Bauingenieur bewußt, daß die Gebirgsfestigkeit der Gründung erheblich kleiner sein muß als die im Labor ermittelte Gesteinsfestigkeit.

Um einigermaßen in der Annahme der Kennwerte für seine statische Berechnung sicher zu gehen, war er gezwungen, die mechanischen Eigenschaften des Gründungsfelsens im Großversuch zu ermitteln. Bereits 1940 und 1954 sind bei den Vorunter-

suchungen zum Bau der Rappbodetalsperre erstmalig Großscherversuche an Betonblöcken, die auf den Gründungsfels aufbetoniert wurden, durchgeführt worden [9] [10]. Diese Versuche sind als eine Pionierleistung auf dem Gebiet der Felsmechanik und damit nicht zuletzt im Bereich des Talsperrenbaues zu bewerten. In den darauffolgenden Jahren fanden in der Welt mehrfach zur Ermittlung der Reibungsbeiwerte Großversuche im Gründungsbereich von Staumauern statt, so u. a. beim Bau der Gewichtsstaumauer Bratsk, Angara (UdSSR), an 76 in einem Stollen und in der Baugrube aufbetonierten Betonblöcken [11], ebenso die „in situ"-Versuche an 44 Betonblöcken zum Bau der Gewichtsstaumauer Vluda Nova, Rabagao (Portugal) [12] und die großzügig angelegten Scherversuche am Gründungsgebirge der Staumauer Kurobe, Japan [8] [13]. Jedoch aus den Veröffentlichungen dieser und anderer Versuche, außer den letztgenannten, ist zu entnehmen, daß bei der Auswertung der Versuchsergebnisse der Einfluß der Gebirgseigenschaften, wie u. a. Schichtung, Schieferung, Klüftung, Kluftbesatz usw. nur qualitativ eingeschätzt wurde bzw. unberücksichtigt blieb.

Setzen wir voraus, daß die Reibungsbeiwerte hinreichend aus Großversuchen bekannt sind, so wird der Standsicherheitsnachweis unter der Annahme geführt, daß der Reibungswiderstand zwischen Gründungsoberfläche und Mauergrundfläche bzw. der Scherwiderstand im Fels den Sicherheitsfaktor $\eta > 1$ erfüllt. Dabei ist zu beachten, daß der Sicherheitsfaktor nur die rechnerische Sicherheit enthält, während die wirkliche Sicherheit entsprechend den zahlreichen Einflußgrößen schwer einzuschätzen ist. Zum Vergleich die Sicherheitskriterien für Beton: Zum Beispiel schreibt die Richtlinie — für den Entwurf von Stauanlagen [14] — für den Beton eine 5- bis 6fache Sicherheit für die zulässige Druckbeanspruchung in waagerechter und lotrechter Richtung vor. Hingegen wird beim Gleit- und Schersicherheitsnachweis der Staumauer der Sicherheitsfaktor $\eta = 1{,}2$ bis $1{,}6$ für ausreichend erachtet. Dies wird nicht einmal vorgeschrieben, denn in der bisher gültigen Richtlinie hierzu heißt es nur:

„Die Gleitsicherheit ist unter Berücksichtigung der Haftfestigkeit zu erbringen".

Außerdem ist hervorzuheben, daß für den Beton ein straff gegliederter Prüfnachweis und außerdem relativ gute Kenntnisse über die Werkstoffeigenschaften vorliegen, während bei der Festigkeitsbeurteilung des tragenden Elementes einer Betonmauer, des Felsens, die Hilfsmittel noch ungenügend genutzt bzw. erst entwickelt werden müssen.

Allein diese Betrachtung über die Sicherheitsfaktoren zeigt, wie inkonsequent der Festigkeitsnachweis einer Staumauer geführt wird. Eine Erhöhung der Betongüte ist nicht gleichbedeutend mit einer Erhöhung der Gesamtsicherheit eines Bauwerkes, wenn nicht gleichzeitig die Erfassung und Beschreibung der Festigkeitseigenschaften des Felsens verbessert werden [8]. Kurz gesagt, die Sicherheit einer Konstruktion ist nicht größer als ihr schwächstes Glied.

Wenn die praktische Durchführung und Auswertung von Großscherversuchen in situ mit Betonblöcken bzw. mit Felskörpern noch keine ideale Lösung zur Ermittlung der Abscherfestigkeit darstellt — da besonders die Wirkung des Auftriebes nicht erfaßt wird —, so lassen sich doch wertvolle Erkenntnisse über den Einfluß der Inhomogenität und Anisotropie auf das Verformungs- und Festigkeitsverhalten einer Staumauer auf Fels ableiten. Eine exakt meßtechnische Überwachung des Versuchsablaufes und eine quantitative Erfassung der geologischen Einflußfaktoren im Untersuchungsbereich sind eine wichtige Voraussetzung für die Genauigkeit der Ergebnisse. Während die meßtechnische Überwachung die Größe der eingeleiteten Kräfte, die

Verschiebungen und Verformungen des Blockes bzw. des Felskörpers erfassen soll, erwartet der Ingenieur vom Geologen eine zahlenmäßige Bewertung und Beurteilung des Flächengefüges im Fels. Diese Forderung besteht allgemein für den gesamten Gründungskörper einer Staumauer, denn die geologisch bedingten Trennflächen — wie bereits erwähnt — veringern je nach ihrer Ausbildung und ihrer Lage zur Kraftrichtung besonders den Scherwiderstand.

Neben einer statischen Beschreibung der Kluftausbildung ist ein besonderes Augenmerk auf die Wandbeläge und Füllungen der Klüfte zu richten. Die Reibung auf den Kluftflächen wird um so mehr von der inneren Reibung der Kluftfüllung bzw. Zwischenmittel abhängen, je gleichmäßiger die Klüfte von diesen erfüllt sind. Die Reibung und Kohäsion dieser Zwischenmittel wird — sehr zum Unterschied von der echten Gleitreibung der Kluftflächen — in ganz besonderem Maße von der zu erwartenden Durchfeuchtung, von dem Porenwasserdruck in dem Zwischenmittel beeinflußt. Statt einer gefühlsmäßigen Beurteilung der mechanischen Eigenschaften dieser Zwischenmittel sollten die Erfassungen und Hilfsmittel der Bodenmechanik zur Bewertung genützt werden.

Wie schwierig es ist, die geologische Erkundung auf eine quantitative technische Bewertung des Felsuntergrundes auszurichten, ist bekannt. Andererseits sind aber auch neuere Untersuchungs- und Auswerteverfahren in der Praxis zu erproben, um die Festigkeits- und Formänderungseigenschaften des Felsens besser als bisher beurteilen zu können. Es sei nur die zusammenfassende Darstellung über Erhebung und statistische Auswertung geologischer Daten für eine quantitativ geomechanische Gebirgsbeschreibung von *Müller* [8] und *John* [15] erwähnt. Dem Geologen fällt nicht allein die Aufgabe zu, technisch wichtige Kennwerte zur Beschreibung des Gebirgskörpers zu ermitteln, und diese auch noch in der Denkweise des Bauingenieurs zu interpretieren. Der Bauingenieur als Hauptverantwortlicher für die Berechnung, Projektierung und Bauausführung von Talsperrenbauten ist verpflichtet, nicht nur die ihm bekannten Untersuchungsmethoden zur exakten Beurteilung der Standsicherheit von Staubauwerken einzusetzen, sondern auch die Möglichkeiten und Erfahrungen der Geophysik, Geomechanik und Geodäsie zu nutzen.

Gesamtüberblick

Der Verfasser ist sich bewußt, im Rahmen dieser Ausführungen nicht alle mit der Standsicherheitsberechnung von Staumauern auf Festgestein zusammenhängenden Probleme entsprechend ihrer Bedeutung auch nur erwähnt zu haben, so u. a. Fragen über die Ermittlung der Formänderungskräfte infolge Deformation und Veränderung im Baugrund und die Formänderungskräfte infolge Temperaturausbildung im Bereich der Gründungssohle, Richtung und Ausbreitung der Fundamentkräfte, die Bestimmung und Wirkung der hydrostatischen Druckkräfte (Kluftwasserdruck) im Bereich der Hangfelder der Mauer. Ein weiteres von der ökonomischen Seite aus wichtiges Problem besteht noch in der Ermittlung weiterer Berechnungsgrundwerte, wie z. B. des Elastizitäts- bzw. Verformungsmoduls, des Schubmoduls und der Querdehnungszahl, denn es ist zu untersuchen, ob dynamisch ermittelte Verformungswerte mit den für die Berechnung erforderlichen statischen Verformungswerten in bestimmten Bereichen vergleichbar sind.

Diese allgemein gehaltenen Ausführungen haben den Zweck, den Kollegen, die nicht unmittelbar im Fachbereich Speicherbau tätig sind, einen Einblick in die Pro-

bleme zu geben, denen der Bauingenieur bei der Bewertung der Standsicherheit eines Staubauwerkes auf Festgestein gegenübersteht.

Bei der großen Verantwortung, die wir mit dem Bau von Talsperren übernehmen, reichten heute eine gefühlsmäßige Bewertung, theoretisch unzureichende und oberflächliche Beschreibung der Gründungsverhältnisse im Fels nicht aus, wenn nicht nur unbedingt sicher, sondern auch wirtschaftlich gebaut werden soll.

Die volkswirtschaftliche Bedeutung des Talsperrenbaues bedingt eine aktive Bereitschaft weiterer Fachgebiete, um bei der Lösung der hier aufgezeichneten Probleme zielgerichtet mitzuarbeiten. Der Bauingenieur, Geologe, Geophysiker, Geomechaniker und Geodät haben hier Aufgaben für eine echte Gemeinschaftsarbeit, um eine exakte wissenschaftliche Vorbereitung und Überwachung der Talsperrenbauten zu sichern.

Literatur

[1] *Lanser, O.:* Überblick über Talsperrenkatastrophen der Vergangenheit. Zeitschrift Österreichische Wasserwirtschaft **12** (1960)

[2] *Rydzewski, J. R.:* Stress Distribution in Gravity Dams. Water – Power (Juni 1960)

[3] *Tölke, F.:* Wasserkraftanlagen – Zweite Hälfte / Erster Teil Staudämme und Staumauern. Berlin, Springer Verlag 1938.

[4] *Juillard, H.:* Gewichtsstaumauern. Wasser- und Energiewirtschaft Sonderheft Nr. 7/8/9 (1956).

[5] *Press, H.:* Stauanlagen und Wasserkraftwerke. I. Teil Talsperren, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1958.

[6] *Schaef, H.-J.:* Probleme bei der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Festgestein. Siehe dieses Heft S. 45.

[7] *Jaeger, Ch.:* Rock Mechanics and Hydro-Power Engineering. Water – Power (September 1961).

[8] *Müller, L.:* Der Felsbau, 1. Band, Ferd. Enke Verlag Stuttgart, 1963.

[9] *Knop, E.:* Gleitversuch für die Rappbodesperre. Bericht, 1940, unveröffentlicht.

[10] *Hahn, W.:* Baugrundgroßversuch an der Rappbodestaumauer zum Nachweis der Stand- und Gleitsicherheit. Wasserwirtschaft–Wassertechnik (1958) Heft 4.

[11] *Borowger:* Geologie und Talsperren, Bd. II, Staatl. Energie-Verlag, Moskau-Leningrad 1962.

[12] *Serafim, Lopes:* "In Situ" Shear Tests and Triaxial Tests of Foundation Rocks of Concrete Dams. 5th Int. Con. on Soil Mech. and Found. Eng. (Paris 1961).

[13] *John, K.:* Die Praxis der Felsgroßversuche, beschrieben am Beispiel der Arbeiten an der Kurobe-IV-Staumauer in Japan. Geologie und Bauwesen 27, H. 1, Springer Verlag (Wien 1961).

[14] DIN 19700, Stauanlagen, Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb, Teil 1 Talsperren.

[15] *John, K.:* An Approach to Rock Mechanics Pro. of the ASCE, Jour. of the Soil sion (August 1962).

Ergebnisse von felsmechanischen Versuchen in situ für die Vorsperren Thoßfell und Neuensalz der Talsperre Pöhl/V.

Von *Wolfgang Gerecke*, Dresden

Der nachfolgende Bericht umfaßt felsmechanische Untersuchungen im Gründungsareal von einigen z. Z. im Bau befindlichen Stauanlagen, und zwar der Talsperre Pöhl und der Talsperre Rauschenbach. Die dabei durchgeführten Großversuche dienten vorwiegend der Ermittlung von Kennwerten zur Standsicherheitsberechnung der Absperrbauwerke. Sie wurden vom Fachbereich Talsperren- und Speicherbau der Projektierungsabteilung der Wasserwirtschaftsdirektion Obere Elbe-Mulde, Dresden, vorbereitet und zusammen mit den Instituten für Geophysik und für Geodäsie der Bergakademie Freiberg und der Gruppe Plauen des VEB Ingenieurvermessung Karl-Marx-Stadt durchgeführt.

Die nachstehend erläuterten felsmechanischen Großversuche bilden mit anderen geophysikalischen Untersuchungen die Grundlage für die Projektierung der Absperrbauwerke und sind Ausgangsbasis für die Planung der Maßnahmen zur Überwachung der Bauwerkssicherheit.

Diese Maßnahmen gliedern sich bei Stauanlagen in folgende Phasen:

1. Ermittlung geomechanischer Kennwerte in situ,
2. Beobachtung struktureller Veränderungen der Talsperre, wie Lageveränderungen und Deformationen in lokalen und regionalen Bereichen
   - 2 a) während der Bauausführung,
   - 2 b) während der Probeinbetriebnahme und
   - 2 c) während des Staubetriebes.

Damit ist bei konsequenter und einer Durchführung mit hoher Wissenschaftlichkeit die Gewähr für die Sicherheit des Bauwerkes und der unterhalb wohnenden Menschen gegeben.

Die hier erläuterten felsmechanischen Versuche finden also in den obengenannten Phasen ihre Fortsetzung, wenn man den Einstau einer Talsperre als Großversuch im natürlichen Maßstab betrachtet. Die Staumauern Thoßfell und Neuensalz, über die berichtet wird, sind Vorsperren der Talsperre Pöhl im Vogtland. Ihren Bau machten wasserwirtschaftlich-technologische Gründe, wie Vorklärung des Wassers, Reinhaltung der Seespitzen usw. erforderlich. Während die Hauptstaumauer an einer morphologisch günstigen Engstelle liegt, ist am Standort der Vorsperren ein flaches Muldental mit breiter Talaue vorhanden.

Im Bestreben, die Investitionskosten zu senken, wurde hier als Absperrbauwerk der Typ der vorgespannten Gewichtsstaumauer entwickelt. Unter Vorspannung versteht man im allgemeinen die kontrollierte Eintragung eines Kraftfeldes in ein Trag-

werk, wobei die Kraftwirkungen der verschiedenen Belastungen in geeigneter Weise überlagert werden, um eine optimale Materialausnützung zu erreichen.

Die Anwendung dieses Prinzips auf die Gewichtsstaumauer läßt sich am besten im Vergleich der vorgespannten mit der klassischen Bauweise zeigen.

Bei der Dimensionierung von klassischen Gewichtsstaumauern geht man bekanntlich davon aus, daß an der Wasserseite in der Sohlfuge keine Zugspannungen auftreten dürfen, und richtet die geometrischen und materiellen Parameter danach ein.

Für die vorgespannte Gewichtsstaumauer gilt die gleiche Bedingung. Diese wird bei erheblich vermindertem Querschnitt dadurch eingehalten, daß die durch die eingetragene Vorspannung erzeugten Druckkräfte erst durch die Wasserbelastung abgebaut werden müssen. Die im wesentlichen im verringerten Boden- und Felsaushub sowie

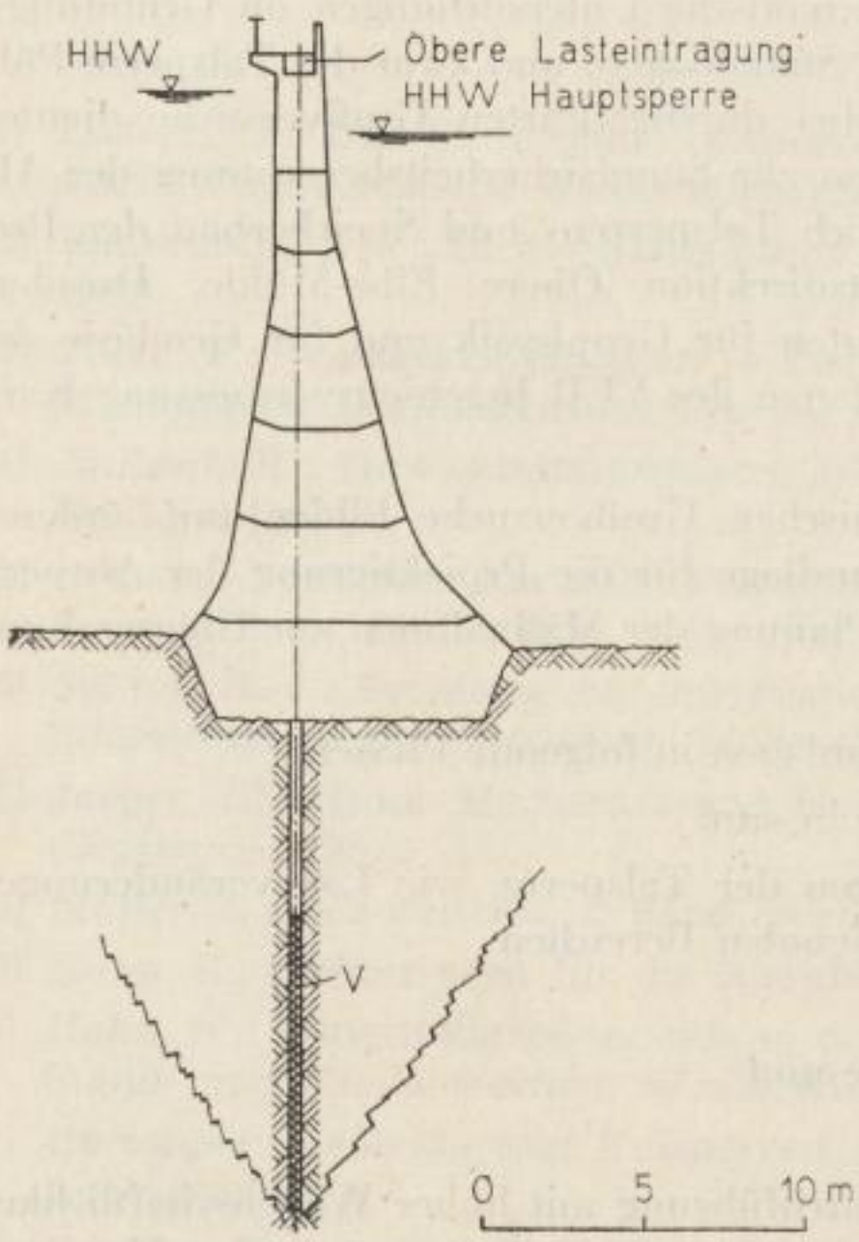


Bild 1.
Mauerquerschnitt
der Vorsperre Thoßfell
V = Verankerungsstrecke

Betonverbrauch liegenden Einsparungen können die Investitionskosten bis zu 20 Prozent gegenüber der Gewichtsstaumauer klassischer Bauweise erniedrigen. Bild 1 zeigt die Querschnittsgestaltung der Vorsperre Thoßfell; daraus wird der Schlankheitsgrad ersichtlich. Vergleichsweise betragen das Verhältnis der Sohlenbreite zur Mauerhöhe bei der vorgespannten Gewichtsstaumauer 0,41 gegenüber der gleichwertigen klassischen von 0,73 oder die Sohlenbreiten 8,6 m und 15,3 m.

Die Vorspannkraft wird an der Staumauerkrone über Stahlplatten und Stahlbeton in das Bauwerk eingetragen. Die untere Verankerung erfolgt nach der ursprünglichen Konzeption in Bohrlöchern — diese mußte mangels Bohrkapazität teilweise verlassen und die Spannglieder in Schächten untergebracht werden —, wobei das Prinzip der Felsanker zur Anwendung kommt. Die Lasteintragung wird über eine Verankerungsstrecke von 9,0 m und Spannglieder, bestehend aus 29 Spannstählen St 60/90

∅ 26 mm. bewerkstelligt. Dadurch wird ein bestimmter Bereich des Gesteinsverbandes zur Mitwirkung gezwungen, sofern der Haftverbund Spannstahl—Verpreßmörtel—Gestein erhalten bleibt.

Die statisch-konstruktive und felsmechanische Fragestellung betraf daher im wesentlichen die Verankerung und die Vorspannung. Insbesondere waren

die Tragkraft der gewählten Verankerungskonstruktion und

die Vorspannverluste durch die Deformation des Gesteinsverbandes

zu klären.

Diese im einezlnen noch detaillierteren Fragestellungen mußten in der Versuchssystematik, der Versuchsanordnung und der Meßtechnik ihren Niederschlag finden. Die Systematik sah eine Variation der Verankerungstiefe und -strecke sowie des Bohrloch-

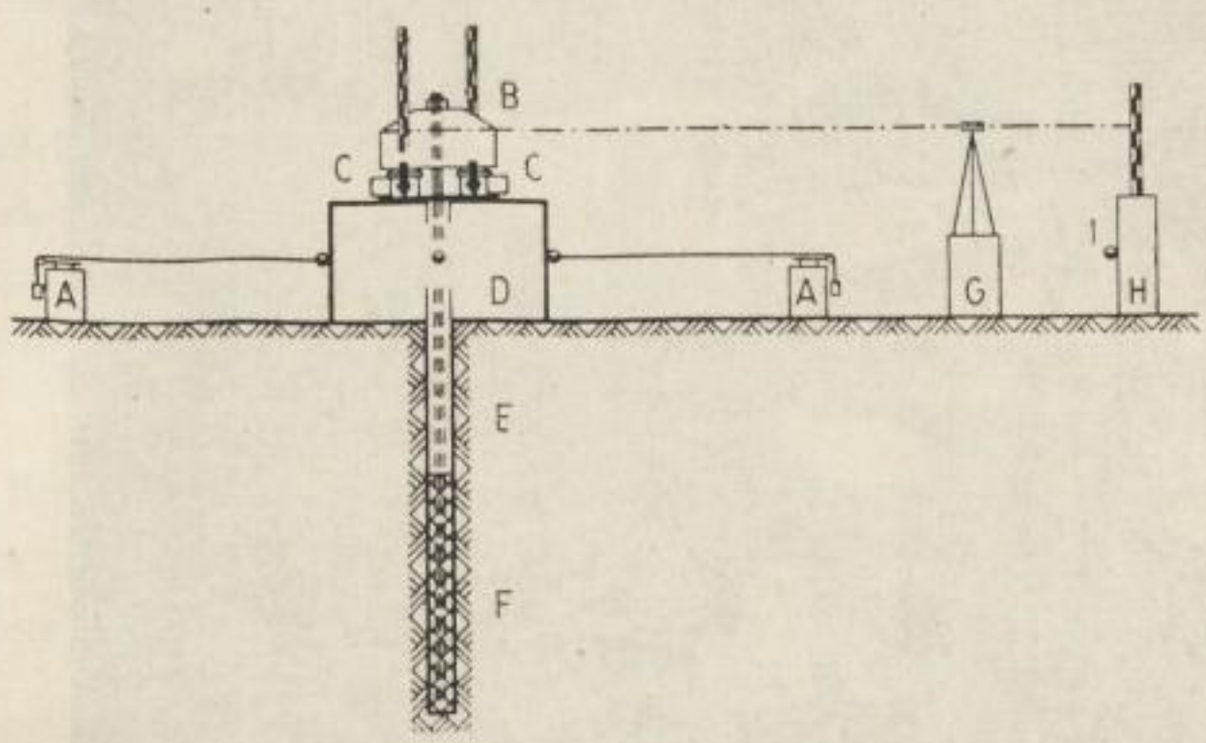


Bild 2. Vorspannungs- und Verankerungsversuche, Versuchsanordnung, Vorsperren Neuensalz und Thoßfell

A Invarmeßstellenpfeiler
B Spannjoch
C Presse für Vertikalkraft
D Versuchsblock
E Spannglied
F Ankerstrecke
G Standpunkt Ni 004
H Nullpunkt
I Schlauchwaagebolzen

durchmessers vor. Die Versuchsanordnung (Bild 2) bestand aus den Felsankervariationen, wobei die Belastung durch 4 ölhydraulisch gesteuerte Pressen mit je 200 Mp erzeugt wurde, die sich auf einen zylindrischen Versuchsblock abstützten. Die erste Versuchsphase galt dem Setzungsverhalten des Untergrundes, während die zweite der Ermittlung der Bruchlast der Verankerungskonstruktion dienen sollte. Dazu waren die lotrechten, radialen und tangentialen Lageveränderungen ausgezeichneter Meßpunkte gegenüber einem Festpunkt außerhalb des vermutlichen Einflußbereiches der Setzungen zu messen. Dies geschah durch 3 Meßverfahren, geodätisch-optisch durch Messung der lotrechten und tangentialen Verschiebung von Zielmarken, durch hydrostatisches Nivellement mit der Schlauchwaage nach Prof. Dr. O. *Meißer*, die lotrechte Verschiebung sowie die radiale und tangentiale durch Invardrähte und Meßuhren.

Gleichzeitig wurden die Stahldehnungen und die Pressendrücke registriert, was die operative Steuerung des Versuches ermöglichte. Aus Bild 3 ist die Realisierung des Versuchsprogramms während der Durchführung in situ ersichtlich.

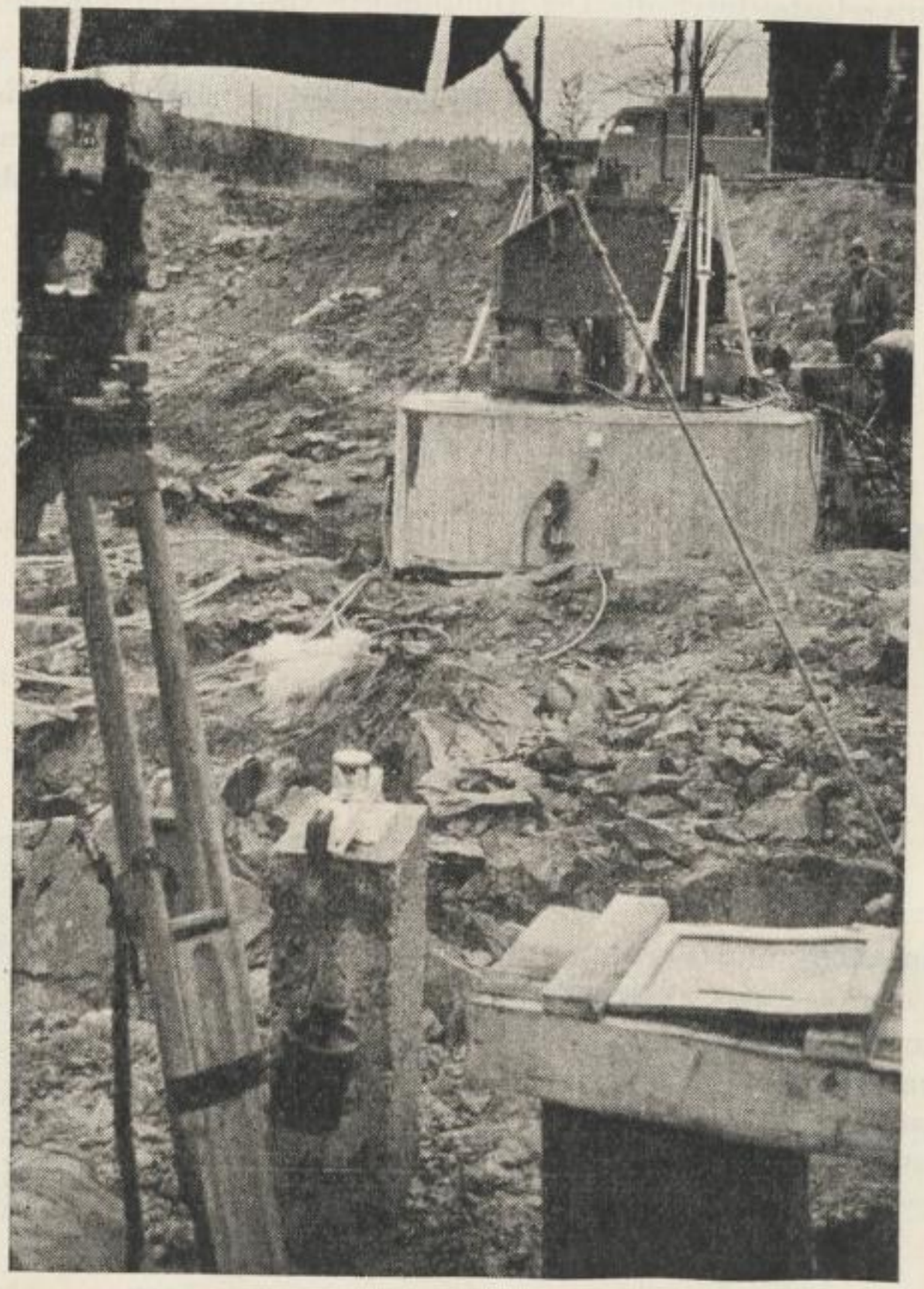


Bild 3. Versuchsdurchführung in situ,
Vorsperren Thoßfell-Neuensalz

Die Ergebnisse der felsmechanischen Versuche für die vorgespannte Gewichtsstaumauer in Thoßfell und Neuensalz sollen an einem Versuchsblock erläutert werden, der neben dem charakteristischen Verhalten einige interessante Erscheinungen aufweist (Bild 4).

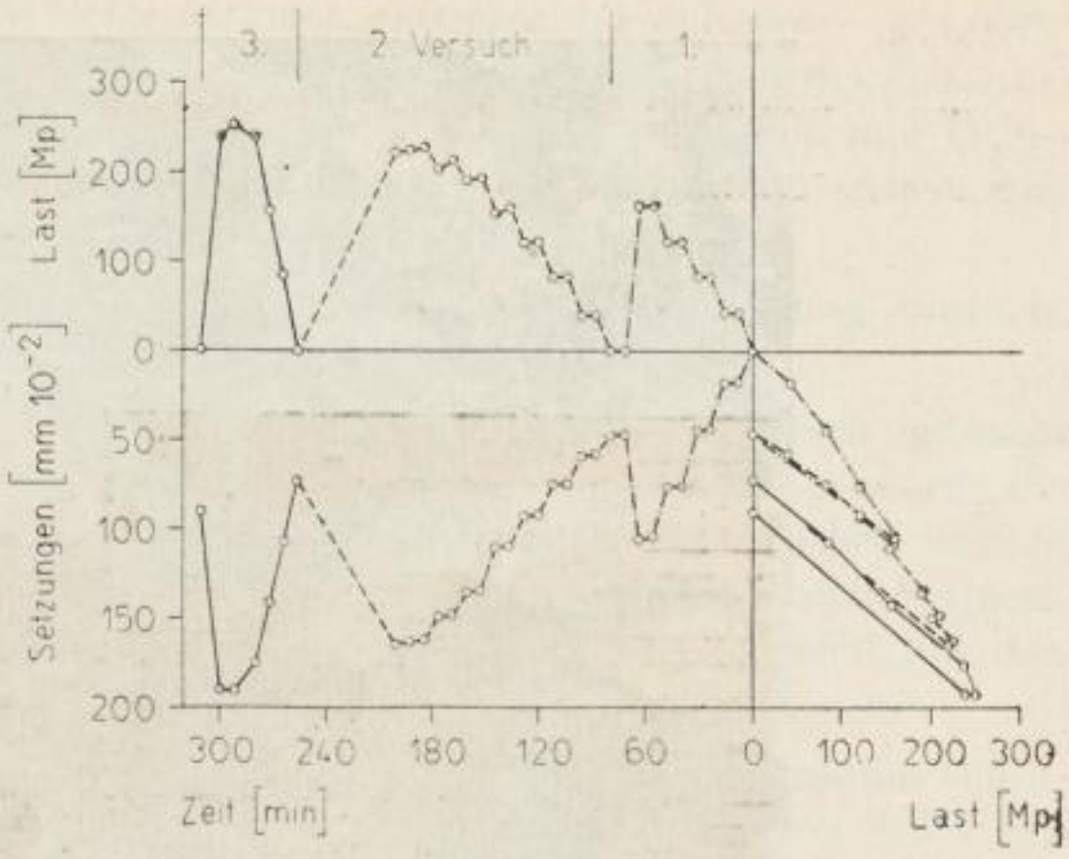


Bild 4.
Last-Zeit-Setzungsdiagramm
Versuchsblock V_4
Vorsperren Thoßfell-Neuensalz

Das in üblicher Weise dargestellte Last-Zeit-Setzungs-Diagramm läßt die Belastungsrhythmen erkennen, die im wesentlichen aus stufenweiser Laststeigerung und Entlastung bestanden. Zu bemerken ist die insgesamt nichtlineare Verformung des Untergrundes sowie Abnahme der irreversiblen Deformationsanteile mit steigender Belastung.

Mit dem Bild 5 wird eine weitere Charakteristik des Gesteinsverbandes dokumentiert, die den Einfluß der Hauptkluftscharen (K 1, K 2) auf die Verschiebungen betrifft. Dargestellt ist die Belegungsdichte des zum gleichen Versuchsblock wie im

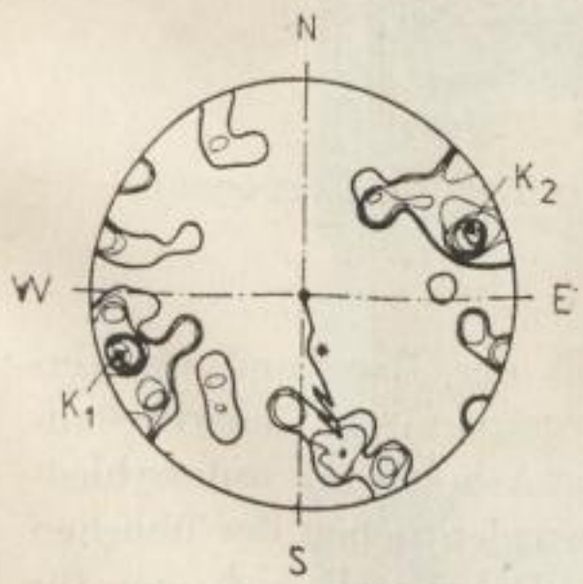


Bild 5. Lagekugel-Dichteplan, Versuchsblock V_4,
Vorsperren Thoßfell-Neuensalz
Belegungsdichte 0–1–2–3–4–5–6–7–8–9–10–11
80 Kluftmessungen
K 1, K 2 Hauptkluftscharen
* Weg des Versuchsblockschwerpunktes

Bild 4 gehörenden Gesteinsverbandes, und zwar auf flächentreuer Azimutalprojektion unter Benutzung einer Einheitsfläche von 1 Prozent der Halbkugeloberfläche. Die eingetragene Linie kennzeichnet den Weg des Schwerpunktes der Meßebene des Versuchsblockes. Dabei ist zu bemerken, daß die Bewegungstendenz in eindeutiger Korrelation parallel zu den Hauptkluftscharen verläuft. Bild 6 vermittelt einen Eindruck des Gesteinsverbandes am gleichen Versuchsblock, wo sich die beiden Hauptkluftscharen deutlich hervorheben.

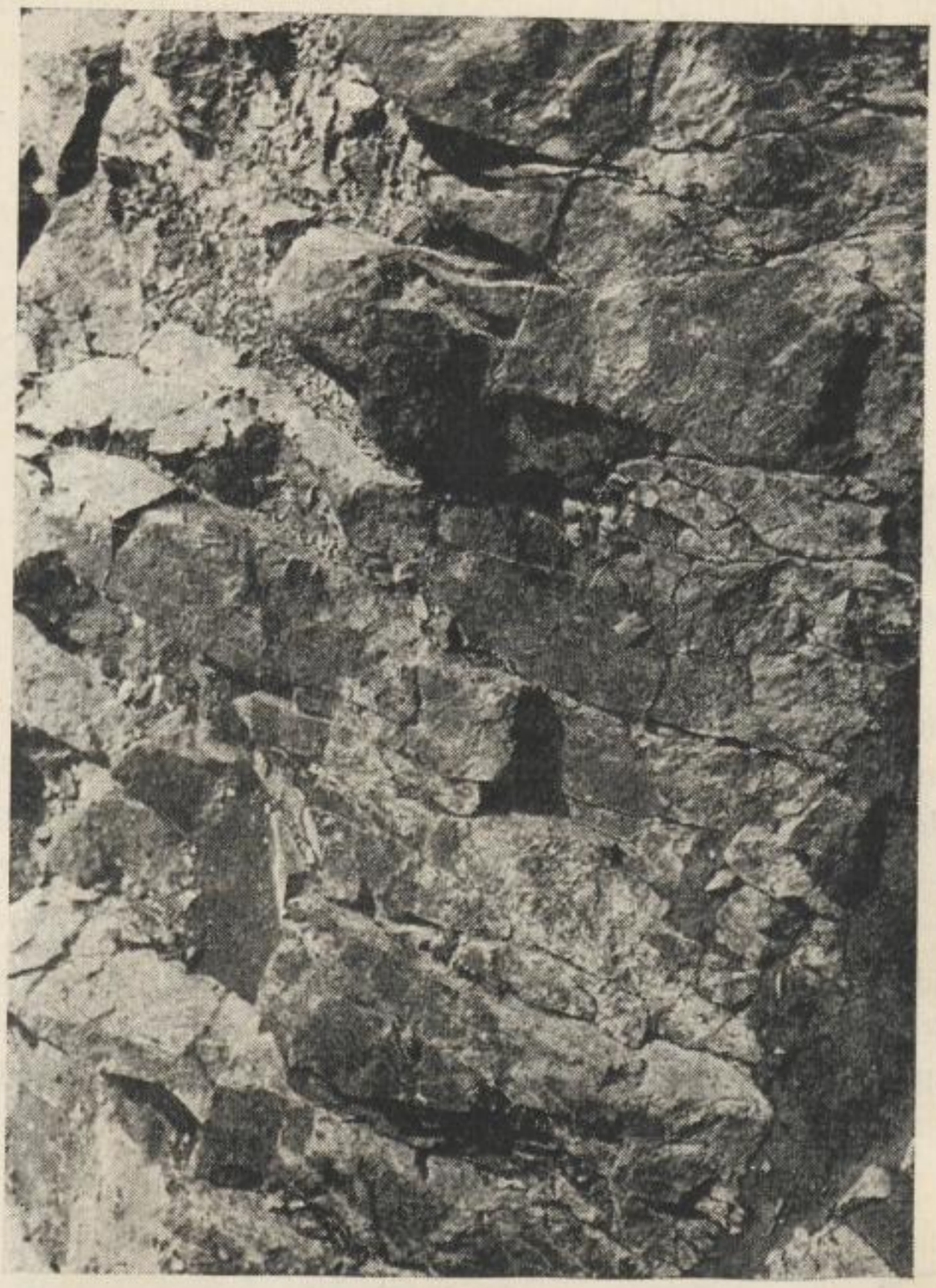


Bild 6. Gesteinsverband am Versuchsblock V_4, Vorsperren Thoßfell-Neuensalz

Nach den ingenieurgeologischen Untersuchungen besteht der Baugrund im vorgesehenen Versuchsgelände, dem Gründungsareal der vorgespannten Gewichtsstaumauern, aus Pikritvarietäten, dessen Klüfte vielfach einen Asbestbelag unterschiedlicher Beschaffenheit führen. Die Verankerungsbohrungen wurden neben der üblichen Kernaufnahme durch die Bohrlochfernsehsonde untersucht. Dabei stellt sich eine für die Haftung des Verpreßmörtels an der Bohrlochwand günstige Rauhigkeit heraus.

Aus den Meßergebnissen geht hervor, daß die Bewegungstendenz der Versuchsblöcke eine Zuordnung zu den durch die Hauptkluftscharen vorgezeichneten Schwächezonen zeigt, wenn man die Kluftstatistik auf den unmittelbaren Bereich beschränkt. Die entsprechenden Kluftmessungen über das gesamte Areal geführt, ergeben keine eindeutige Regelung und nur eine schwache Relation zu den Deformationen.

Die bei dem eingetragenen Belastungsrhythmus aufgetretenen nichtlinearen Deformationen weisen von vornherein irreversible Anteile auf. Darin spiegelt sich die allgemein bekannte Erscheinung bei steigender Belastung von Gesteinsverbänden

wider, wonach anfangs relativ große Deformationen auftreten, im weiteren — gewissermaßen nach Maßgabe des Kraftschlusses und der inneren Beweglichkeit des Gesteinsverbandes — die eigentliche charakteristische Relation zwischen Belastung und Deformation offensichtlich wird und schließlich ein komplexer Bruch auftritt, soweit man bei einem bereits gebrochenen Medium davon reden kann.

Aus den Meßergebnissen wurde eine empirische Last-Setzungs-Beziehung ermittelt, die der Abschätzung der Relaxationsverluste nach der Vorspannung diente.

Von den sechs vorgespannten Felsankern konnte nur einer zum Bruch gebracht werden, der sich durch große Deformationen ankündigte. Bei den anderen wurde die Fließgrenze der Spannstähle überschritten, wonach der Versuch abgebrochen werden mußte. Die aus den Versuchen abgeleiteten Haftfestigkeiten des verwendeten Verpreßmörtels stimmten unter Berücksichtigung der Materialstreuung ausreichend mit den im Labor ermittelten überein und erreichten Werte zwischen 20 und 30 kp/cm^2.

Damit war die technische Brauchbarkeit der Verankerungskonstruktion nachgewiesen. Die Felsanker wurden inzwischen bis zu einer Tragkraft von 1500 Mp weiterentwickelt.

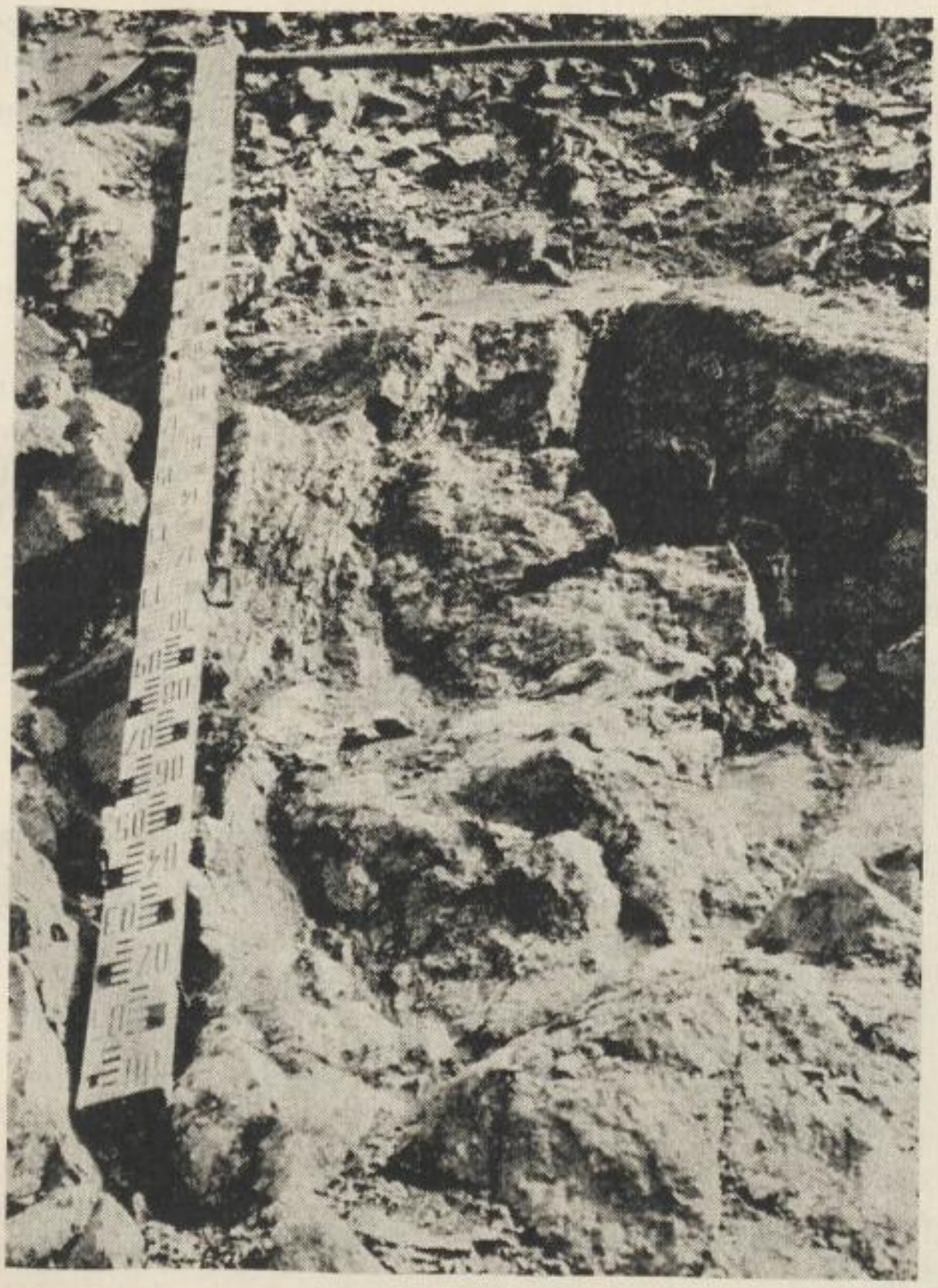


Bild 7. Gründungsfläche eines Versuchsblockes an der Talsperre Rauschenbach

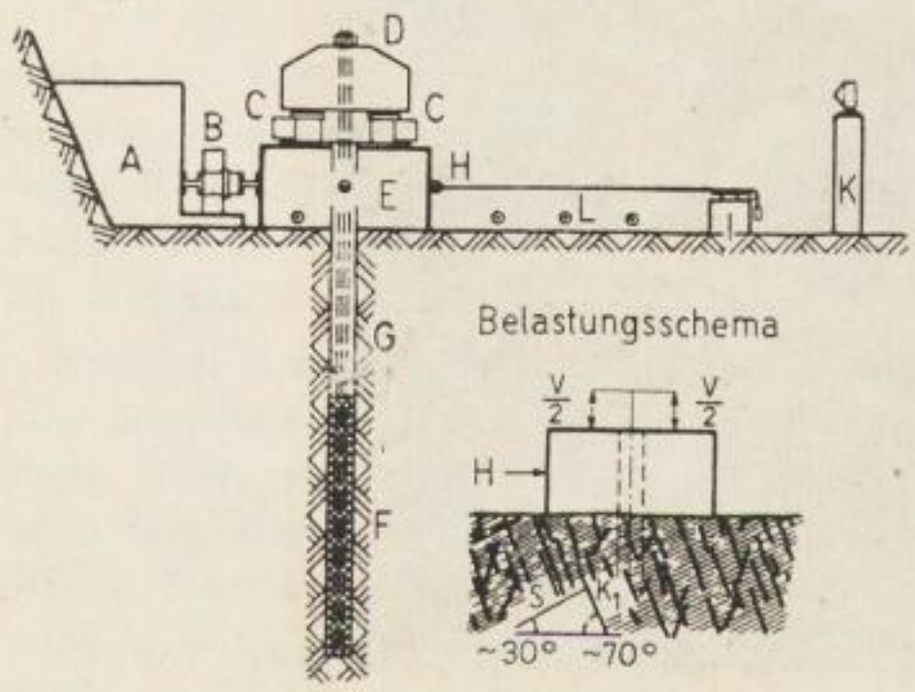
Für die Talsperre Rauschenbach bestand die Aufgabe, die felsmechanischen Kennwerte für die Gleit-Scher-Sicherheit zu ermitteln. Die nachfolgenden Ausführungen stellen einen vorläufigen Bericht über die entsprechend durchgeführten Großversuche dar.

Die ingenieurgeologischen Untersuchungen besagen, daß der Untergrund aus Gneisen verschiedener Variatäten besteht, wobei glimmerreiche Lagen eine gute Spaltbarkeit erzeugen. Weiterhin wird als auffallendstes tektonisches Merkmal die Schieferung hervorgehoben, hingegen die Klüftung für zweitrangig gehalten. Das Gestein wird in petrographischer und gesteinstechnischer Hinsicht für geeignet erklärt, Gleitflächen und Rutschungsebenen seien durch eine innere Verzahnung des gesamten Gesteinskomplexes nicht wirksam. Die geologischen Verhältnisse, so wird festgestellt, seien nach dem durchgeführten Untersuchungsprogramm für die Errichtung einer Gewichtsstaumauer günstig.

Nach Aufschluß der Baugrube erwiesen sich die Gesteinsverhältnisse in unmittelbarer Nähe der geplanten Gründungssohle als weniger günstig. Dies ist aus Bild 7 ersichtlich, das vom wasserseitigen Baugrubenstoß gegen die Luftseite, also in Kraftrichtung, aufgenommen ist. Die Meßlatte und die Schaufel (letztere parallel zur Staumauerachse gelegt) begrenzen die linke Hälfte der Gründungsfläche eines Versuchsblockes. Es ist der Zertrennungsgrad des Gesteinsverbandes durch die vorherrschenden Hauptkluftscharen, die Schieferung und die durch eine Faltung sowie Entspannungserscheinungen hervorgerufene Auflockerung zu ersehen.

Ein für Zwecke der Tiefenlotung vorgesehener Schacht bestätigte die Vermutung, daß die Untergrundverhältnisse mit zunehmender Tiefe — entgegen der Feststellung im ingenieurgeologischen Gutachten — keine wesentliche Verbesserung erfahren würden.

Leider fand die Notwendigkeit felsmechanischer Untersuchungen auf der Ausführungsseite nicht die erforderliche Beachtung, da dort produktionstechnische Sorgen überwogen. Hinzu kommt, daß allgemein die Bedeutung felsmechanischer Großversuche nicht genügend erkannt ist. Diese Bemerkungen waren notwendig zum Verständnis des Folgenden und, um die z. Z. noch vorhandenen Unzulänglichkeiten in den geologischen, geomechanischen und geotechnischen Voruntersuchungen zu zeigen.



A Widerlager
B Presse für Horizontalkraft
C Presse für Vertikalkraft
D Spannjoch
E Versuchsblock
F Ankerstrecke
G Spannglied
H Schlauchwaagebolzen
I Invarmeßstellenpfeiler
K Pfeiler für Phototheodolit
L Meßmarken für Photogrammetri

Bild 8. Versuchsanordnung der Scherversuche an der Talsperre Rauschenbach

Die Versuchsanordnung hatte auf eine möglichst umfassende Isomorphie zu achten, d. h., die Versuchsbelastungen sollten nach Größe und Richtung sowie Zeitfolge der Beanspruchung der Staumauer und die Versuchskörpermessungen denen eines Mauerfeldes geometrisch ähnlich sein sowie dem stochastischen Charakter der geologischen Homogenbereiche entsprechen. Die theoretischen Vorstellungen lassen sich bekanntlich meist nur unvollkommen in das Experiment umformen, so sind auch hier aus meß- und bautechnischen Gründen Kompromisse eingegangen worden.

Die Versuchsanordnung (Bild 8) bestand aus einem Widerlager aus Beton, das sich gegen den wasserseitigen Baugrubenstoß abstützte, dem eigentlichen Versuchsblock aus Stahlbeton mit den Abmessungen 1,00 x 2,00 m im Grundriß bei einer Höhe von 1,00 m, einem Felsanker mit Spanngliedern, der zur Eintragung der lotrechten Kräfte diente, und je 2 ölhydraulisch gesteuerten Pressen zur Erzeugung der horizontalen und vertikalen Kräfte. Im Bild 8 unten sind das Belastungsschema, die maßgebende Hauptkluftschar und die Schieferung eingetragen. Gemessen wurden die Lageveränderungen ausgezeichneter Meßpunkte in einer horizontalen Meßebene, die in Höhe der Lasteintragung, also in Blockmitte, lag, und zwar durch die schon erwähnten Invardrähte

Bild 9. Versuchsdurchführung in situ, Talsperre Rauschenbach

und Meßuhren; die vertikalen Verschiebungen durch das hydrostatische Nivellement mit dem gleichen Instrumentarium wie an den Talsperren Thoßfell und Neuensalz.

Erstmalig wurden die Lageveränderungen einer Reihe von Meßpunkten im Vorgelände der Versuchsblocks photogrammetrisch in 3 Dimensionen verfolgt. Der Versuch wurde über Druckregistrierung und die der horizontalen Verschiebungen in Kraftrichtung gesteuert. Die Realisierung des Versuchsprogramms ist aus Bild 9 zu ersehen.

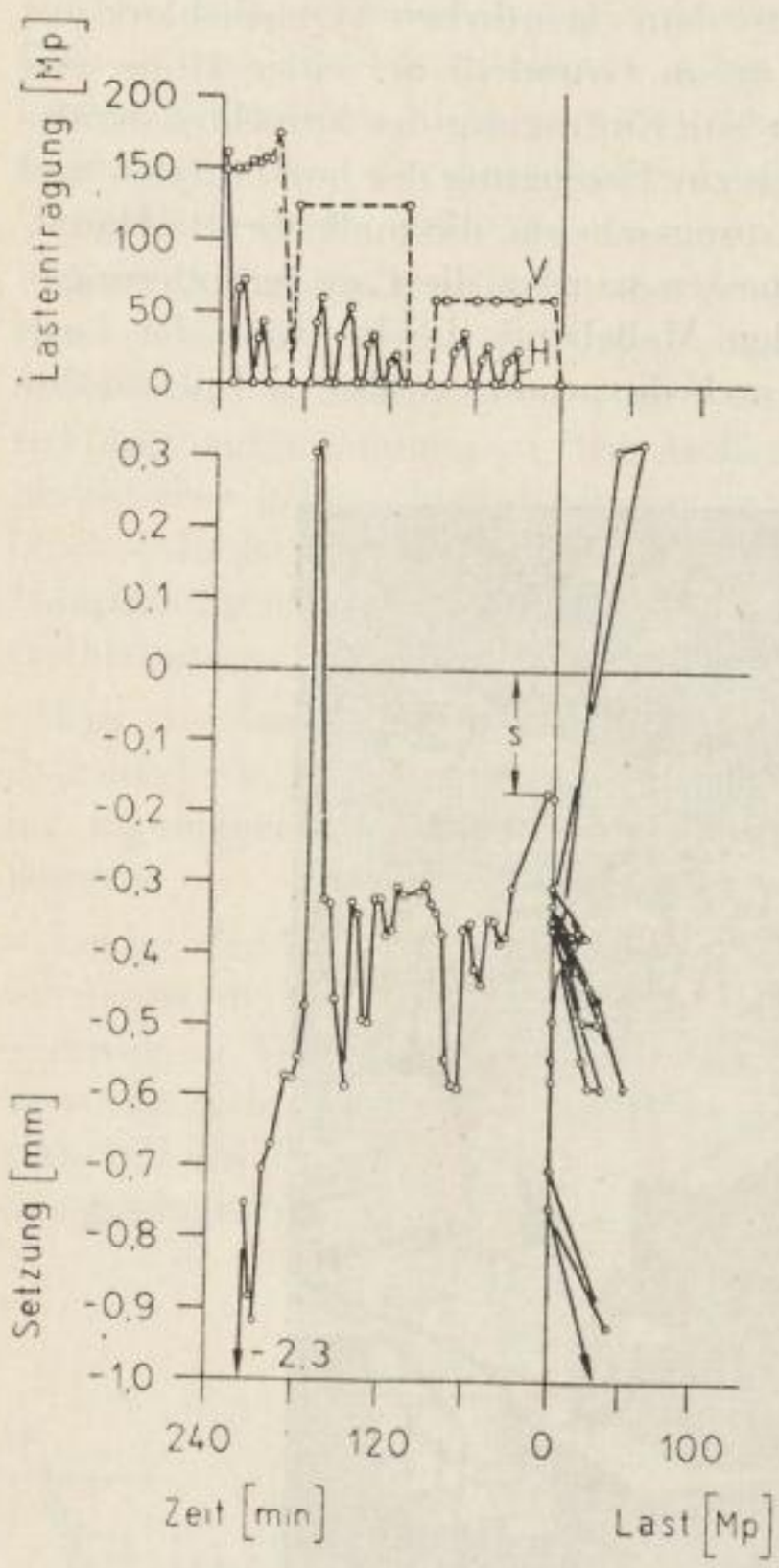


Bild 10. Last-Zeit-Setzungsdiagramm, Talsperre Rauschenbach
s = Setzungen der 1. Versuchsphase

Die Belastungsrhythmen und die lotrechten Lageveränderungen sind aus Bild 10 zu ersehen. Die Versuchsphasen bestanden aus der Eintragung einer lotrechten Belastung auf den Versuchsblock, die etwa der Eigengewichtsbelastung der Staumauer entspricht. Nach darauf folgender Entlastung wurden in 3 weiteren Phasen unterschiedliche Vertikalkräfte und darauf die Horizontalkraft eingetragen. Eine den Bruchvorgang andeutende Verschiebung trat bei einem Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Belastung zwischen 0,4 und 0,5 ein, was sich im Last-Zeit-Setzungs-Diagramm durch eine sprunghafte Veränderung des Setzungsmaßes anzeigte.

Im Bild 11 sind die Horinzontalverschiebungen in Kraftrichtung in Abhängigkeit von der eingetragenen Horizontalkraft für einen Versuchsblock dargestellt, worin sich

die zunehmenden und von Anfang der Belastung auftretenden irreversiblen Gleitverschiebungen widerspiegeln. Die angewandte Meßmethodik zeigte, daß es unbedingt notwendig ist, die Lageveränderungen in 3 Dimensionen zu registrieren, da sich aus

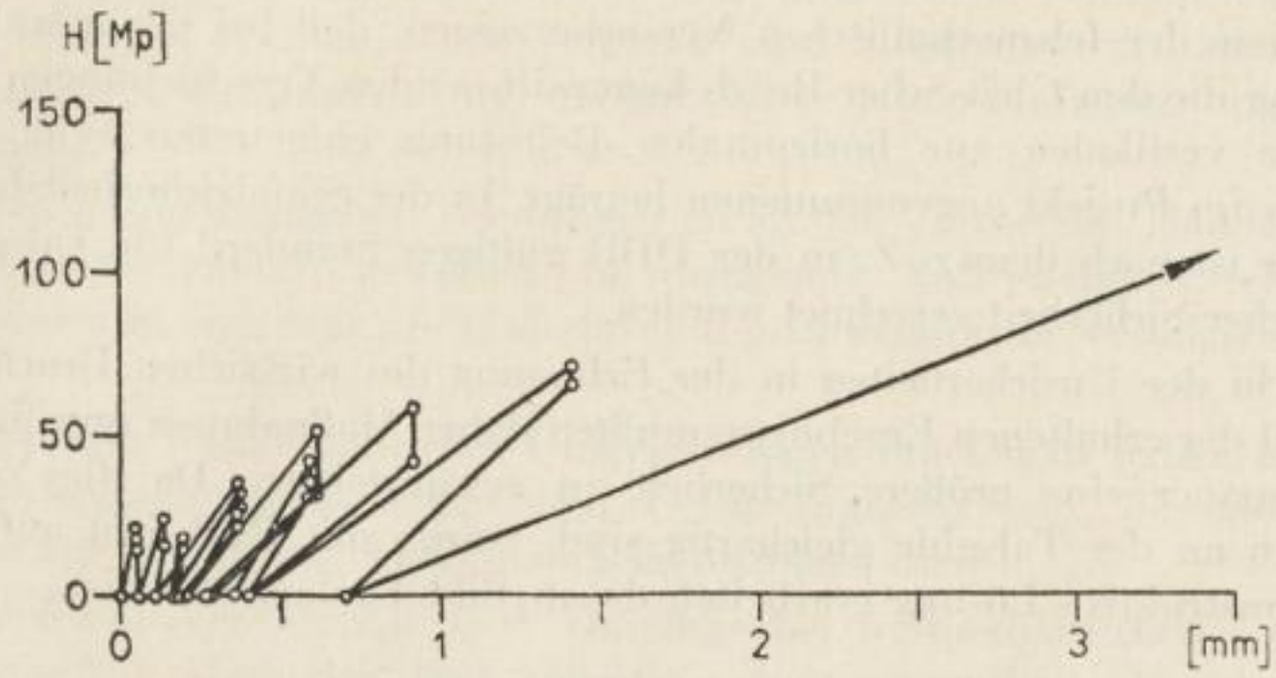


Bild 11. Horizontalverschiebungen in Kraftrichtung in Abhängigkeit von der Horizontalkraft, Talsperre Rauschenbach

den Horizontalverschiebungen allein, bei der vorgegebenen Versuchsanordnung, der Zeitpunkt des Verschiebungsbruches nicht genau festlegen läßt. Es ist ferner zu berücksichtigen, daß es sich um diskrete Messungen in Zeit und Raum handelt, die nicht den gesamten Vorgang kontinuierlich zu registrieren vermögen. Dies gilt noch in erhöhtem Maß für die photogrammetrischen Messungen im Vorgelände, die im Bild 12 im Zusammenhang mit den Hauptkluftrichtungen und der Schieferung aufgetragen sind.

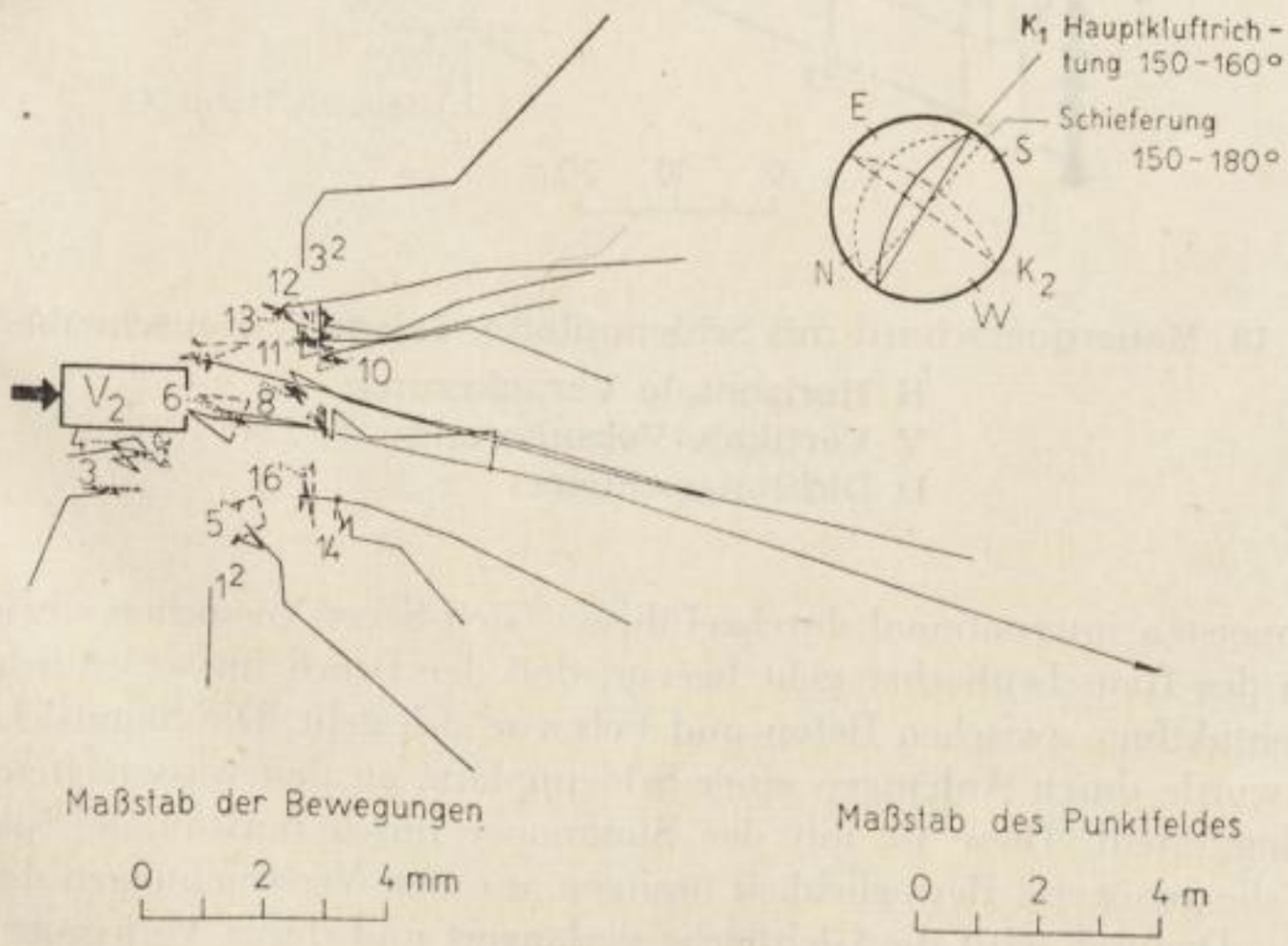


Bild 12. Photogrammetrische Messungen im Vorgelände des Versuchsblockes – Talsperre Rauschenbach

Die allgemeine Bewegungstendenz des Versuchsblockes nach dem Verschiebungsbruch zeigt eine Einregelung in die durch Hauptkluftscharen und Schieferung vorgegebenen und erzeugten Gleitbahnen. Die Bewegung der seitlich angeordneten Meßpunkte resultiert aus einer komplexen Verschiebung der Gesteinspakete.

Die Ergebnisse der felsmechanischen Versuche zeigen, daß bei der gewählten Versuchsanordnung die den Gleit-Scher-Bruch kennzeichnenden Verschiebungen bei einem Verhältnis der vertikalen zur horizontalen Belastung eingetreten sind, das etwa 60 Prozent des im Projekt angenommenen beträgt. In der Standsicherheitsberechnung der Staumauer ist nach dem z. Z. in der DDR gültigen Standard für Talsperren mit 0,75 bei 1,5facher Sicherheit gerechnet worden.

In Anbetracht der Unsicherheiten in der Erfassung des wirklichen Bruchvorganges und auf Grund der erhaltenen Ergebnisse mußten daher Maßnahmen ergriffen werden, um der Staumauer eine größere Sicherheit zu gewährleisten. Da die Verhältnisse augenscheinlich an der Talsohle gleichartig sind, wurde mit Rücksicht auf den Bauablauf eine konstruktive Lösung erarbeitet, die in Bild 13 dargestellt ist.

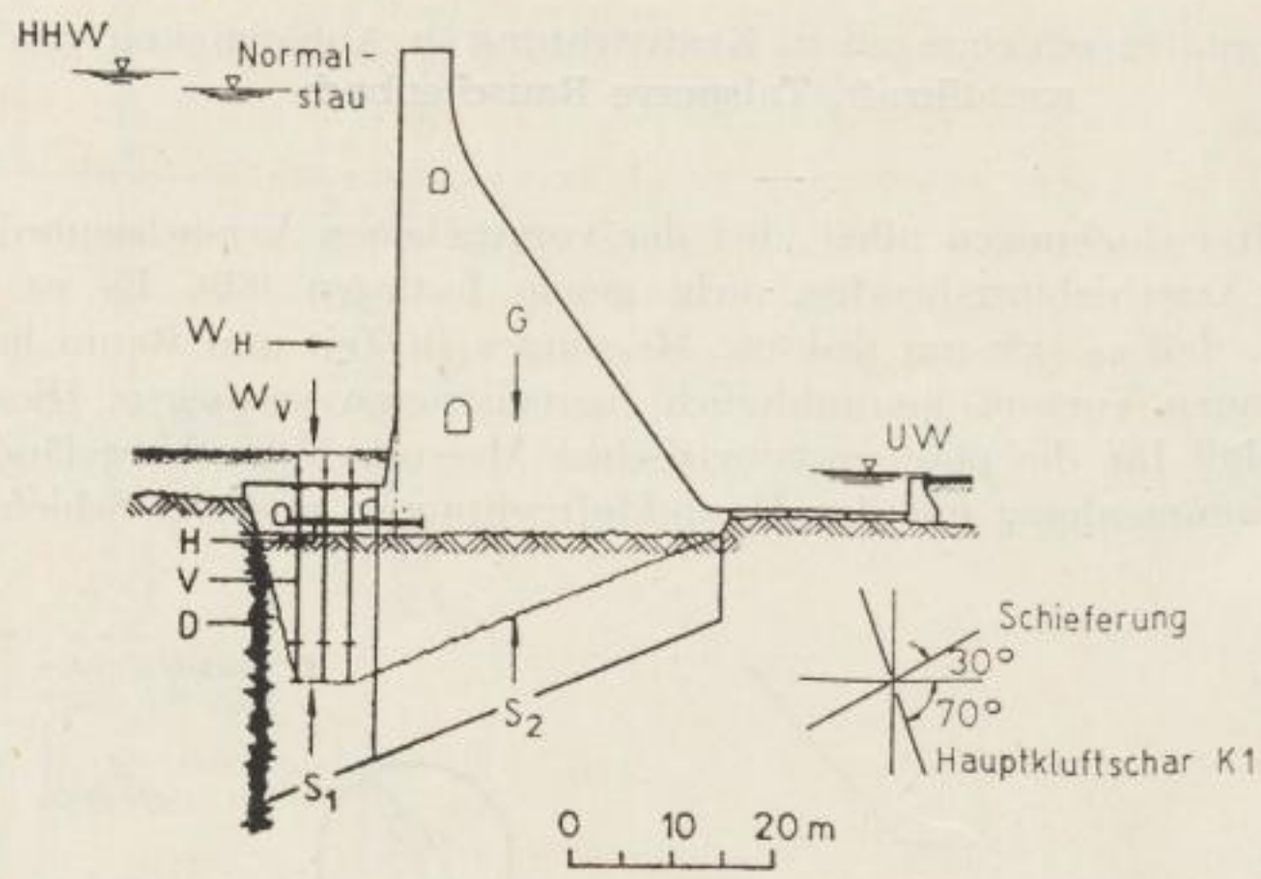


Bild 13. Mauerquerschnitt mit Schleppplatte, Talsperre Rauschenbach
H Horizontale Verankerung
V Vertikale Verankerung
D Dichtungsschleier

Aus den meisten international durchgeführten Gleit-Scher-Versuchen sowie aus den Ergebnissen des Rauschenbacher geht hervor, daß der Bruch im wesentlichen unterhalb der Kontaktfuge zwischen Beton und Fels vor sich geht. Die Standsicherheit der Staumauer wurde durch Anhängen einer Schleppplatte an den wasserseitigen Mauerfuß wiederhergestellt. Diese ist mit der Staumauer durch horizontale Spannglieder verbunden, die genügend Beweglichkeit besitzen, um den Verschiebungen des Systems nachzugeben. Dadurch wird die Gleitfläche verlängert und durch Verlegung des Dichtungschleiers an das wasserseitige Ende der Schleppplatte der Sohlenwasserdruck für die Staumauer herabgesetzt. Mit steigender Belastung der Staumauer wird auch die

Schleppplatte durch eine vertikale Wasserlast beansprucht, was sich günstig auf die Kräfteverhältnisse auswirkt. Als weitere Sicherung wurden über die Schleppplatte verteilt vertikale vorgespannte Felsanker angeordnet, die ein entsprechendes Felspaket zur Mitwirkung zwingen, so daß Gleitflächen in der in Bild 13 eingetragenen Form erzwungen werden können. Hiermit ist eine ausreichende Standsicherheit des gesamten Systems zu erzielen. Zum Vergleich sind Mittelwerte der zum angegebenen Schnitt gehörigen Richtungen der maßgebenden Hauptkluftschar und Schieferung eingetragen.

Die beiden felsmechanischen Versuchsserien an den Talsperren Thoßfell und Neuensalz sowie Rauschenbach beweisen die dringende Notwendigkeit felsmechanischer Untersuchungen in situ, was grundsätzlich auf geomechanische verallgemeinert werden muß.

Ausgangspunkt felsmechanischer Untersuchungen müssen in jedem Falle intensive ingenieurgeologische Kartierungen und Gefügeanalysen sein, die als geometrische Grundlagen zur Ermittlung von Qualitätskennziffern dienen.

Die komplexen Verhältnisse und Vorgänge bei felsmechanischen Untersuchungen fordern komplexe Methoden und komplexe Zusammenarbeit. Aus den im Vorhergehenden geschilderten felsmechanischen Großversuchen geht eindeutig hervor, daß sich die Gemeinschaftsarbeit zwischen dem Ingenieurgeologen, dem Geophysiker, dem Geodäten und dem Talsperrenkonstrukteur sehr notwendig macht, wobei schon wegen der Verantwortlichkeit dem letzteren die maßgebende Rolle zufallen muß.

Es ist zweifellos auch in der DDR auf dem Gebiet der Felsmechanik theoretisch wie praktisch noch sehr viel zu tun. Diese Ausführungen seien deshalb mit einem Aufruf zu organisierter Gemeinschaftsarbeit im Interesse einer theoretischen, versuchstechnischen, entwurfs- sowie baupraktischen Entwicklung abgeschlossen.

Probleme bei der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Festgestein

Von *Hans-Jürgen Schaef*, Berlin

In den Ausführungen über die Probleme der Standsicherheitsberechnung von Staumauern sind bereits die in der statischen Berechnung zu berücksichtigenden Kräfte genannt worden, unter denen als eine die Instabilität fördernde Kraft der Sohlenwasserdruck (SWD) hervorgehoben wurde. Die Annahme der Größe des SWD bei der statischen Berechnung für ein Staubauwerk hat eine wesentliche Bedeutung für die notwendige Dimensionierung des Sperrenkörpers und beeinflußt den Aufwand an Beton und damit an Baukosten in beträchtlichem Maße. Eine Verringerung des

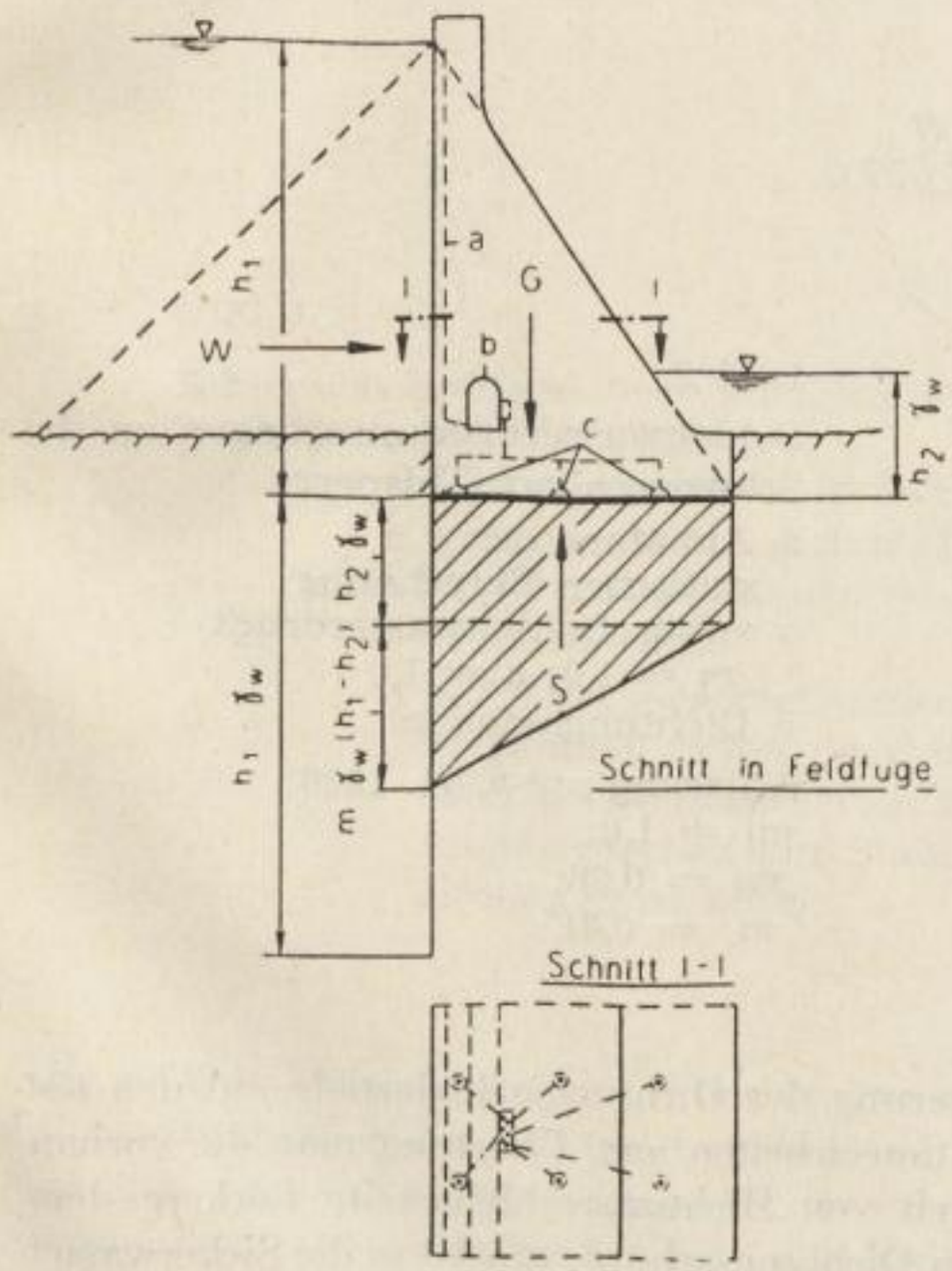


Bild 1.

Prinzipskizze zur Belastungsannahme des Sohlenwasserdruckes und Anordnung der Sohlenwasserdruckmeßanlage

a Mauerentwässerung
b Kontrollgang
c Sammelglocken

ungünstig wirkenden SWD ist durch die Anordnung von Dichtungsschleiern und Dränagen im Gründungsbereich möglich. Der Dichtungsschleier hat die Aufgabe, den Sickerweg des aus dem Staubecken in das Gebirge eintretenden Wassers zu verlängern, und dessen Druck durch die zu überwindenden Reibungskräfte im Gebirge abzu-

mindern, während die Dränagen dem Sickerwasser die Möglichkeit geben, das notwendigerweise zu durchströmende Medium zu verlassen und das Gebirge und damit auch das Bauwerk vom SWD zu entlasten. Der Dichtungsschleier wird außerdem zu dem Zweck angeordnet, die Sickerwassermenge durch den Untergrund zu vermindern, um so die wasserwirtschaftliche Situation der Stauanlage zu verbessern.

Wir haben es hier mit einem ökonomischen Problem auf verschiedenen Gebieten zu tun. Erstens beeinflußt, wie schon angedeutet, die Anordnung von Abdichtungsmaßnahmen die Form und Größe des Mauerquerschnittes. Hier könnte offenbar der größte wirtschaftliche Effekt bei zielgerichteten und übersehbaren Maßnahmen erreicht

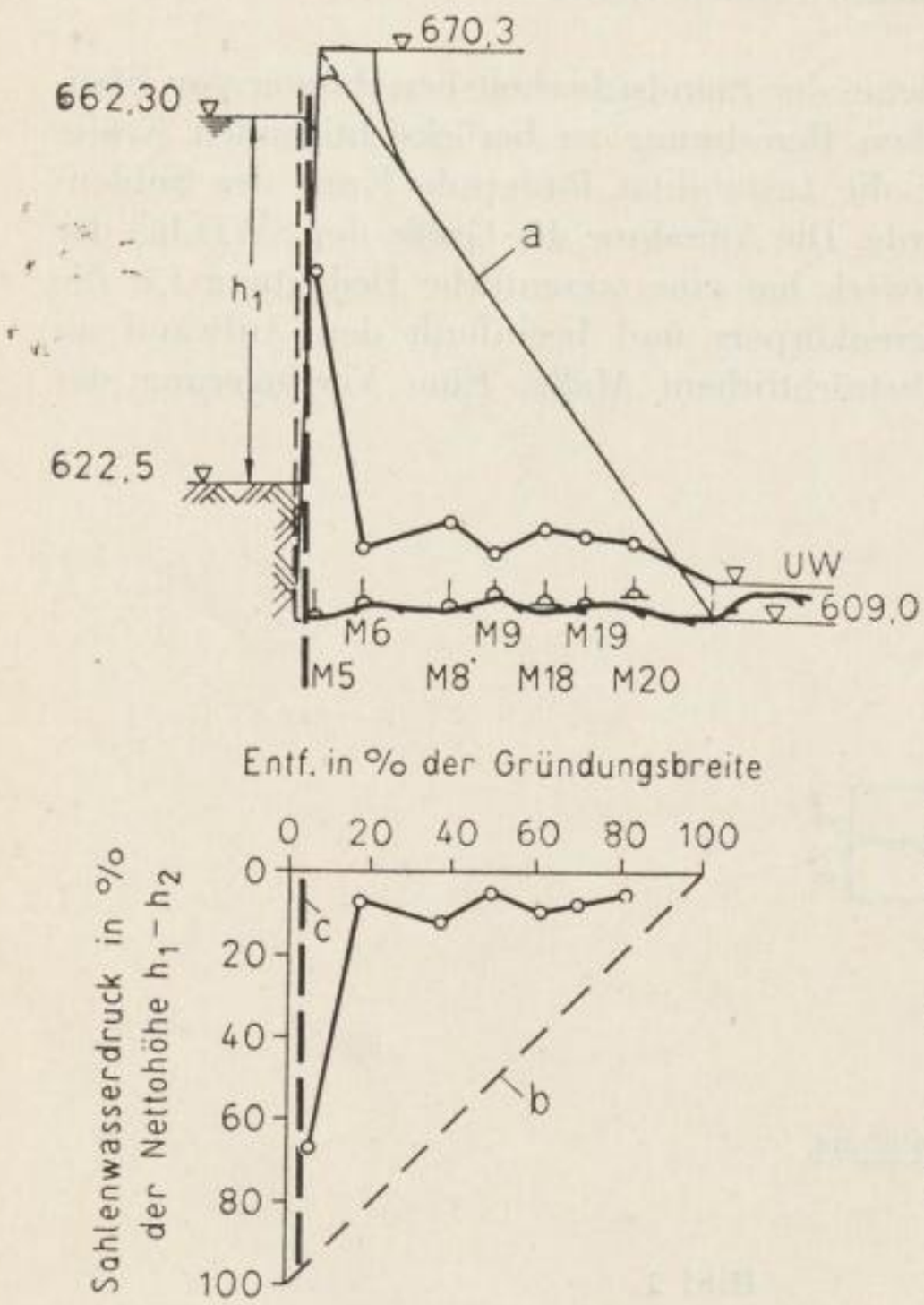


Bild 2.
Sohlenwasserdruckmessungen an der Schwarzenbach-Talsperre
a Annahme der statischen Berechnung
b voller Sohlenwasserdruck $m = 1{,}0$; $a = 1{,}0$
c Dichtungsschürze
Ablesung am 6. 11. 1926
$m_1 = 1{,}0$;
$m_2 = 0{,}26$;
$m = 0{,}31$

werden. Zweitens wirkt sich die Verringerung der Dichtungsschleiertiefe auf den notwendigen Aufwand der Bohr- und Injektionsarbeiten aus. Überträgt man die vorhandenen Erfahrungen über die Wirksamkeit von Dichtungsschleiern im Lockergestein, daß z. B. bei Verkürzung einer hängenden Dichtungsschürze um 10 m die Sickerwassermenge nur unwesentlich zunimmt, so könnte bei den Abdichtungsarbeiten an der Ohra-Talsperre durch die Verkürzung des Schleiers von 70 auf 60 m der jetzige Gesamtaufwand von 4,8 Mill. DM um etwa 800 TDM, d. h. um 17 Prozent, verringert werden. Drittens ergeben sich aus der Verbesserung der speicherwirtschaftlichen Situation der Stauanlage durch die Abminderung der durch den Untergrund tretenden Sickerwassermenge weitere wirtschaftliche Vorteile.

Die Wirksamkeit der SWD-Abminderungsmaßnahmen ist durch zahlreiche Beobachtungen und Messungen an Gewichtsstaumauern in aller Welt nachgewiesen worden, und es kann hier auf das 1958 erschienene Mitteilungsheft Nr. 6 des Institutes für Wasserwirtschaft mit dem Titel „Sohlenwasserdruck-Messungen an deutschen Gewichtsstaumauern" hingewiesen werden, in dem die Wirkungsweise der genannten Abminderungsmaßnahmen besonders hervorgehoben wird.

In diesem Zusammenhang ist die bisher geübte Praxis zu diskutieren, die SWD-Meßstellen an der Baugrundsohle eines Staubauwerkes anzuordnen, ohne die geologische Situation weitgehend zu berücksichtigen. Es ist zu beachten, daß Bauwerk und Baugrund statisch eine Einheit bilden, wenn sich auch die beiden Materialien in ihren stofflichen Kennwerten unterscheiden. Die Anordnung der SWD-Meßstellen an der Baugrundsohle trennt jedoch diese beiden Medien, und die dort gewonnenen Meßwerte spiegeln bei besonderen geologischen Verhältnissen nicht die Beanspruchung des Bauwerkes durch den „Auftrieb" wider. Es sollten wie auch im Lockergestein statt durch SWD-Meßglocken die Druckverhältnisse in ausreichend tiefen Bohrungen überwacht werden. An einem hypothetischen Beispiel können die unterschiedlichen Meßwerte bei der SWD-Messung mit SWD-Glocken und in Bohrungen demonstriert werden.

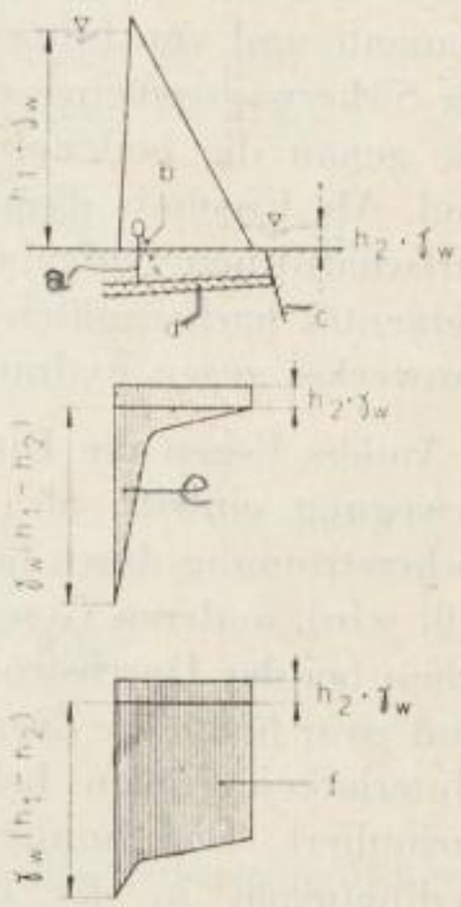


Bild 3.

Sohlenwasserdruck-Verteilung bei verschiedener Anordnung der Messungen

a Dichtungsschleier, b Dränagen,
c stauende Kluft, d durchlässig
e ~~a~~ Annahme der statischen Berechnung (SWD normal)
f SWD bei piezometrischen Messungen in der durchlässigen Schicht (SWD gefährdet die Standsicherheit der Staumauer, Dränagen zu kurz)

Es ist nun Aufgabe der Projektanten, zur statischen Berechnung des Sperrkörpers die eventuell im Betriebszustand eintretende Größe des SWD und seine Verteilung über den Bauwerksquerschnitt unter Berücksichtigung der vorgesehenen Abminderungsmaßnahmen festzulegen. Trotz der Vielzahl von Beobachtungen an in Betrieb befindlichen Staumauern ist der Projektant auf die Benutzung von Erfahrungswerten und im wesentlichen auf die mehr oder minder qualitative Beurteilung der Durchlässigkeit eines felsigen Baugrundes durch den Geologen angewiesen. Es gibt ~~zwar~~ eine Reihe von statistischen Auswertungen, über die wahrscheinlich auftretende Größe des SWD, die zur Festlegung der Berechnungsgröße herangezogen werden können. Es muß jedoch beachtet werden, daß diese Werte gemittelte Größen sind und ohne Be-

rücksichtigung der geologischen Situation des Untergrundes benutzt werden müssen. Eine theoretische Behandlung des Problems ist leider bisher noch nicht gelungen, da die komplizierten Strömungsverhältnisse im felsigen Untergrund bis heute nicht mathematisch eindeutig erfaßt werden konnten. Es braucht nicht besonders herausgehoben zu werden, daß diese unexakte Beurteilungsmöglichkeit des Festgesteins bei dem Projektierungsingenieur Unbehagen hervorruft, das im starken Gegensatz zu dem Bemühen des Ingenieurs steht, möglichst genaue, den natürlichen Verhältnissen entsprechende Berechnungsverfahren zu verwenden. In der Geschichte des Talsperrenbaues sind Beispiele bekannt, bei denen eine falsche Einschätzung der Durchlässigkeit des Gründungsfelsens und damit des eintretenden SWD und der Sickerwassermenge zum Einsturz des Staubauwerkes mit seinen verheerenden Folgen geführt hat.

Bei der Berechnung der Standsicherheit von Staubauwerken auf Lockergestein steht der Projektant vor einer weit günstigeren Situation. Die Untersuchungsmethoden zur Bestimmung der bodenphysikalischen Kennwerte sind bekannt und langjährig erprobt und ihre Anwendung für die Berechnung der Standsicherheitskriterien theoretisch fundiert. Auf der Grundlage des *Darcy*schen Sickergesetzes, das für die im Staudammbau auftretenden Sickerbewegungen als allgemein gültig angesehen werden kann, wird es im Lockergestein möglich, mit Hilfe mathematischer Ansätze, durch graphische Methoden oder versuchstechnische Verfahren den auftretenden Sohlenwasserdruck und die Sickerwassermenge zu berechnen. Die Wirkung senkrechter Dichtungselemente und von Filterteppichen, Filterpackungen sowie Filterbrunnen auf die Größe der Sickerwassermenge und des Sohlenwasserdruckes kann so genau ermittelt werden, wie genau die bodenphysikalischen Kennwerte des Untergrundes bestimmt worden sind. Als Ergebnis dieser Berechnungen wird es möglich, entsprechend der speicherwirtschaftlichen Aufgabenstellung die Dimensionierung eines vertikalen Dichtungselementes nach exakten Verfahren vorzunehmen sowie die Standsicherheit des Staubauwerkes gegen hydraulischen Grundbruch und Erosionsgrundbruch zu sichern.

Anders liegen die Dinge schon bei einer Sickerung, bei der keine laminare Fließbewegung eintritt, also das *Darcy*sche Gesetz nicht mehr gültig ist, sondern die Sickerströmung durch hohe hydraulische Gefälle und größere Korndurchmesser veranlaßt wird, anderen Gesetzmäßigkeiten zu folgen. Diese Erscheinung tritt zum Beispiel schon bei der Durchströmung von grobkörnigen Steinschüttungen auf. Für diese Fälle sind zwar heute die Zusammenhänge zwischen Sickerbewegung und Flüssigkeits- sowie Materialkenngrößen bekannt und in einem allgemein gültigen Widerstandsgesetz formuliert, Berechnungsmethoden jedoch, die uns auch bei komplizierten Randbedingungen in die Lage versetzen, Sickerwassermenge und Sohlenwasserdruck theoretisch fundiert zu ermitteln, fehlen bisher. Nur einfache Sickererscheinungen können zur Zeit mathematisch beschrieben werden.

Die im Festgestein stattfindende Sickerwasserbewegung liegt zur Zeit fast vollständig außer unserem Beurteilungsvermögen. Wenn von der heute geübten qualitativen Einschätzung der Durchlässigkeit des felsigen Baugrundes durch den Geologen und von den bei diesen Betrachtungen hinzugezogenen Ergebnissen der Wasserdurchlässigkeitsprüfungen durch Injektionen abgesehen wird, muß festgestellt werden, daß kein Überblick über den Einfluß der geometrischen Parameter des Untergrundes auf die Form der Sickerbewegung besteht und daß demzufolge die theoretische Grundlage zur Klärung der hydraulischen Situation bei der Anordnung von Dichtungsschleiern und Dränagen durch mathematische Ansätze fehlt. Es können weder fundierte Angaben über die auftretende Sickerwassermenge und den sich einstellenden Sohlenwasserdruck

vorgenommen, noch die Größe der Sicherheit gegenüber einem auch im felsigen Untergrund auftretenden hydraulischen Grundbruch ermittelt werden.

Es sind trotz dieser mangelhaften Kenntnisse in aller Welt Staubauwerke errichtet worden, die auch mit Dichtungsschleiern ausgestattet sind. Welche Grundsätze waren nun bei der Wahl der Dichtungsschleiertiefe maßgebend?

Bei Einführung der Injektionstechnik hatte sich in Deutschland für die maßgebende Tiefe eines Dichtungsschleiers die Faustregel $t = {}^2/_3 \cdot H$ eingebürgert, wobei mit H die Stauhöhe bezeichnet wird. In Österreich erhielten in gewöhnlichen Fällen die Gewichtsstaumauern einen Dichtungsschleier von der Tiefe der halben Höhe des aufgehenden Mauerwerkes, während in den USA (Bureau of Reclamation) nach dem Ansatz $t = {}^1/_3 \cdot H + c$ bemessen wurde. Hierbei ist c ein Wert, der sich aus der jeweiligen geologischen Situation ergibt.

Dieses formale Vorgehen bei der Projektierung von Dichtungsschleiern kann heute auf keinen Fall mehr vertreten werden. Heute bemüht man sich, auf der Grundlage von Versuchsinjektionen die Durchlässigkeit des Untergrundes zu ermitteln und eine Reihe von Autoren formulierten mit Hilfe dieser Ergebnisse Kriterien für die Injektionswürdigkeit eines Festgesteins und damit für die Tiefe des Dichtungsschleiers.

Tabelle 1. Kriterien zur Festlegung der Injektionswürdigkeit des Gebirges

1. LUGEON:	a) $H \geqq 30$ m: 1,0 [l/min · m u. 10 at] Prüfzeit 10 min
	b) $H < 30$ m: 3,0 [l/min · m u. 10 at] Prüfzeit 10 min
2. JÄHDE:	0,1 [l/min · m u. 3 at] (Injektionsbohrung)
	0,5 – 1,0 [l/min · m u. 3 at] (Kontrollbohrung)
3. TERZAGHI:	0,05 [l/min · m u. 0,1 at]
4. KEIL:	0,2 [l/min · m u. 3 at]
5. BLATTER:	0,33 [l/min · m u. 1 at]
6. USA:	3–4 [l/min · m u. 10 at]
7. DIN 4093:	0,1–0,5 [l/min · m u. 0,1 at] Prüfzeit 3 min
8. UdSSR:	$H < 10$ m: 0,05 [l/min · m u. 0,1 at]
	10 m $< H <$ 30 m: 0,03 [l/min · m u. 0,1 at]
	$H \geqq 30$ m: 0,01 [l/min · m u. 0,1 at]
9. TGL 0.19700:	0,1 [l/min · m]

Die in den einzelnen Vorschlägen zum Ausdruck kommenden unterschiedlichen Auffassungen über das Ausmaß der notwendigen Injektionsarbeiten sind nur aus verschiedenen ökonomischen Gesichtpunkten sowie aus den verschiedenen Sicherheitsforderungen des jeweils vorschlagenden Fachmannes zu erklären. Theoretisch sind diese Angaben nicht fundiert.

Wenn auch mit diesen Kriterien eine ganze Anzahl von Staubauwerken standsicher errichtet wurden, so muß man doch feststellen, daß alle diese vorgeschlagenen Richtsätze stark schematisiert sind. Sie erfassen nicht im einzelnen die Parameter, die die Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes beeinflussen wie z. B. die geologischen Verhältnisse, den Einfluß des Anstaus und des auftretenden hydraulischen Gefälles auf die Grundwasserströmung, und sie können auch ökonomische Gesichtpunkte nicht berücksichtigen. So ist es nicht möglich, nachzuweisen, ob ein geringerer Aufwand an Mitteln verbunden mit einer größeren Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes für die Gewährleistung der Standsicherheit des Staubauwerkes ausreicht oder ob aber bei außer-

ordentlichen Umständen noch höhere Anforderungen als die von den einzelnen Autoren angegebenen gestellt werden müssen. Weiter muß festgestellt werden, daß folgende Schwierigkeiten bei der Anwendung der Kriterien auftreten. Nur in einzelnen Fällen ist der Injektionsdruck, die Druckdauer und der Zeitraum, in dem die Wasserdurchlässigkeit (WD) zu prüfen ist, vorgeschrieben. In diesen Fällen wirkt sich wiederum erschwerend aus, daß der geforderte Injektionsdruck von 10 kp/cm^2 in den oberflächennahen Zonen nicht angewendet werden kann. Es werden deshalb die WD-Prüfungen mit geringeren Drücken durchgeführt und deren Ergebnis in unsicherer Weise extrapoliert. Das Einbeziehen der Wirkung der projektierten Stauhöhe in die Bedingungen der Kriterien erscheint als unumgänglich, wie auch ein überzeugendes Kriterium für die Beendigung der Dichtungsarbeiten die hydrostatische Situation des Gebirges berücksichtigen muß. Ein Mangel aller bisherigen Kriterien ist, daß der zur WD-Prüfung verwendete Bohrlochdurchmesser nicht vorgeschrieben wird, obwohl sich die Wasserverluste unter sonst gleichen Verhältnissen mit zunehmenden Bohrlochumfang vergrößern. Es ist daher, um Vergleichsmöglichkeiten zu schaffen, zu empfehlen, bei WD-Prüfungen und Injektionsarbeiten Bohrlochgröße und Durchmesser der Injektionsrohre allgemein festzulegen.

Ein letzter Hinweis, der die Zweckmäßigkeit der bisher angewandten Kriterien weiter einschränkt, sei noch gestattet. Aus Untersuchungen im Lockergestein ist bekannt, daß von einem Verhältnis der Durchlässigkeitsbeiwerte des Gebirges zu dem des Dichtungsschleiers von 10 : 1 an, die Gültigkeit des *Darcy*schen Gesetzes ist vorausgesetzt, der Dichtungsschleier theoretisch als undurchlässig angesehen werden kann und der eintretende SWD sowie die Sickerwassermenge nur in Abhängigkeit der Dichtungsschleiertiefe und der Fundamentbreite des Bauwerkes berechnet wird. Das bedeutet, daß bei einer Durchlässigkeit des Gebirges von 20 [l/min · m 10 at] eine Abminderung innerhalb des Dichtungsschleiers auf 2 [l/min · m 10 at] genügen, um den SWD in ausreichendem Maße zu verringern. Das heißt aber, daß das Einhalten des Kriteriums von *Lugeon* z. B. nicht erforderlich ist und die Injektionsmaßnahmen nicht mit dem sonst notwendigen Aufwand durchgeführt werden müssen. Umgekehrt jedoch muß bei einer allgemeinen Gebirgsdurchlässigkeit von weniger als 10 [l/min · m 10 at] der Dichtungsschleier durch entsprechende Maßnahmen eine geringere Durchlässigkeit aufweisen, als nach *Lugeon* zu fordern wäre. Das Einhalten dieses Kriteriums führt einmal zu einer unwirtschaftlichen Lösung und zum anderen behindert es eine technisch vollwertige Ausführung von Injektionsarbeiten.

Trotz der offensichtlichen Unzulänglichkeiten der WD-Prüfmethode ist dieses Verfahren heute die einzige praktische Möglichkeit, einen Anhaltspunkt über die Durchlässigkeit eines felsigen Untergrundes zu erhalten. Es wird demnach vorerst unumgänglich sein, diese Kriterien in der beschriebenen verbesserten Form weiter anzuwenden. Daß die im Versuch zu ermittelnden Größen mit der größten Genauigkeit d. h. mit schreibenden Meßgeräten, bestimmt und das Gebirge für eine einwandfreie Durchlässigkeitsprüfung vorbereitet werden muß, versteht sich von selbst.

Es sind von verschiedenen Autoren im allgemeinen unter weitgehender Schematisierung der Verhältnisse Beziehungen mitgeteilt worden, durch die die Durchlässigkeit eines zerklüfteten Untergrundes dargestellt werden soll.

So wird unter anderem von *Terzaghi* unter der Voraussetzung der Gültigkeit des *Darcy*schen Gesetzes und einer quadratischen Anordnung der Hauptkluftrichtungen vorgeschlagen, den Wert des Durchlässigkeitsbeiwertes nach

$$k_T = \frac{\gamma_0 \cdot b^3}{6 \cdot \eta \cdot D} \quad [\mathrm{cm/s}] \qquad \text{zu berechnen}$$

b = Kluftbreite
D = Kluftabstand
η = dynamische Zähigkeit

Plch empfiehlt ebenfalls bei laminarer Fließbewegung in den Klüften und wenn die Wasserdurchlässigkeitsprüfung als Radialströmung mit allseitiger Druckabnahme betrachtet wird, den Durchlässigkeitsbeiwert nach folgender empirischer Beziehung zu ermitteln:

$$k_p = 0{,}53 \cdot \frac{\lg 0{,}66 \cdot b}{r} \cdot q \quad [\mathrm{m/Tg}]$$

b = Länge des untersuchten Bohrlochabschnittes
r = Bohrlochradius

Ebenfalls aus WD-Prüfungen wird auf der Grundlage der *Dupuit*schen Beziehung für einen vollkommenen artesischen Brunnen eine weitere empirische Möglichkeit zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes für klüftiges Gebirge vorgeschlagen:

$$k = 0{,}366 \cdot Q \; \frac{\lg R - \lg r}{h_m (h - H)} \quad [\mathrm{m/s}] \quad \text{(laminares Fließen)}$$

und

$$k = 0{,}159 \cdot \frac{Q}{h_m} \sqrt{\frac{1}{r(h - H)}} \quad [\mathrm{m/s}] \quad \text{(nichtlaminares Fließen)}$$

h_m = Mächtigkeit der untersuchten Zone
H = Höhe des Grundwasserstandes
h = geplanter Stauseestand
R = Einflußbereich der Wasserinjektion
r = Injektionsrohrradius

Bei der Auswertung von Pumpversuchen im zerklüfteten Untergrund wird empfohlen, auf das Widerstandsgesetz von *Forchheimer* zurückzugreifen. Es heißt dort für alle Fließformen

$$H - h = \frac{a \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot M} \cdot \ln \frac{R}{r} + \frac{b \cdot Q^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot M^2} \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R} \right) \quad [\mathrm{m}]$$

r = Radius der Kluft
R = hydraulischer Einflußbereich der Kluft
a, b = Koeffizienten nach *Forchheimer* ($i = a \cdot v + b \cdot v^2$)
M = Mächtigkeit der durchlässigen Schicht
H = geplante Stauseehöhe
h = Druck in der Kluft (geodätische Höhe GW-Stand bis geodät. Höhe der Kluft)

Neben dieser Auswahl sind noch mehrere Berechnungsmethoden anderer Autoren bekannt, die ebenfalls auf einer Schematisierung des durchströmten zerklüfteten Untergrundes basieren. Eine Diskussion der Zweckmäßigkeit der vorgenommenen Voraussetzungen bei dem Formulieren von Beziehungen zwischen Durchlässigkeit und Kennwerten des Gebirges oder über die Abschätzung ihrer Fehlergrenzen geht über die heutige Zielstellung hinaus und muß einem späteren Zeitpunkt vorbehalten bleiben. Es kann aber schon jetzt gesagt werden, daß viele Beziehungen unzureichend sind

und kaum die Durchströmungsverhältnisse im geklüfteten Untergrund entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen widerspiegeln.

Allen Versuchen, diese Fließbewegung in klüftigem Festgestein mathematisch zu beschreiben, ist die Bezugnahme auf geometrische Kenngrößen des Untergrundes eigen und in dem ausreichenden geohydrologischen Aufschluß, seiner Beschreibung und Bewertung des durchströmten Mediums liegt in erster Linie die Lösung des Problems, und um zu einer besseren Übersicht der Durchströmungsverhältnisse in Festgestein zu gelangen, machen sich weitere spezielle Untersuchungen notwendig, deren Durchführung hiermit zur Diskussion gestellt wird.

Es zeichnen sich bei der Betrachtung des Problems folgende Wege ab. In erster Linie ist von Interesse, die jeweilige Form der Sickerbewegung im felsigen Untergrund festzustellen, um das Gebirge bezüglich seines Durchlässigkeitsverhaltens klassifizieren zu können. Es ist wohl zweifellos richtig, wenn davon ausgegangen wird, daß die Sickerbewegung im klüftigen Gestein mit seinen unterschiedlichen Kluftausmaßen nicht allein dem linearen Widerstandsgesetz nach *Darcy* folgt, sondern auch turbulente Fließbewegungen und Übergangserscheinungen zwischen laminarem und turbulentem Fließen aufweist. Zeigt sich, daß der mit Hilfe von Pumpversuchen, auf deren Ergebnisse übrigens mit mehr Vertrauen zurückgegriffen werden kann als das bei Injektionen der Fall ist, oder der bei Wasserdurchlässigkeitsinjektionen ermittelte Exponent des allgemeinen Widerstandsgesetzes $v^m = k \cdot i$ dem Wert des *Darcy*schen Gesetzes entspricht, so kann mit den gleichen Berechnungsverfahren wie im Lockergestein die notwendige Dichtungsschleiertiefe, der auftretende Sohlenwasserdruck sowie die abfließende Sickerwassermenge ermittelt werden. Um auf den Durchlässigkeitsbeiwert und den Exponenten auch bei einer nichtlinearen Fließbewegung schließen zu können, sind Beziehungen entwickelt worden, die diese Berechnungen zulassen. Mit diesem Vorgehen können zur Lösung der praktischen Aufgaben erste Unterlagen geliefert werden, wenn auch nicht übersehen werden darf, daß mit den vorgeschlagenen Verfahren nur einzelne Partien des Untergrundes von stark beschränktem Ausmaß beurteilt werden können. Diese ersten Untersuchungen sind durch eine eingehende hydrotechnische Bewertung des Untergrundes durch den Geologen zu ergänzen.

Bei dem Studium der Geometrie und des hydraulischen Verhaltens der von Wasser durchflossenen Klüfte wird sehr schnell deutlich, daß eine Vielfalt von Erscheinungen die Sickerströmung im Festgestein beeinflussen, die das Erkennen der Zusammenhänge zwischen Sickerung und Festgestein außerordentlich erschweren. Die Betrachtung der möglichen Kluftform zeigt deutlich, daß eine ausreichende Klassifizierung, eine Systematisierung des Erkundungsverfahrens der zu untersuchenden hydrogeologischen Objekte nicht vorliegt, und es wird deshalb folgende allgemeingültige Klassifizierungsform vorgeschlagen.

Das im vorliegenden Fall in erster Linie zu beachtende Merkmal des Gebirges ist zweifellos seine Durchlässigkeit. Da es weiter von Wichtigkeit ist, festzustellen, ob die Wechselwirkung zwischen Sickerströmung und Gebirge zu wesentlichen Veränderungen der Kluftverhältnisse führt, wird vorgeschlagen, die Hydrostabilität des Gebirges als Klassifizierungsmerkmal einzuführen. Es werden dann hydrostabile, d. h. der Sickerströmung gegenüber sich neutral verhaltende Gesteine, und hydroinstabile, d. h. der Korrosion unterworfene Gesteine, unterschieden, wobei die sich nach dem Bau und während der Bewirtschaftung der Stauanlage einstellenden Verhältnisse der Maßstab der Betrachtung sein müssen. Die Hydrostabilität müßte den Faktoren der Kluftbildung untergeordnet sein, da für eine hydrotechnische Charakterisierung des

Gebirges sowohl seine Morphologie, die gesamten Formen und Abmessungen der Klüfte als auch die Unebenheiten der Kluftflächen maßgebend sind. Die einzelnen Kluftsysteme werden weiter als charakterisierendes Merkmal einen unterschiedlichen Grad der Anisotropie besitzen, der auf das Sickerverhalten des Gebirges starken Einfluß nehmen wird. Deshalb muß die Klassifizierung der Geometrie der Klüftung durch eine Bewertung ihrer Isotropie ergänzt werden. Als Ergebnis derartiger Untersuchungen sollte eine allgemeine räumliche Vorstellung von der Klüftung, um die Feststellung der Zugehörigkeit der betreffenden Klüftung zu regionalen oder lokalen Schichten oder anderen Einzelheiten ergänzt werden. Als ein weiteres Merkmal ist das für den betrachteten Teil des Gebirges gültige Widerstandsgesetz für die Durchströmung des geklüfteten Untergrundes anzusehen.

Die zu diesem Problem dargelegten Überlegungen führen zu den Grundlagen, auf die eine hydrotechnische Klassifizierung der Klüftigkeit eines Gebirges fußen muß. Sie setzt sich aus der genetischen, morphologischen und hydrotechnischen Beschreibung des Gebirges zusammen. Zur Berücksichtigung der kluftbildenden Faktoren werden folgende Klassen vorgeschlagen.

1. Mechanische Klüfte
   a) tektonische Kräfte (für Sickerungsvorgänge bevorzugt)
   b) Gravitationskraft (Erdrutsch, Erosion)
2. Klüfte durch Temperaturveränderungen
3. Verwitterungsklüfte
4. Klüfte bei Sedimenterscheinungen
5. Klüfte durch Methamorphose

Jede Klasse ist eventuell in Unterklassen zur besseren Übersicht aufzuspalten.

Für die Klassifizierung der Durchlässigkeit wird folgende Unterteilung vorgeschlagen:

1. undurchlässig $k_f < 10^{-8}$ [cm/s]
2. wenig durchlässig $10^{-8} < k_f < 10^{-5}$ [cm/s]
3. durchlässig $10^{-5} < k < 10^{-3}$ [cm/s]
4. stark durchlässig $k_f < 10^{-3}$ [cm/s]

Ein wichtiger Gesichtspunkt ist auch die Bewertung der Durchlässigkeit des Gesteins selbst, d. h. das Beachten der Porosität. Als weiteres Klassifizierungsmerkmal scheint das Verhältnis der Durchlässigkeit des Gebirges zu der des Gesteins geeignet und zweckmäßig zu sein. Für alle diese vorgesehenen Klassen, Unterklassen, Typen usw. müßte eine ziffern- und buchstabenmäßige Registrierung erfolgen, die eine einigermaßen schnelle Übersicht für die hydrogeologische Bewertung eines Felsmassivs zuläßt.

Besonders ist in diesem Zusammenhang auch die Methode der statistischen Kluftaufnahme nach *Müller* (Salzburg), die Ermittlung von Kluftkörpern, Kluftflächen, Kluftabstand und Kluftdichte auf ihre Brauchbarkeit für die Probleme der Durchlässigkeit des Festgesteins zu untersuchen.

Es werden sich über das Ausmaß der vorzunehmenden Untersuchungen bei der Aufstellung einer solchen Klassifikation unterschiedliche Auffassungen des Bauingenieurs und des Geologen über Umfang, Art und Zweckmäßigkeit dieser Arbeit ergeben.

Es wurde schon angedeutet, daß die Pumpversuche oder die Untersuchungen des Felsmassivs mit Hilfe von Injektionen nur einzelne Partien des Untergrundes erfassen

und damit für eine Beurteilung des gesamten Gründungsbereiches zwar wertvoll, aber nicht ausreichend sind. Aus sachlichen und wirtschaftlichen Gründen wird die Auffassung vertreten, daß allgemeine Aussagen über die Beschaffenheit des Gebirges nur an Bohrungen gewonnen werden können, die in ausreichendem Maße und an für die Untersuchungen günstigen Standorten niedergebracht sind. Diese zu fordernden Untersuchungen an Bohrungen unterteilen sich in direkte und indirekte Methoden.

Als direkte oder visuelle Methode kann die geohydrologische Beurteilung der gewonnenen Kernstücke und die des Kerngewinns angesehen werden. Die Schwierigkeit bei der Anwendung dieser direkten Methode ist die notwendige Analyse des Kerngewinns. Eine Beurteilung des gewonnenen Kernes ist insofern kaum durchführbar, als es bei den im Kern angetroffenen Klüften durch die Zerstörung des Massivs mit Hilfe des Bohrmeißels nicht möglich ist festzustellen, ob es sich um eine durchgehende Kluft handelt, die als Sickerweg des Wassers anzusprechen ist, oder ob ihre Ausdehnung begrenzt ist und sich als typische lokale Kluft erweist. Es darf außerdem angenommen werden, daß der Kern bei dem Kreuzen einer Kluft in dieser Kontaktfläche zerbricht und somit die Ermittlung der erwünschten Parameter des Festgesteins nicht möglich wird. Hier bietet sich für die indirekten, für die ingenieur-geophysikalischen Verfahren ein Anwendungsgebiet. Mit Hilfe der geophysikalischen Bohrlochmessung, gleich ob elektrische, radioaktive oder seismische Methoden Verwendung finden, scheint eine Möglichkeit gegeben zu sein, den Untergrund in umfassender Weise zu durchforschen und einen allgemeinen Überblick über die Größe seiner primären Porosität und damit Durchlässigkeit zu liefern.

Nachdem versucht wurde, die hydraulischen, ingenieur-geologischen und ingenieur-geophysikalischen Verfahren anzugeben, die in der Lage sind, bei der Ermittlung geohydrologischer Parameter des Gebirges erfolgversprechende Hilfe zu leisten, steht jetzt die Frage, wie vorgegangen werden soll, um der Praxis die dringend notwendigen Unterlagen zu liefern. Die Tatsache, daß bis jetzt nicht bekannt ist, welche Untersuchungsmethoden brauchbar sind, wird zu einer eingehenden Diskussion des Lösungsweges zwischen den an der Mitarbeit notwendigen Fachgebieten führen. Es kann aber schon heute festgestellt werden, daß nur eine komplexe Untersuchung mit hydraulischen, ingenieur-geologischen und ingenieur-geophysikalischen Verfahren zum Ziel führen kann. Es ist zu erwarten, daß sich im Laufe der Untersuchung mehrerer Sperrstellen, eine Tendenz für die einzusetzenden Untersuchungsmethoden und die Auswertung der Untersuchungsergebnisse abzeichnet, die es auch ermöglicht, theoretische Untersuchungen zu diesem Problem aufzunehmen.

Diese vorgesehenen Untersuchungen erfordern von dem Injektionsbetrieb ebenfalls vorbereitende Maßnahmen, von denen der Erfolg der Tätigkeit auf diesem Gebiet im weitgehenden Maße abhängt. Die zu fordernden Maßnahmen beziehen sich auf den ausreichenden Einsatz von Meßgeräten bei der Durchführung von Wasserdurchlässigkeitsprüfungen bzw. bei Injektionsarbeiten mit abdichtenden Injektionsmitteln. Die Ergebnisse, die durch Untersuchungen des Injektionsbetriebes ermittelt werden, bilden ebenso wie die anderen Messungen eine wichtige Grundlage für die ohnehin schon schwierige quantitative Beurteilung der Durchlässigkeit des felsigen Untergrundes. Die Installation von selbstschreibenden Meßgeräten gibt allein die Gewähr, die Wasserdurchlässigkeitsprüfungen bzw. den Verpreßvorgang genau verfolgen zu können.

In diesem Zusammenhang soll noch auf die Notwendigkeit der Überwachung von Injektionsarbeiten während ihrer Ausführung hingewiesen werden. Trotz der notwendigen strengen Forderungen an die Qualität eines Dichtungsschleiers wird man aus

ökonomischen Gesichtspunkten bemüht sein, den Injektionsaufwand soweit zu beschränken, soweit es die zu fordernde Sicherheit der Stauanlage erlaubt. Es ist nun Aufgabe von Prüfungen, im Bauzustand nachzuweisen, daß die der Bemessung des Dichtungskörpers zugrunde gelegten Annahmen zutreffen und die Qualitätsforderungen des Projektanten während des Baues eingehalten werden. Das mit Injektionen allgemein verbundene Risiko der qualitätsgerechten Ausführung wird um so mehr verringert, je umfassender und genauer diese Prüfungen sind. Vielfach glaubt man, durch einen erhöhten Einsatz von Injektionen vermutete Mängel in der Ausführung zu beseitigen. Solange diese Maßnahmen unkontrolliert sind, haben sie für den Nachweis der Qualität des Dichtungsschleiers keine Bedeutung. Heute wird versucht, die Wirksamkeit der Injektion unmittelbar nach der Verpressung des Gebirges durch Wasserdurchlässigkeitsprüfungen im Injektionsbohrloch selbst bzw. in einer nachträglich abgeteuften Kontrollbohrung zu überprüfen. Tatsächlich kann jedoch die abmindernde Wirkung eines Dichtungsschleiers erst nach Inbetriebnahme der Stauanlage an Hand von piezometrischen Beobachtungen und Messungen der Sickerwassermenge eingeschätzt werden. Dieser späte Zeitpunkt der Prüfmöglichkeit ist jedoch unbefriedigend und trägt die Ursache eventueller Bauwerksschäden bzw. eines unökonomischen Aufwandes in sich.

Im Rahmen der vorgesehenen Untersuchungen muß das Problem der Kontrolle des Injektionserfolges während der Ausführung mit behandelt werden. Da im Prinzip hier die gleichen Probleme wie im ersten Fall, nämlich die Ermittlung der die Durchlässigkeit fördernden Parameter des Gebirges behandelt werden, dürfte diese dringende Frage einer Bearbeitung mit zugeführt werden können.

Zusammengefaßt stehen nach dem Studium des Problems folende Aufgaben vor uns, deren Lösungswege Gegenstand der Diskussion der beteiligten Wissensgebiete sein müssen.

An einer vorgesehenen Sperrstelle, von deren Untergrund eine mittlere und damit meßbare Klüftigkeit angenommen werden kann, werden Pumpversuche oder Wasserdurchlässigkeitsversuche mit Injektionen vorgenommen. Zusammen mit der ingenieur-geologischen Klassifizierung des betrachteten Gebietes geben die Ergebnisse dieser Untersuchungen erste Anhaltspunkte über die Durchlässigkeit des Gebirges und können bereits für die Projektierung der Staumauer genutzt werden. Wird z. B. festgestellt, daß mit zufriedenstellender Genauigkeit eine laminare Fließbewegung in dem zerklüfteten Untergrund angenommen werden kann, so sind die im Lockergestein bereits bewährten analytischen und versuchstechnischen Berechnungsverfahren zur theoretischen Ermittlung von Sickerwassermenge und Sohlenwasserdruck bzw. der Einfluß von Abminderungsmaßnahmen auf diese beiden Größen anwendbar.

In dem bereits hydraulisch untersuchten Versuchsgebiet sind die Anwendungsmöglichkeiten ingenieur-geophysikalischer und ingenieur-geologischer Verfahren zu prüfen, die zur Bestimmung der wichtigsten die Durchlässigkeit beeinflussenden Parameter des Gebirges geeignet sind.

Eine weitere, etwas in die Zukunft weisende Aufgabe besteht in der Formulierung des Widerstandsgesetzes für Sickerströmungen im zerklüfteten Festgestein. Hierzu wird es notwendig sein, den Einfluß entscheidend auf die Fließbewegung wirkender einzelner Parameter eliminiert in Laborversuchen zu betrachten und in Abhängigkeit verschiedener hydraulischer Gefälle quantitativ zu bestimmen. Es wären, soweit heute die Übersicht besteht, folgende Parameter zu untersuchen:

a) die Kluftbreite
b) die Kluftrauhigkeit
c) die Kluftform
d) der Kluftverlauf
e) der Klüftigkeitskoeffizient
f) örtliche Störungen

Aus diesen Betrachtungen ist eine die auftretende Fließform charakterisierende Größe ähnlich der *Reynolds*schen Zahl in der Rohrhydraulik zu entwickeln und die genannten Einflußgrößen in Abhängigkeit von dieser charakteristischen Zahl zu sehen. Es müßte ausreichend sein, die notwendigen hydraulischen Untersuchungen an kleinen, idealisierten und gut vermeßbaren Modellen durchzuführen. Um die komplexe Wirkung aller untersuchten Parameter festzustellen und das Ergebnis der Einzeluntersuchungen überprüfen zu können, müßte in einem größeren hydraulischen Versuch ein klüftiger Untergrund modelliert werden, von dem die Einflußgrößen der einzelnen Klüftigkeitskennwerte bekannt sind und dessen Durchlässigkeit sowie die bei bestimmten hydraulischen Gefällen auftretende Fließbewegung bestimmt werden.

Dieses nur in seinen großen Zügen und, durch den großen Umfang der Probleme gezwungen, ganz allgemein formulierte Arbeitsprogramm zur Klärung der Festlegung der erforderlichen Tiefe von Dichtungsschleiern im Festgestein erfordert nun spezielle detaillierte Betrachtungen auf den einzelnen Fachgebieten, die nur in einer Gemeinschaftsarbeit zwischen den Geologen, Geophysikern und dem Bauingenieur durchgeführt werden können.

Neue geophysikalische Meßtechnik in situ für Talsperren

Von *Otto Meißer*, *Heinz Militzer* und *Hans-Günther Thon*, Freiberg[1]

(Vorgetragen von H. Militzer)

Die Zielstellung ingenieurgeophysikalischer Arbeiten für industrielle, verkehrstechnische und wasserwirtschaftliche Großbauten besteht darin, die Anzahl notwendiger Erkundungsbohrungen und Schürfe einzuschränken, die aus Einzeluntersuchungen im Labor gewonnenen Bodenkennwerte durch eine flächenhafte Kartierung physikalischer Meßgrößen als wirksame Mittelwerte aus Untersuchungen in situ zu unterstützen und mögliche Auswirkungen eventueller Bauschäden rechtzeitig zu erkennen. Somit erstreckt sich die Einflußnahme ingenieurgeophysikalischer Arbeiten im Bau-

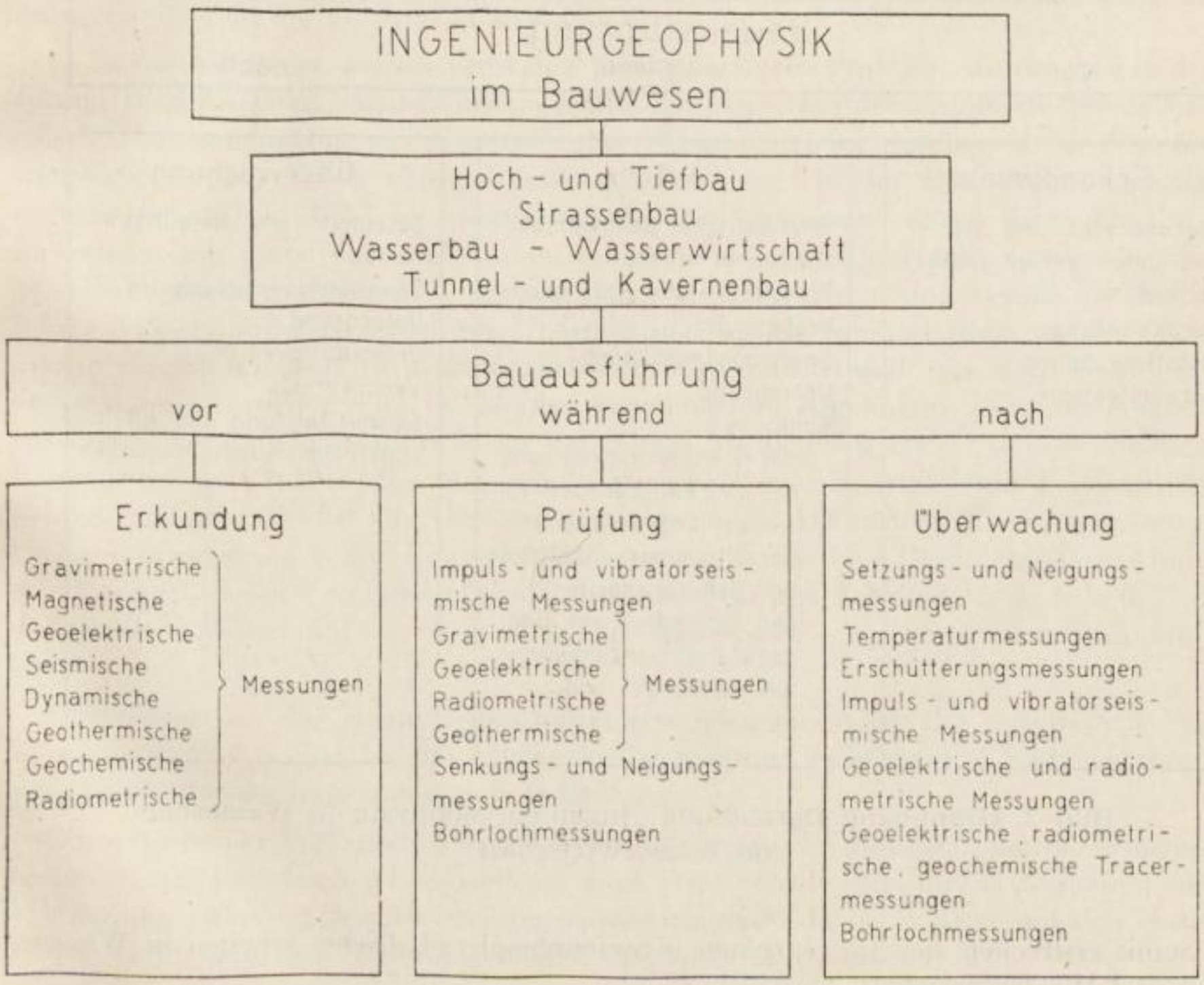


Bild 1. Graphische Darstellung „Ingenieurgeophysik im Bauwesen"

[1] Veröffentlichung Nr. 20 des Instituts für Geodynamik Jena der DAW, Außenstelle Freiberg

wesen auf den Tief- und Hochbau, den Straßen-, Wasserbau und die Wasserwirtschaft sowie auf den Tunnel- und Kavernenbau.

In den Direktiven für den Speicherbau bis 1970 und die weitere Zukunft wird darauf hingewiesen, daß Forschung und Projektion schwerpunktmäßig auf die Entwicklung und den Einsatz neuer und ökonomisch günstigerer Verfahren zu richten sind. Auf Standsicherheitsbetrachtungen geplanter und bestehender Stauanlagen bezogen, bedeutet dies vor, während und nach der Bauausführung einen systematischen Einsatz solcher Meß- und Kontrollverfahren, deren Ergebnisse individuell unbeeinflußt, mit größtmöglicher Exaktheit reproduzierbar sind und die das geschlossene System Bauwerk — Baugrund eindeutig kennzeichnen. Diese Forderungen sprechen unmittelbar die Geophysik an und erheben den Anspruch auf theoretische, apparative und methodische Entwicklungen bis zu deren Einführung in die Praxis zur Lösung spezifischer ingenieurtechnischer Belange.

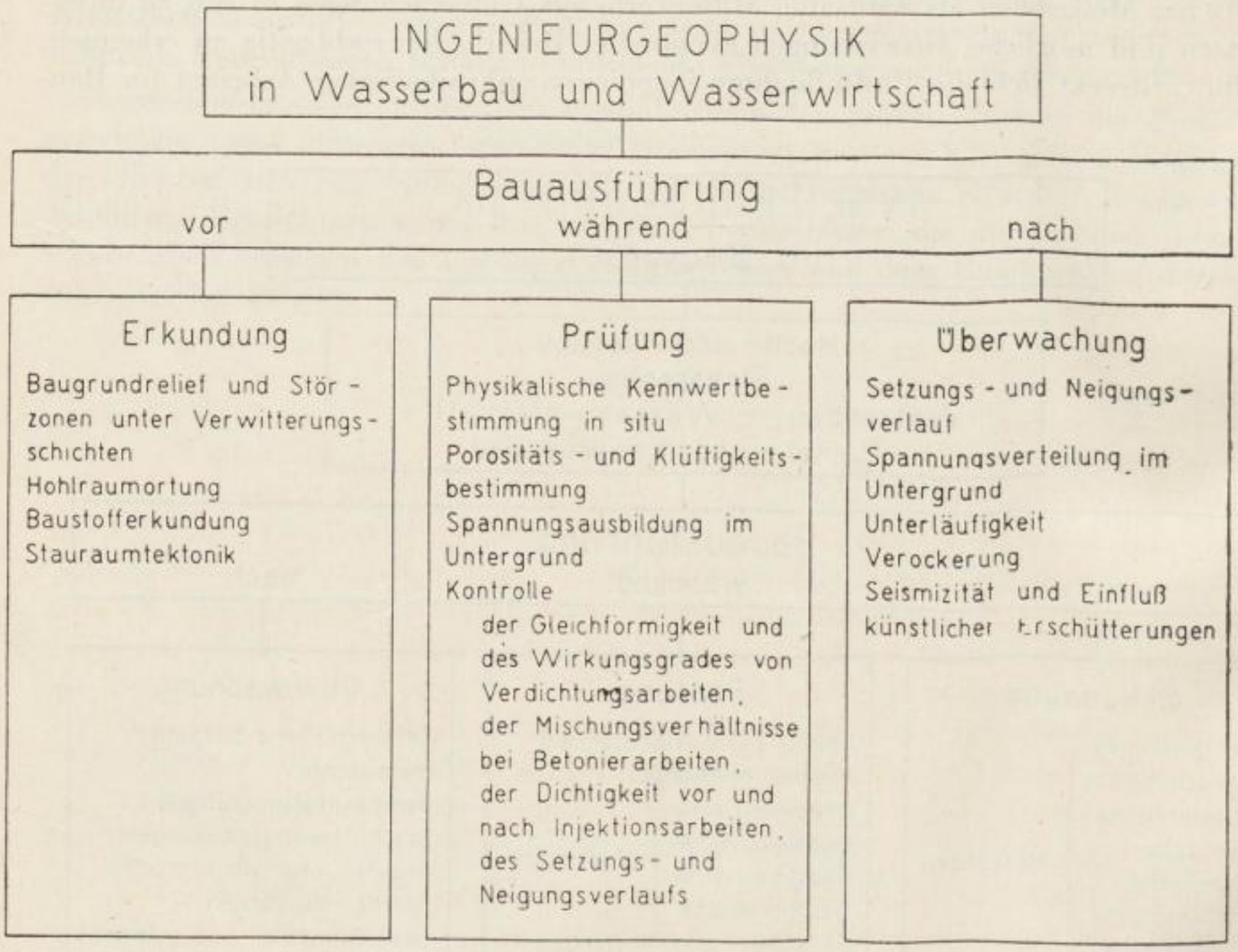


Bild 2. Graphische Darstellung „Ingenieurgeophysik in Wasserbau und Wasserwirtschaft"

Somit erstrecken sich im einzelnen ingenieurgeophysikalische Arbeiten in Wasserbau und Wasserwirtschaft

1. auf eine normale geophysikalische Erkundungstätigkeit zur Bestimmung des Baugrundreliefs und möglicher Störzonen unter vorhandenen Verwitterungsschichten sowie auf den Nachweis der örtlichen Ausdehnung und Lagerungsverhältnisse geeigneter Bau- und Zuschlagstoffe.

2. auf die Ermittlung statischer, dynamischer und seismischer Parameter des Untergrundes, der Porositäts- und Klüftigkeitsverhältnisse an Handstücken, Bohrkernen und am anstehenden Grundgebirge auch für solche Teufen, die einer direkten Beobachtung unzugänglich sind,
3. auf die Überprüfung des Wirkungsgrades durchgeführter Injektionsarbeiten, Ver- und Abdichtungsmaßnahmen,
4. auf die Beobachtung des Senkungs- und Neigungsverlaufes des Bauwerkes, auf die Ermittlung der Spannungsverteilung in und unter dem entstehenden und fertiggestellten Bauwerk sowie auf den Einfluß natürlicher und künstlicher Erschütterungen auf Untergrund und Bauwerk.

Die Intensivierung ingenieurgeophysikalischer Arbeiten ist in der gesamten internationalen Fachwelt zu beobachten, insbesondere in der SU, den USA, in Italien und Japan. Die in der DDR in den letzten Jahren auf dem Gebiet der Talsperrengeophysik erzielten Ergebnisse lassen begründet feststellen, daß die Geophysik als Neue Technik im Bauwesen auch für unsere Bauvorhaben eine wirksame wissenschaftliche und ökonomische Unterstützung bietet. Dies bezieht sich nicht allein auf die Baustoff- und Strukturerkundung des Untergrundes, sondern vor allem auf die Kennwertbestimmung in situ und die Bauwerksüberwachung.

Es ist das Verdienst unseres verehrten Kollegen, Herrn Prof. Dr. *Martin*, daß in den Jahren 1942 bis 1952 erstmals und systematisch beim Bau der Rappbode-Sperre seismische Untersuchungen zur Kontrolle des Wirkungsgrades durchgeführter Verpressungsarbeiten mit Erfolg vorgenommen wurden und daß das Bauwerk vor Fertigstellung bereits seit 1953 in seinem Bewegungsmechanismus durch Schlauchwaagemessungen mit einer Genauigkeit von einigen 0,01 mm überwacht werden konnte. Weiterhin wurden seismische Untersuchungen von der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau zur Überprüfung der am Steinschüttdamm der Ohra-Sperre vorgenommenen Verdichtungsarbeiten durchgeführt und vom VEB Geophysik konnten auf Anregung von O. *Meißer* überzeugende Ergebnisse bei einer geoelektrischen Unterläufigkeitskontrolle an der Sperre Muldenberg erzielt werden. Schließlich wurden vom Institut für Angewandte Geophysik der Bergakademie Freiberg und dem derzeitigen Institut für Geodynamik, Jena, mit Außenstelle Freiberg systematische Untersuchungen zur Kennwertbestimmung in situ und Bauwerksüberwachung durchgeführt, deren Ergebnisse bereits ausführlich in den Arbeiten [2, 3, 4, 5, 6, 7, 8] dargestellt wurden und im folgenden nur auszugsweise nochmals zur Diskussion stehen.

Haben sich bei der Kennwertbestimmung in situ besonders die seismischen Verfahren bewährt, so sind bei der Bauwerksüberwachung insbesondere Schlauchwaage- und Erschütterungsmessungen von Bedeutung.

Die seismischen Verfahren beruhen bekanntlich auf der Beobachtung des Ausbreitungsvorganges elastischer Longitudinal- und Transversalwellen und ermöglichen eine Verbindung zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeit dieser Wellen und den elastischen Parametern des Mediums, in dem die Ausbreitung erfolgt.

Folglich müssen sich bei Geschwindigkeitsmessungen an Handstücken, Bohrkernen und am Anstehenden auch bei gleichen Gesteinsarten unterschiedliche Eigenschaften in den elastischen Parametern, in der Porosität und Klüftigkeit, in Schieferung oder Schichtung durch eine differenzierte Geschwindigkeitsverteilung ausweisen. Außerdem besteht über nachfolgend aufgeführte Zeitmittelgleichung ein Zusammenhang zwischen

der Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen und der Porosität bzw. der Klüftigkeit als Maß für die Porosität bei kompakten Gesteinen.

$$P\ (\%) = \frac{\frac{1}{V} - \frac{1}{V_G}}{\frac{1}{V_F} - \frac{1}{V_G}} \cdot 100 \qquad (1)$$

mit P = Porosität bzw. Klüftigkeit bei kompaktem Gestein
V = gemessene Ausbreitungsgeschwindigkeit
V_G = Ausbreitungsgeschwindigkeit im unverwitterten und kluftfreien Festgestein
V_F = Ausbreitungsgeschwindigkeit in der Kluft- und Porenfüllung.

Dieser Zusammenhang wird deutlich durch die Ergebnisse komplexseismischer Untersuchungen aus dem Bereich des Tosbeckens und der künftigen Staumauer Rauschenbach. — An weitgehend kluftfreien und unverwitterten Handstücken und Bohrkernen durchgeführte Ultraschallmessungen ergaben eine Geschwindigkeitsverteilung, wie sie aus Bild 3 ersichtlich ist.

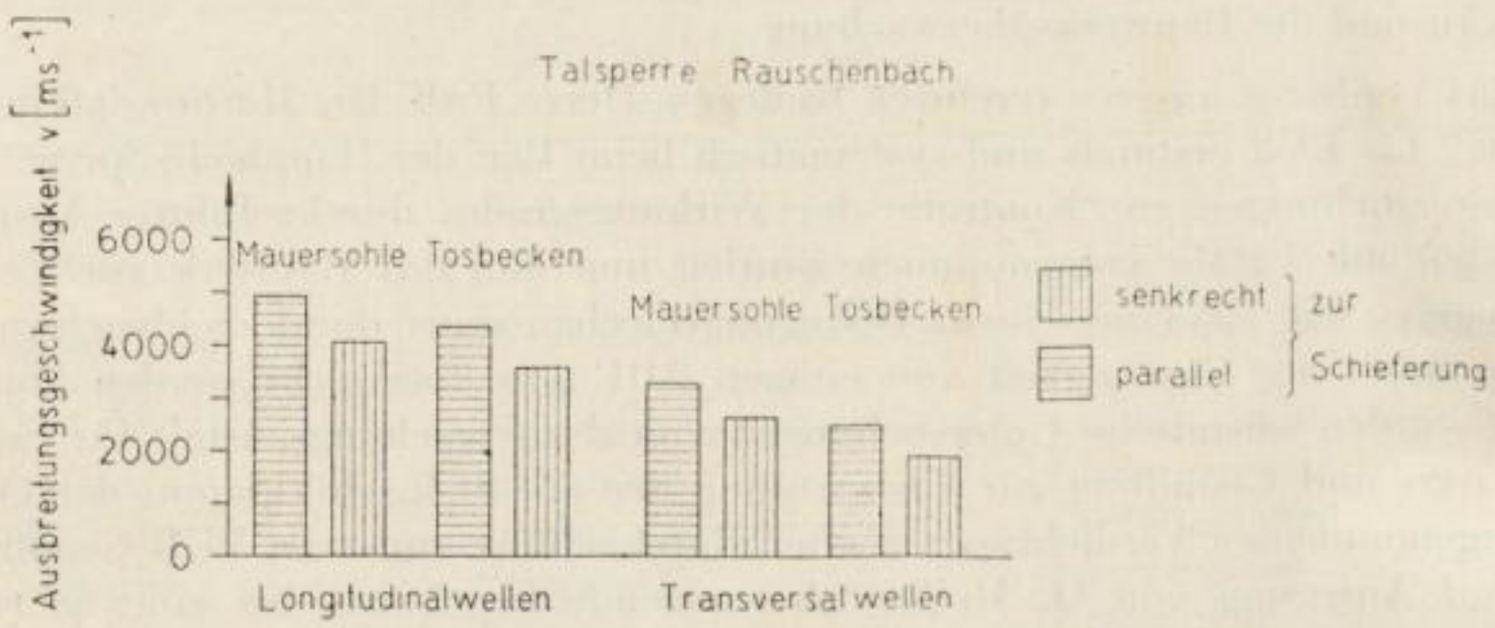


Bild 3. Graphische Darstellung mittels Ultraschallmessungen an Handstücken und Bohrkernen ermittelter Ausbreitungsgeschwindigkeiten elastischer Wellen im Gneis

Bild 3 weist auf unterschiedliche Geschwindigkeiten parallel und senkrecht zur Schieferung der untersuchten Gneisproben hin. In jedem Falle sind Ausbreitungsgeschwindigkeit und alle davon abgeleiteten Parameter parallel zur Schieferung größer als senkrecht dazu. Zugleich liegen die an Proben aus dem Tosbecken ermittelten Werte systematisch niedriger als im Mauerbereich. Die Ursache dafür ist sowohl in petrographischen Unterschieden der untersuchten Proben als vor allem darin zu suchen, daß die Entnahmestellen im Tosbeckenbereich 3 bis 5 m höher lagen als im Bereich der projektierten Mauer.

Zusätzlich wurden bei Aushubarbeiten der letzten 0,5 m über Gründungssohle in den Versuchsfeldern A_4 . . . A_3 des Tosbeckens spreng-, hammerschlag- und vibratorseismische Untersuchungen in situ vor und nach der Durchführung von Sprengarbeiten vorgenommen. Das Ergebnis läßt zumindest für Teufen 0,2 . . . 2,0 m eine generelle Abnahme der gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeiten nach den Versuchssprengungen erkennen, wie aus Bild 4 durch Vergleich der offenen und schwarzen Felder ersichtlich ist.

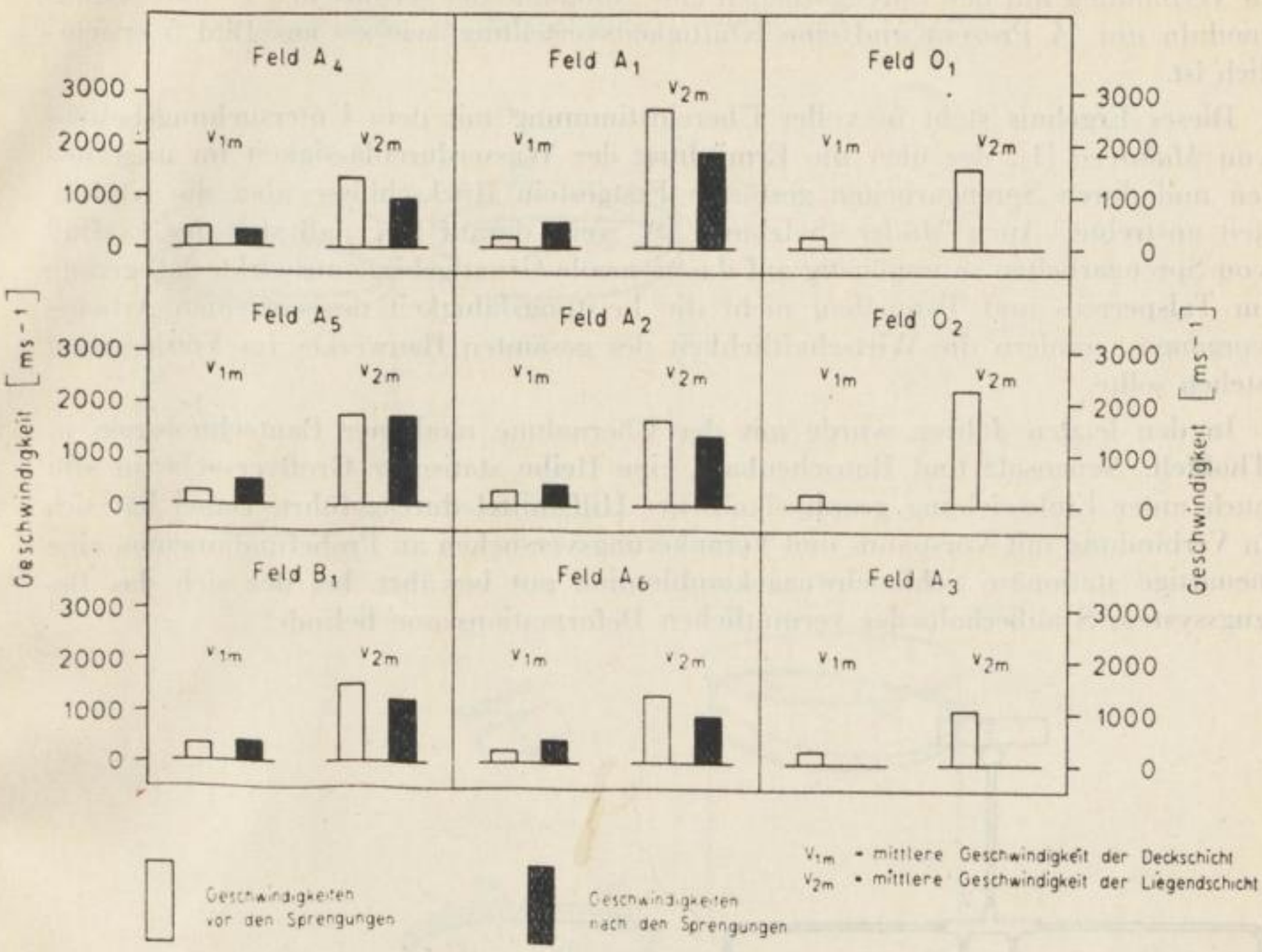


Bild 4. Vergleich gemessener Ausbreitungsgeschwindigkeiten vor und nach der Durchführung von Sprengarbeiten im Tosbecken Rauschenbach

Offensichtlich ergibt sich somit die Möglichkeit der Differenzierung verschiedener Gesteinsvarietäten sowie die Einschätzung der Auswirkung von Sprengarbeiten auf das Gebirge ausschließlich durch Betrachtung der Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen. Eine zusätzliche quantitative Auswertung des Beobachtungsmaterials nach der Beziehung (1) ergab im Bereich des Tosbeckens der Sperre Rauschenbach

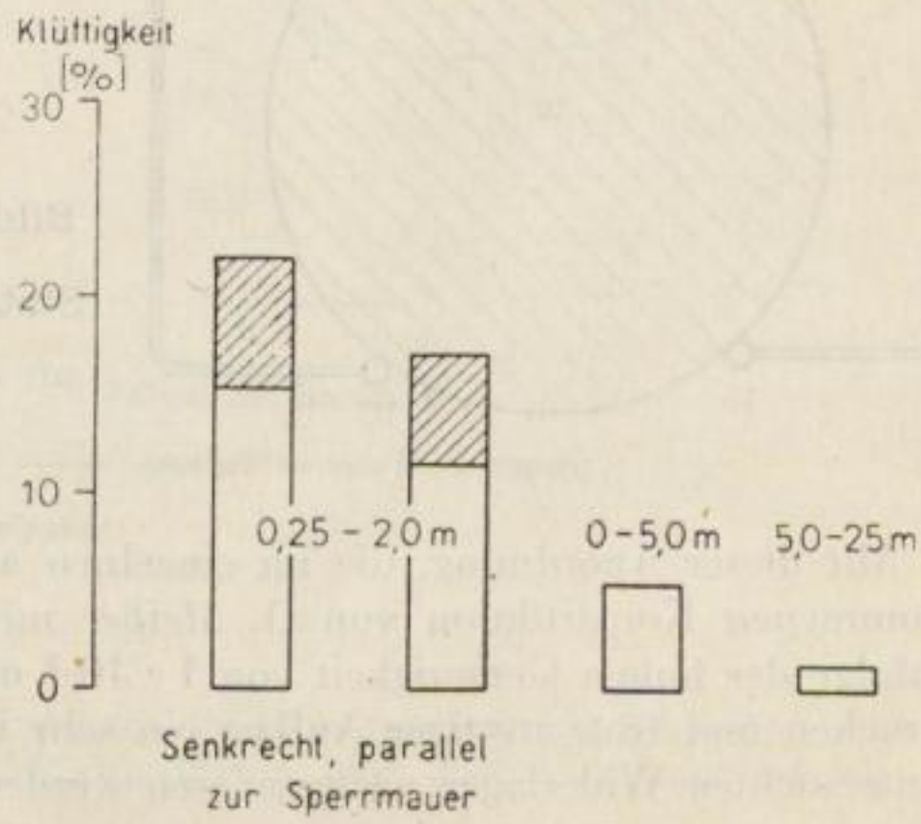


Bild 5.

Aus seismischen Daten berechnete Porositäten als Maß für die Klüftigkeit [%] mit Angabe der gültigen Tiefenbereiche [m]. (Untersuchungsobjekt Rauschenbach)

in Verbindung mit den Sprengarbeiten eine Abnahme der seismischen E- und Schubmoduln um 44 Prozent und eine Klüftigkeitsverteilung, wie sie aus Bild 5 ersichtlich ist.

Dieses Ergebnis steht in voller Übereinstimmung mit dem Untersuchungsbefund von *Makovec* [1], der über die Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit im ungestörten und durch Sprengarbeiten gestörten Festgestein Rückschlüsse über die Klüftigkeit anstrebte. Auch *Müller* (Salzburg) [9] weist darauf hin, daß sich der Einfluß von Sprengarbeiten so ungünstig auf das tragende Grundgebirge auswirkt, daß gerade im Talsperren- und Tunnelbau nicht die Leistungsfähigkeit des einzelnen Arbeitsvorganges, sondern die Wirtschaftlichkeit des gesamten Bauwerkes im Vordergrund stehen sollte.

In den letzten Jahren wurde mit der Übernahme moderner Bautechnologien in Thoßfell, Neuensalz und Rauschenbach eine Reihe statischer Großversuche in situ auch unter Einbeziehung geophysikalischer Hilfsmittel durchgeführt. Dabei hat sich in Verbindung mit Vorspann- und Verankerungsversuchen an Probefundamenten eine neuartige stationäre Schlauchwaagekombination gut bewährt, bei der sich das Bezugssystem S außerhalb der vermutlichen Deformationszone befindet.

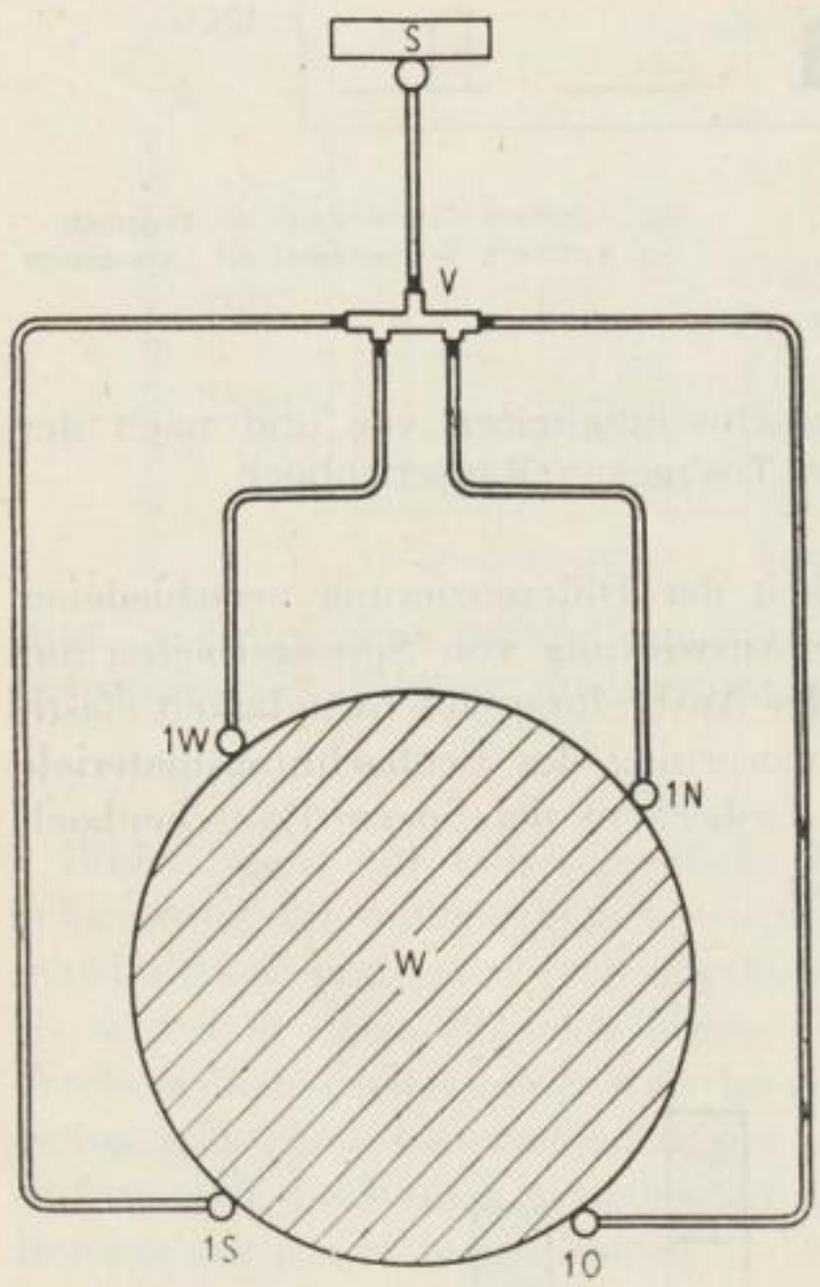


Bild 6.
Stationäre Schlauchwaagekombination an einem Widerlager

Mit dieser Anordnung, die im einzelnen aus Systemen nach einer technisch vollkommenen Konstruktion von O. *Meißer* mit elektrischer Ablesung besteht, konnte infolge der hohen Genauigkeit von $1 \cdot 10^{-2}$ mm schon bei relativ geringen Maximaldrücken und trotz mittiger Auflast ein sehr unterschiedliches Senkungsverhalten der untersuchten Widerlager nachgewiesen werden.

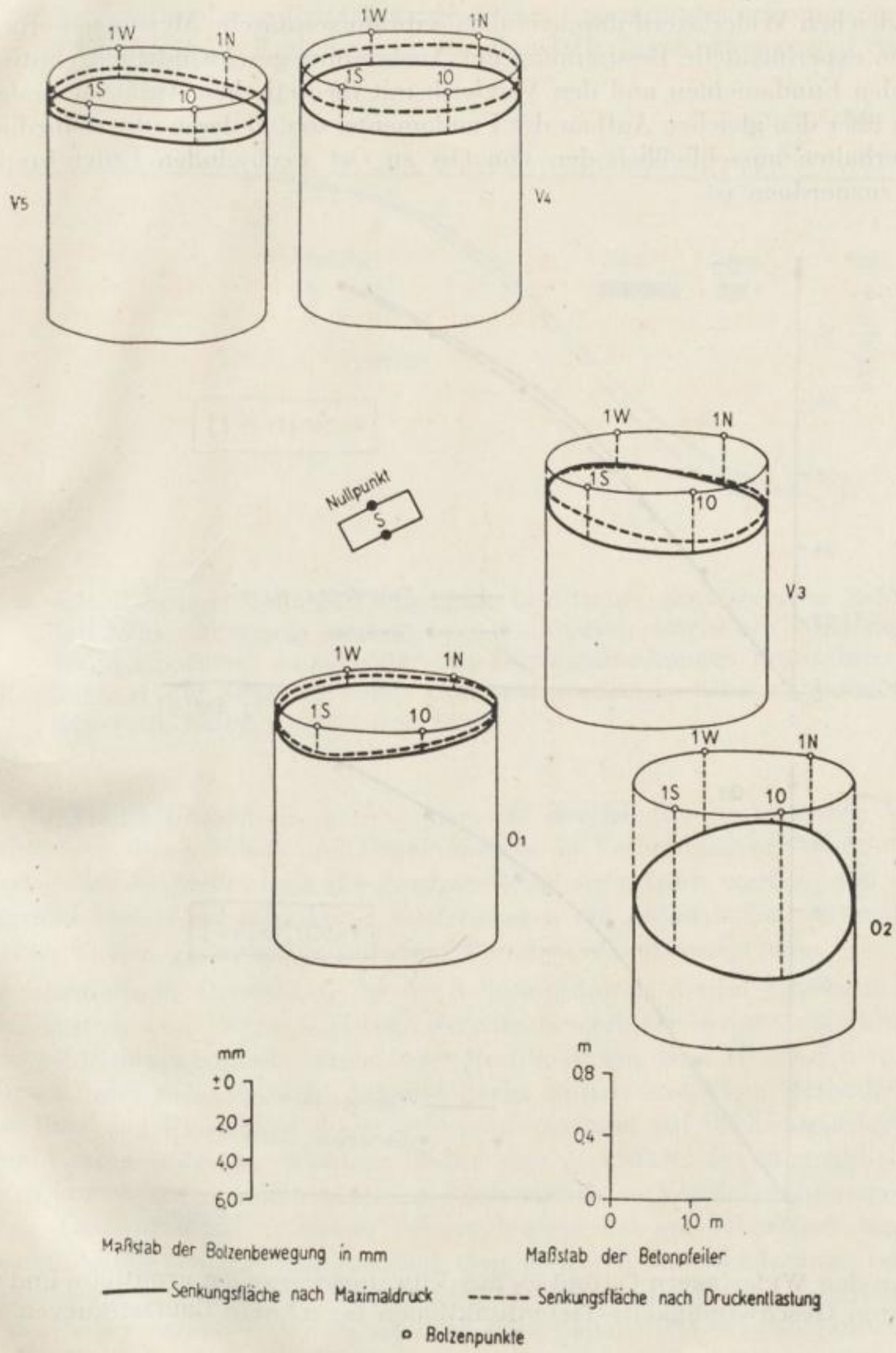


Bild 7. Raumdarstellung der abgedrückten Widerlager einschließlich der Senkungsflächen nach aufgebrachtem Maximaldruck und nach Druckentlastung

Das unterschiedliche Verhalten der abgedrückten Widerlager äußert sich nicht nur in den unterschiedlichen Beträgen der erzwungenen Fundament- bzw. Bodenbewegung, sondern auch in der Tendenz der Einordnung der Senkungsflächen zu vorgezeichneten Strukturelementen des Untergrundes.

An den gleichen Widerlagern durchgeführte vibratorseismische Messungen erbrachten über die experimentelle Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen in den Fundamenten und den Vergleich mit theoretischen Ansätzen eindeutig den Beweis über den gleichen Aufbau der Fundamente, so daß deren unterschiedliches Senkungsverhalten ausschließlich den von Ort zu Ort wechselnden Untergrundverhältnissen zuzuordnen ist.

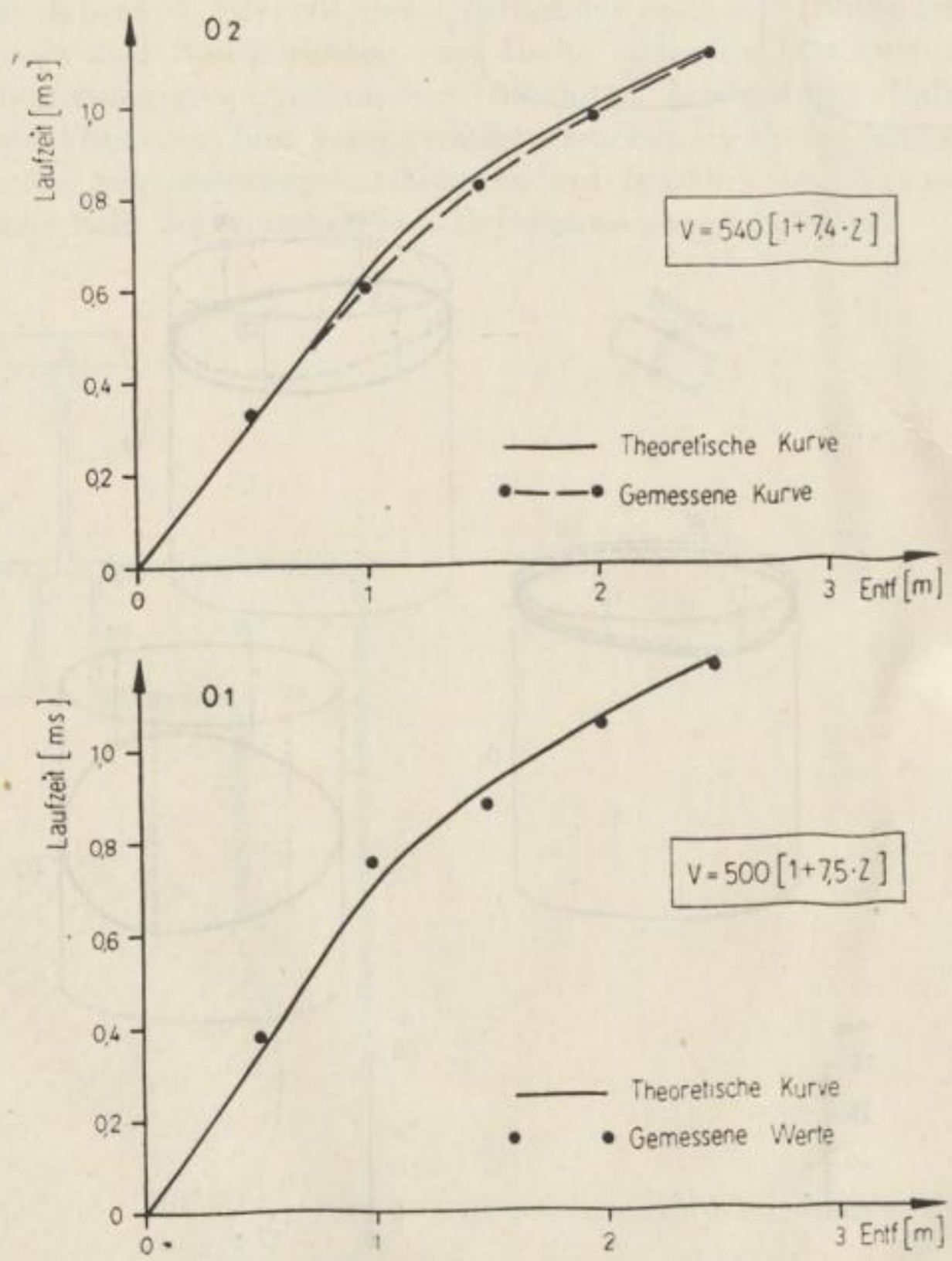


Bild 8. An den Widerlagern O_1 und O_2 aus Vibratormessungen ermittelte und nach linearen Geschwindigkeits-Tiefenfunktionen berechnete Laufzeitkurven

Zusätzlich am Anstehenden durchgeführte vibratorseismische Untersuchungen ermöglichten aus der Beobachtung von Longitudinal- und Transversaleinsätzen eine Berechnung des seismischen E-Moduls der Fundamente und des Untergrundes. Andererseits konnte durch die während der Vorspannversuche durchgeführten Schlauch-

waagemessungen aus dem linearen Bereich der aufgenommenen Last-Senkungskurven die Steifezahl des Anstehenden bei unbehinderter Seitendehnung errechnet werden. Das zusammenfassende Ergebnis ist aus Bild 9 ersichtlich, weist auf den Verlauf des experimentell ermittelten Elastizitätsmoduls mit der Fundamenttiefe hin, läßt zugleich statisch und seismisch bestimmte Kennwerte des Untergrundes erkennen und ermöglicht einen Vergleich der E-Moduln für die Baustoffe Beton, Diabas und Stahl.

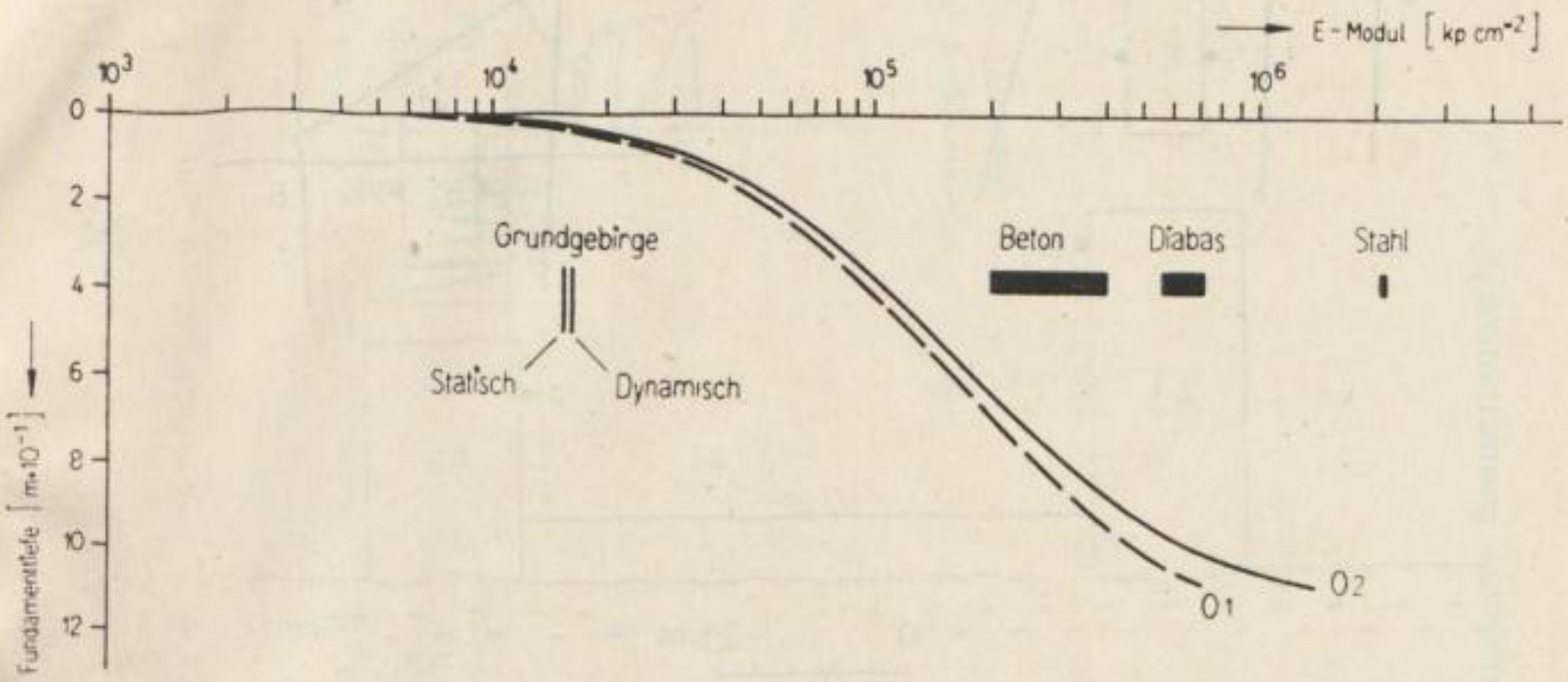


Bild 9. Aus Vibratormessungen seismisch bestimmte provisorische E-Moduln an den Widerlagern O_1 und O_2 aus Stahlbeton sowie am Anstehenden mit vergleichsweiser Angabe der aus Setzungsmessungen bestimmten Elastizitätszahl des Grundgebirges und aus statischen Untersuchungen für die Baustoffe Beton, Diabas und Stahl

Wie in Thoßfell/Neuensalz konnte auch im Bereich der projektierten Staumauer Rauschenbach durch Scher- und Druckversuche in Verbindung mit einer angepaßten geophysikalischen Meßtechnik der Nachweis darüber geführt werden, daß der felsige Untergrund bereits auf sehr kurze Entfernungen ein grundsätzlich unterschiedliches Verhalten in den gesteinsphysikalischen Parametern aufweisen kann.

Die schematische Darstellung der Versuchsanordnung, die im einzelnen im vorstehenden Beitrag von Herrn Chef-Ing. *Gerecke* beschrieben wurde, einschließlich der Anlage refraktionsseismisch vermessener Profile ist aus Bild 10 ersichtlich. Das Ziel der Druck- und Scherversuche bestand darin, mittels statischer Methoden Anhaltspunkte über den Elastizitäts- bzw. Deformationsmodul auf die Gesteinsfestigkeit des felsigen Untergrundes zu erhalten. Bisher war es üblich, den Augenblick des Abscherens ausschließlich durch Messung der horizontalen Verrückungskomponenten zu erfassen. Die Aufnahme vertikaler Verschiebungen der am Scherblock angebrachten Beobachtungsmarken verfolgte das Ziel, etwaige durch die Schieferung und Klüftung des Untergrundes bedingte Schiefstellungen oder Verkantungen des Scherblockes während des Schervorganges zu erfassen und über plötzliche Bewegungsänderungen zusätzliche Hinweise über den Beginn des Schervorganges zu geben. Somit sind die Senkungsmessungen während des Schervorganges als unterstützende Messungen zu den üblichen Horizontalverschiebungsbeobachtungen zu werten.

Zur Feststellung der mit den aufgebrachten Druck- und Scherbeanspruchungen verbundenen Blockbewegungen wurde eine Schlauchwaagekombination von vier

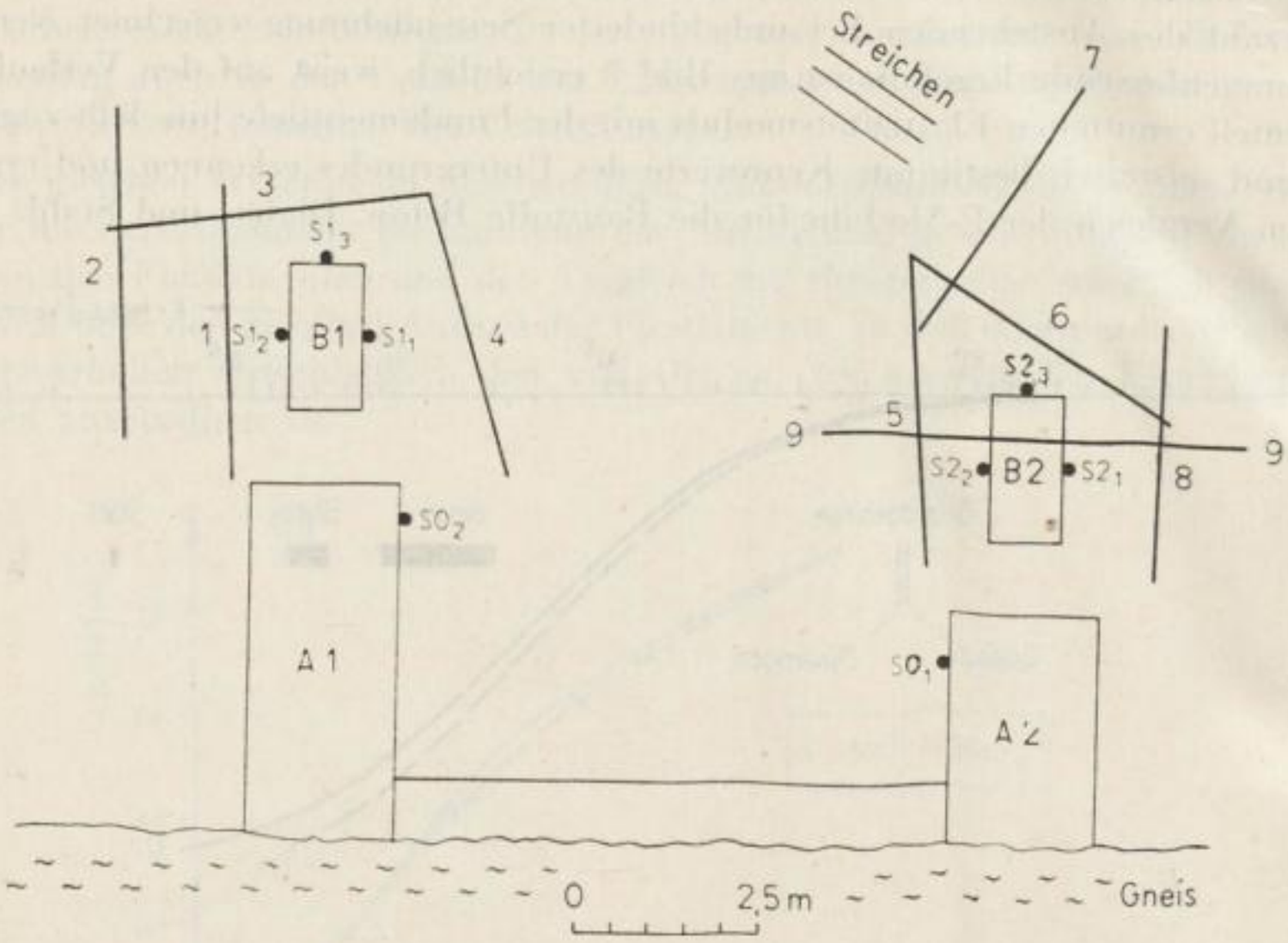


Bild 10. Schematische Darstellung der Versuchsanordnung für Druck- und Scheruntersuchungen im Bereich der projektierten Staumauer Rauschenbach

Waagen benutzt. Davon waren drei Waagen ca. 0,60 m über Fundamentsohle am Scherblock befestigt, untereinander und mit einer Bezugswaage außerhalb der Deformationszone sowie zwecks Ausgleich unterschiedlicher Luftdruckverhältnisse zwischen den Meßsystemen zusätzlich mit einem Luftschlauch verbunden.

Versuchsablauf und während der Druckversuche aufgenommene Bolzenbewegungen sind aus Bild 11 ersichtlich, dem zugleich die plastischen und elastischen Anteile entnommen werden können. Ein Ergebnis der Scherversuche ist in Bild 12 dargestellt.

Die Auswertung der Ergebnisse führte zu dem Schluß, daß am Block 1 der Schervorgang erst bei einem Verhältnis von Normaldruck : Scherdruck = 1 beginnt, wogegen das Abscheren am Block 2 bereits bei einem Verhältnis von etwa 2,5 einsetzt.

Aus der räumlichen Darstellung des Bildes 13 ist das unterschiedliche Verhalten der beiden Versuchsblöcke deutlich zu erkennen. Während am Block 1 auch nach der Druckentlastung eine Bewegung des Blockes infolge des vorhandenen elastischen Anteils zu erkennen ist, konnten am Block 2 solche Bewegungen nicht mehr verfolgt werden, da der Block beim angegebenen Druckverhältnis bereits abgeschert wurde. Dieses grundsätzlich unterschiedliche Verhalten der Blöcke unterstreicht den Einfluß örtlicher Unregelmäßigkeiten auf die Untersuchungsergebnisse und die Notwendigkeit geophysikalischer Messungen in situ mit dem Ziel einer flächenhaften Kartierung gesteinsphysikalischer Kennwerte.

Deshalb wurden zur Unterstützung der bisher geschilderten Großversuche hammerschlag-refraktionsseismische Messungen im Bereich der Scherblöcke und Ultraschallmessungen an Bohrkernen durchgeführt, deren Entnahmetiefe etwa mit 5 m unter Gründungssohle anzusetzen ist. Die Auswertung der Meßergebnisse ergab:

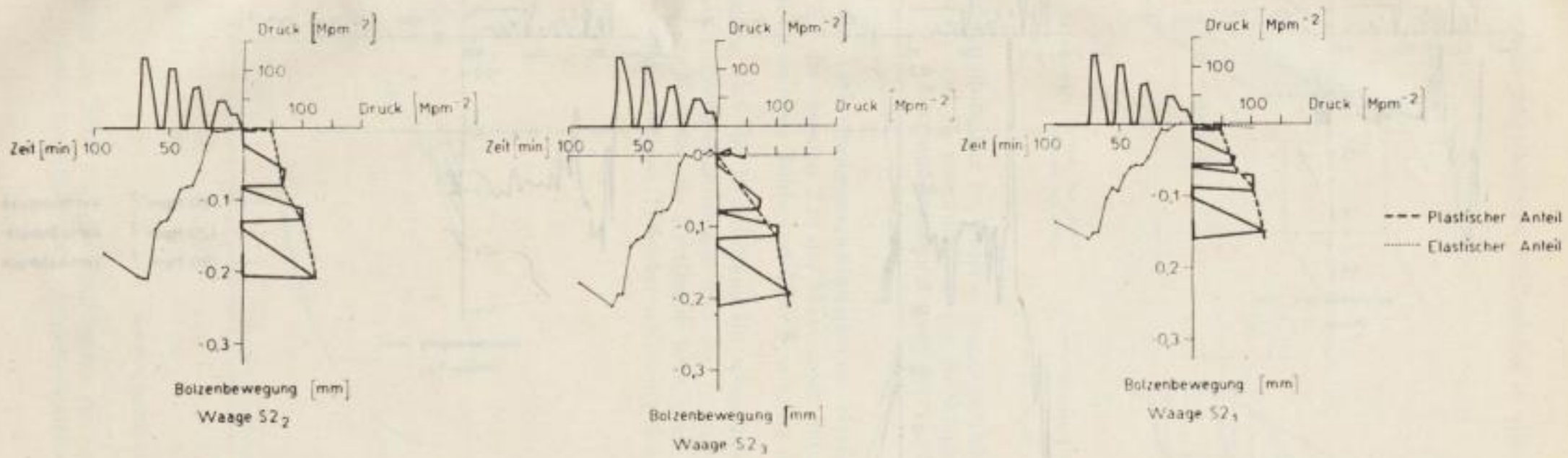


Bild 11. Druckversuch an Betonpfeilern Talsperre Rauschenbach

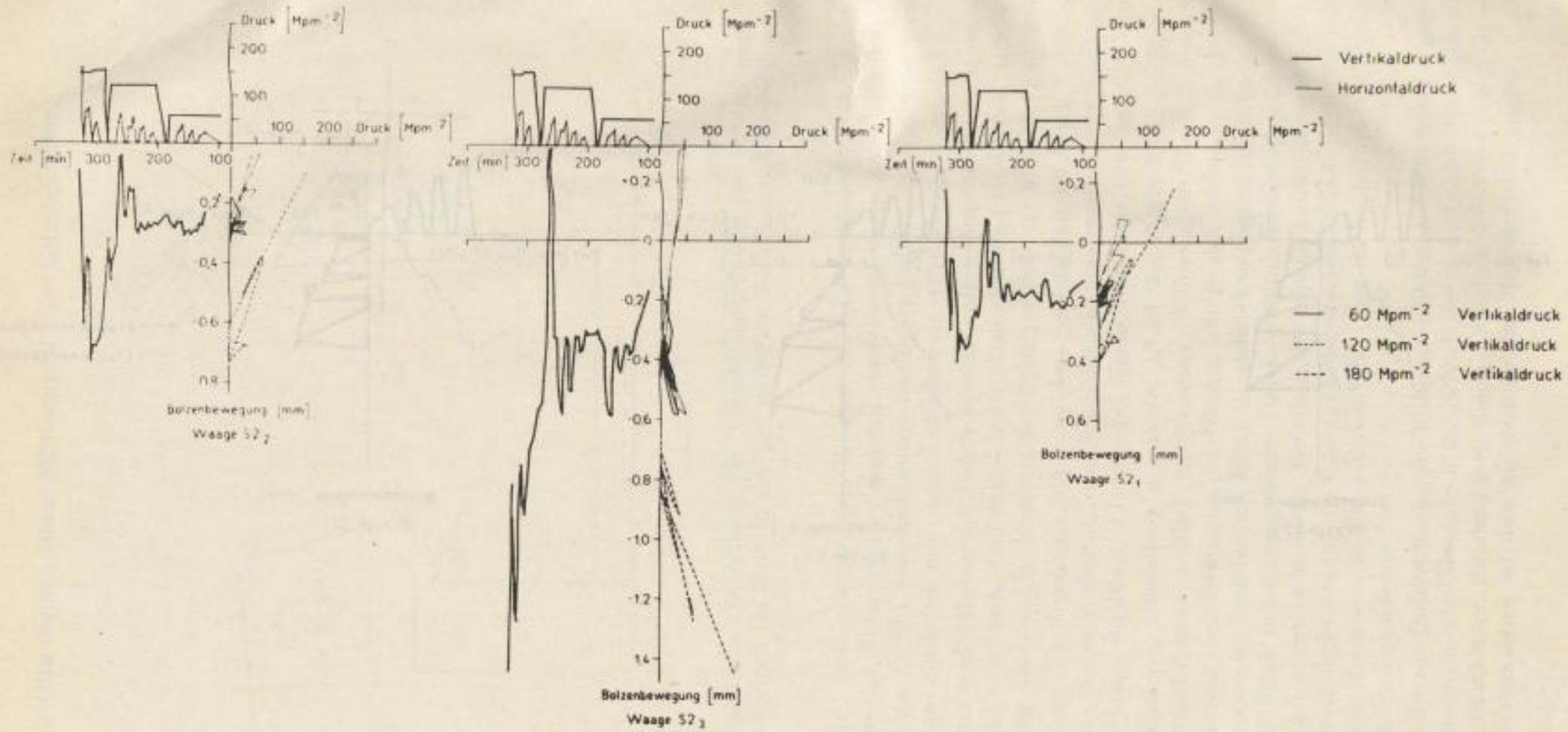


Bild 12. Scher-Druck-Versuch an Betonpfeilern Talsperre Rauschenbach

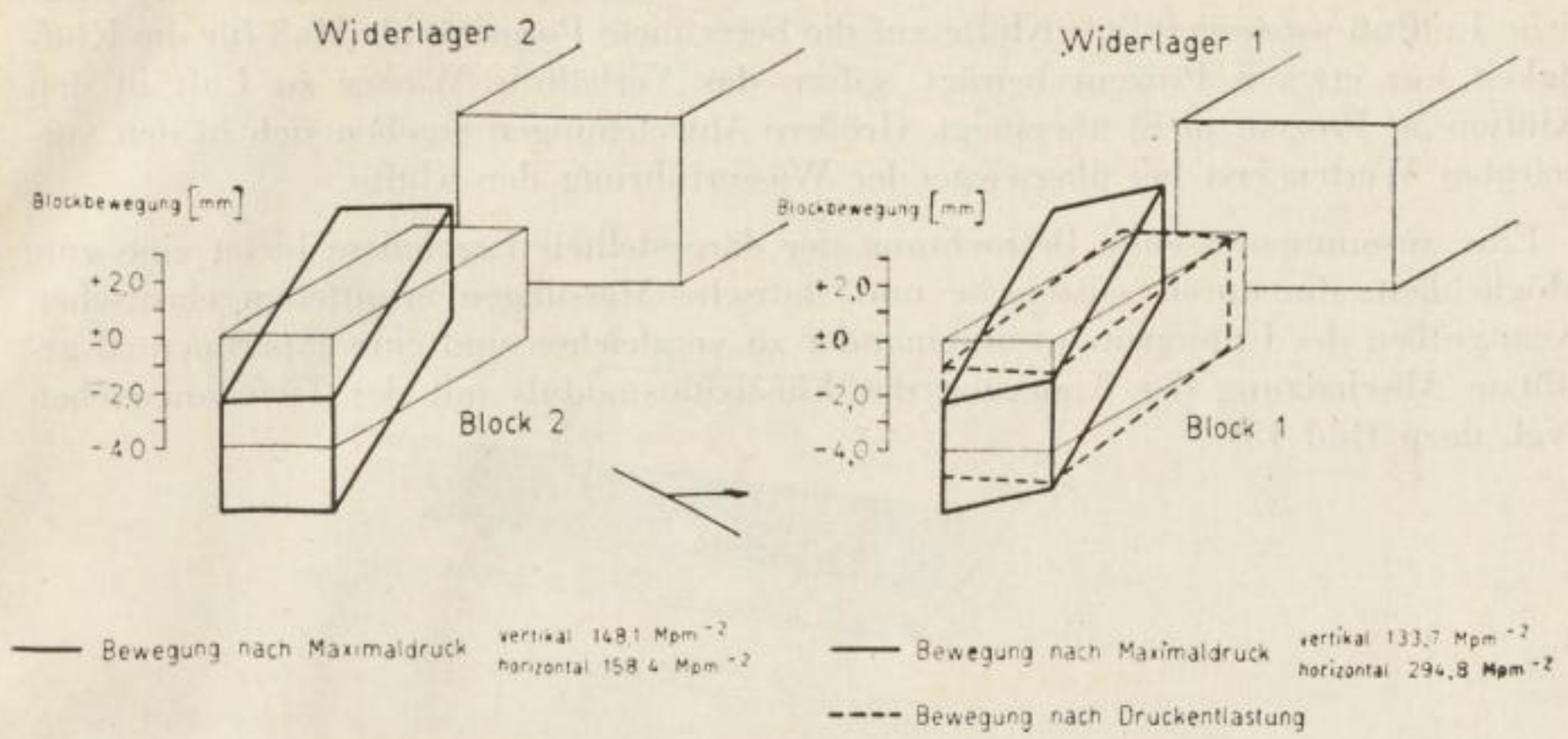


Bild 13. Raumdarstellung der im Untersuchungsbereich Rauschenbach abgescherten Versuchsblöcke B_1 und B_2 einschließlich der Senkungsflächen nach aufgebrachtem Maximaldruck und nach Druckentlastung

a) Der aus den Ausbreitungsgeschwindigkeiten elastischer Wellen berechnete E-Modul ist für die obersten 2 m der Mauersohle um mehr als das 2fache niedriger anzusetzen als in einer Teufe von 4 bis 5 m unter der Mauersohle.

b) Unter Vorgabe, daß die Kluftfüllung im wesentlichen aus Luft besteht, beträgt die aus den Ultraschallmessungen und den hammerschlagrefraktionsseismischen Aufnahmen als Maß für die Klüftigkeit berechnete Porosität etwa 9 Prozent für einen angenähert gültigen Tiefenbereich von 0 bis 2,0 m.

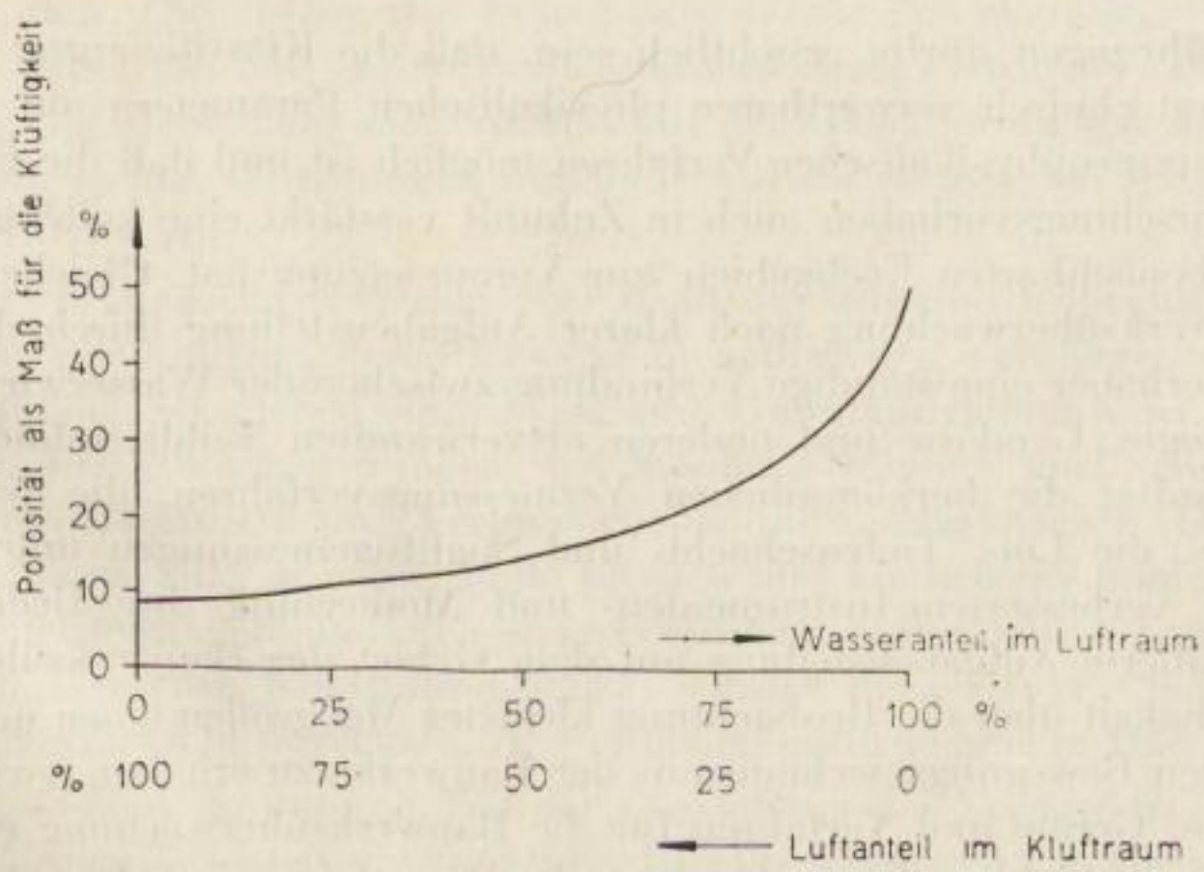


Bild 14. Porosität als Maß für die Klüftigkeit für unterschiedliche Wasser-Luftanteile im Kluftraum. Untersuchungsobjekt Rauschenbach

Aus Bild 14 ist zu ersehen, daß im Untersuchungsbereich Rauschenbach der mögliche Einfluß wassergefüllter Klüfte auf die berechnete Porosität als Maß für die Klüftigkeit nur etwa 5 Prozent beträgt, sofern das Verhältnis Wasser zu Luft in den Klüften 50 Prozent nicht übersteigt. Größere Abweichungen ergeben sich in den vorgelegten Werten erst bei überwiegender Wasserführung der Klüfte.

Eine zusammenfassende Betrachtung der dargestellten Ergebnisse bietet eine gute Möglichkeit, die durch seismische und statische Messungen ermittelten elastischen Kenngrößen des Untergrundes miteinander zu vergleichen und eine experimentell gestützte Abschätzung der Änderung des Elastizitätsmoduls mit der Tiefe anzugeben (vgl. dazu Bild 15).

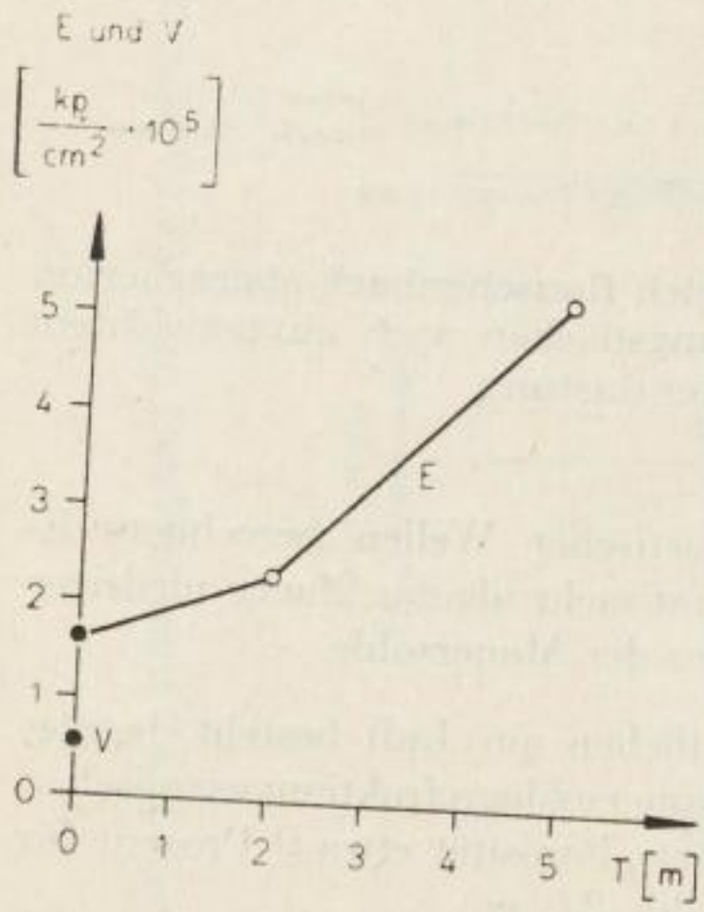


Bild 15.

Aus statischen und seismischen Untersuchungen ermittelte Elastizitäts- und Verformungsmodulen E und V [kpcm^{-2}] in Abhängigkeit von der Tiefe T [m] unter Gründungssohle Mauer Talsperre Rauschenbach.

Aus den Ausführungen dürfte ersichtlich sein, daß die Klassifizierung des Untergrundes nach bautechnisch verwertbaren physikalischen Parametern nur über einen komplexen Einsatz geophysikalischer Verfahren möglich ist und daß die Fortführung zielgerichteter Forschungsvorhaben auch in Zukunft verstärkt eine kollektive Zusammenarbeit aller benachbarten Fachgebiete zur Voraussetzung hat. Gleichermaßen erfordert die Bauwerksüberwachung nach klarer Aufgabenstellung durch den Projektanten und Wasserbauer eine ständige Verbindung zwischen der Wasserwirtschaft, der Geophysik, Geologie, Geodäsie und anderen artverwandten Teildisziplinen. Speziell werden auch künftig die herkömmlichen Vermessungsverfahren, die Nivellements und Alignements, die Lot-, Tiefenschacht- und Spaltfugemessungen unter der Voraussetzung einer verbesserten Instrumenten- und Meßtechnik ihre Bedeutung behalten. Die detaillierte Aufgabenstellung auf dem Gebiet der Bauwerksüberwachung und die Notwendigkeit über die Beobachtung kleinster Meßgrößen einen umfassenden Überblick über den Bewegungsmechanismus der Bauwerke zu erhalten, zwingt jedoch immer mehr dazu, Geräte und Verfahren für die Bauwerksüberwachung einzusetzen, die dem Arbeitsbereich der angewandten Geophysik entlehnt sind. Dies bezieht sich beim gegenwärtigen Entwicklungsstand besonders auf Senkungsbeobachtungen und Erschütterungsmessungen.

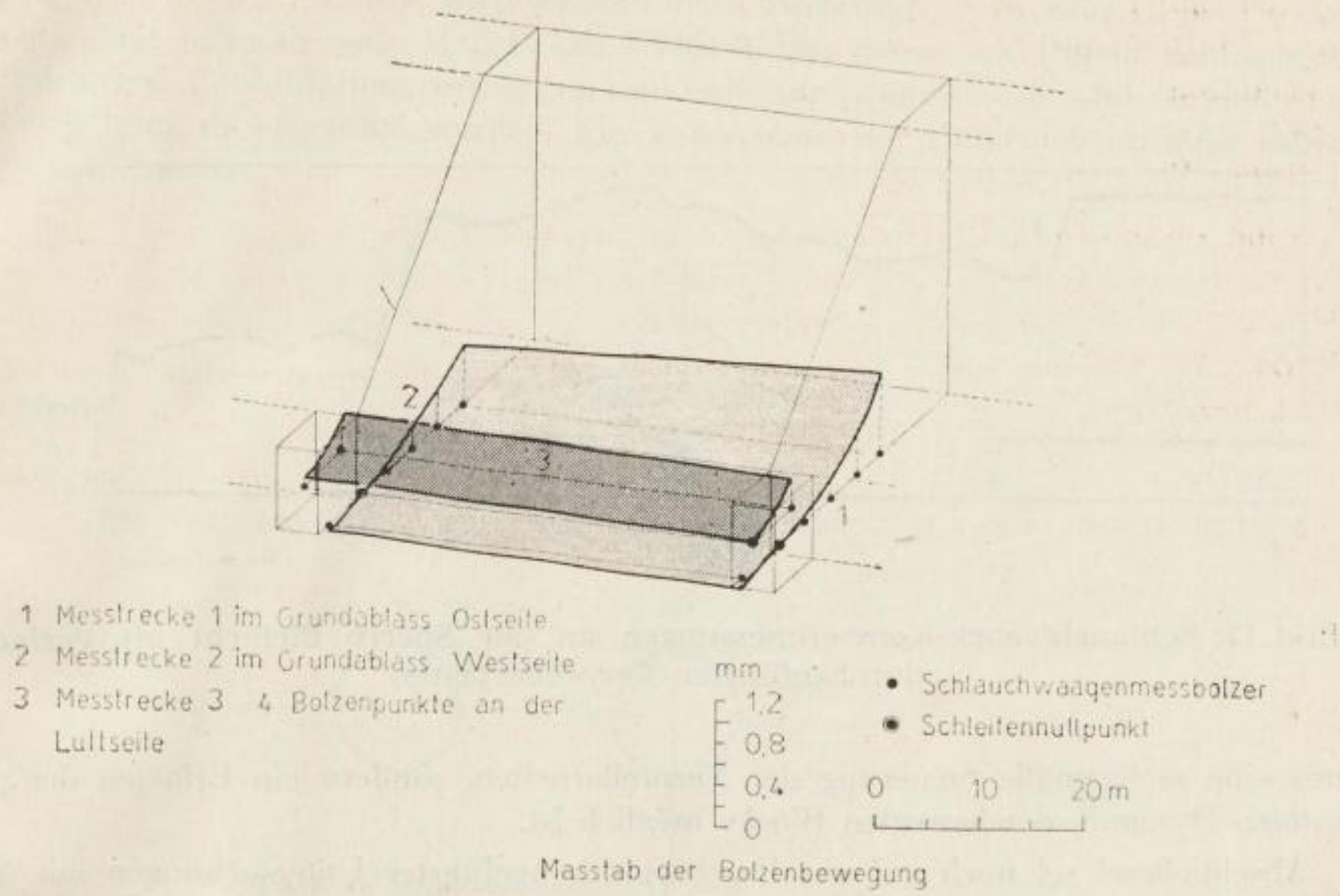


Bild 16. Raumbildliche Darstellung nachgewiesener, durch unterschiedliche Stauhöhen hervorgerufener Bauwerksbewegungen an der Talsperre Neunzehnhain

In Bild 16 ist raumbildlich das Ergebnis in den Grundablässen der Sperre Neunzehnhain durchgeführter Schlauchwaagemessungen dargestellt. Die Untersuchungen wurden in drei Schleifen so angelegt, daß die Nullmessung bei Niedrigwasser und die Abschlußmessung 9 Monate später nach allmählichem Anstau um 6,3 m erfolgen konnte. Die dabei beobachteten Hebungen der Sperre betrugen wasserseitig maximal 0,6 bis 0,7 mm. Die aufgezeigte Bewegungstendenz des Bauwerkes ermöglich nicht nur einen experimentell gesicherten Zusammenhang einzelner Bauwerksteile auf Druck und Zug abzuleiten, sondern läßt aus der Gleichförmigkeit der in den Grundablässen gemessenen Bewegungen begründete Rückschlüsse auf die Gleichförmigkeit des Untergrundes zu.

Die Überwachung erstreckt sich aber nicht nur auf die Beobachtung und Auswertung solcher Bewegungen, deren Ursache in natürlichen Vorgängen oder unterschiedlichen Stauhöhen zu suchen sind. Wirksame Unterläufigkeiten oder Erhöhungen der Staudrucke durch Vergrößerungen der Stauhöhe können auch nach Fertigstellung der Bauwerke Dichtungs- und Verpreßarbeiten notwendig machen. Damit verbundene Blockbewegungen sind in jedem Falle kritisch und können bei ungleichmäßigem Verlauf zu Schiefstellungen und Achsenverlagerungen aufgestellter Aggregate, Turbinen usw. führen. Derartige Kontrollmessungen wurden beispielsweise bei Verpreßarbeiten an der Sperre Eichicht durchgeführt, von denen ein Ergebnis in Bild 17 dargestellt ist.

Aufgetragen sind im unteren Teil der Darstellung der Verpreßdruck, im oberen die durch die Verpreßarbeiten erzwungenen Blockbewegungen in Abhängigkeit von der Zeit innerhalb eines begrenzten Beobachtungsbereiches. Aus dem Bild 17 ist eindeutig abzuleiten, daß infolge der hohen Meßgenauigkeit des eingesetzten Verfahrens nicht

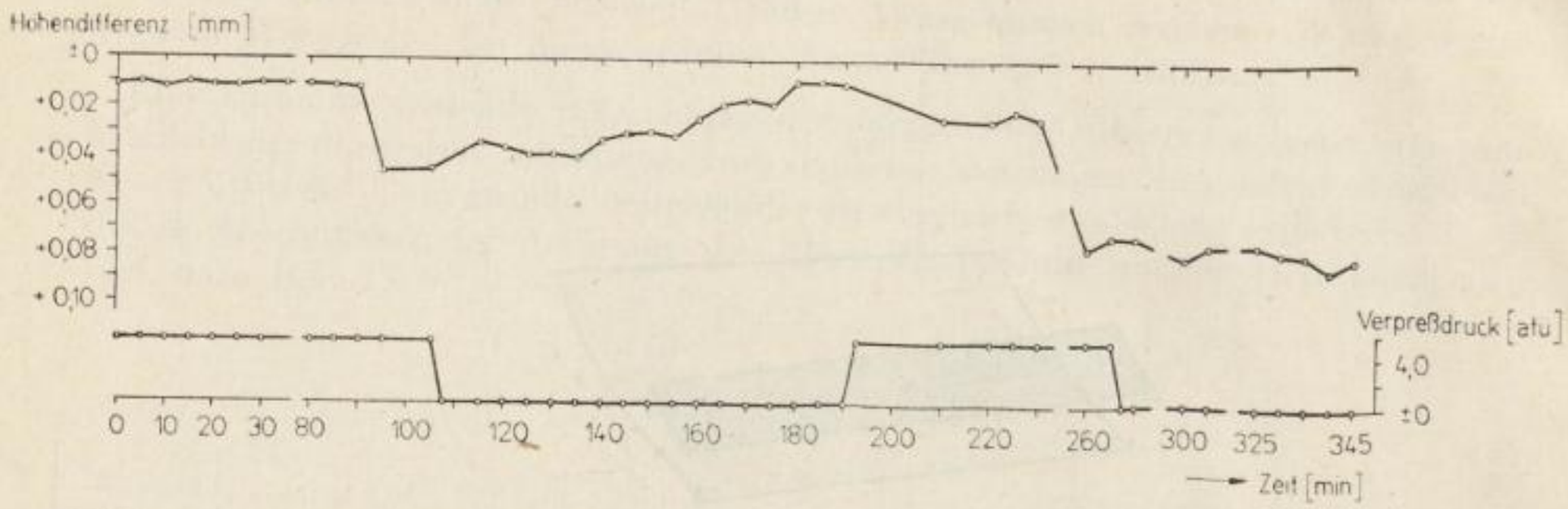


Bild 17. Schlauchwaage-Kontrollmessungen an der Sperre Eichicht im Verlaufe durchgeführter Verpreßarbeiten

nur eine sachgemäße Steuerung der Verpreßarbeiten, sondern ein Erfassen der gesamten Dynamik der bewegten Blöcke möglich ist.

Abschließend sei noch auf ein Ergebnis durchgeführter Untersuchungen am Abschlußbauwerk der Sperre Bräsinchen hingewiesen.

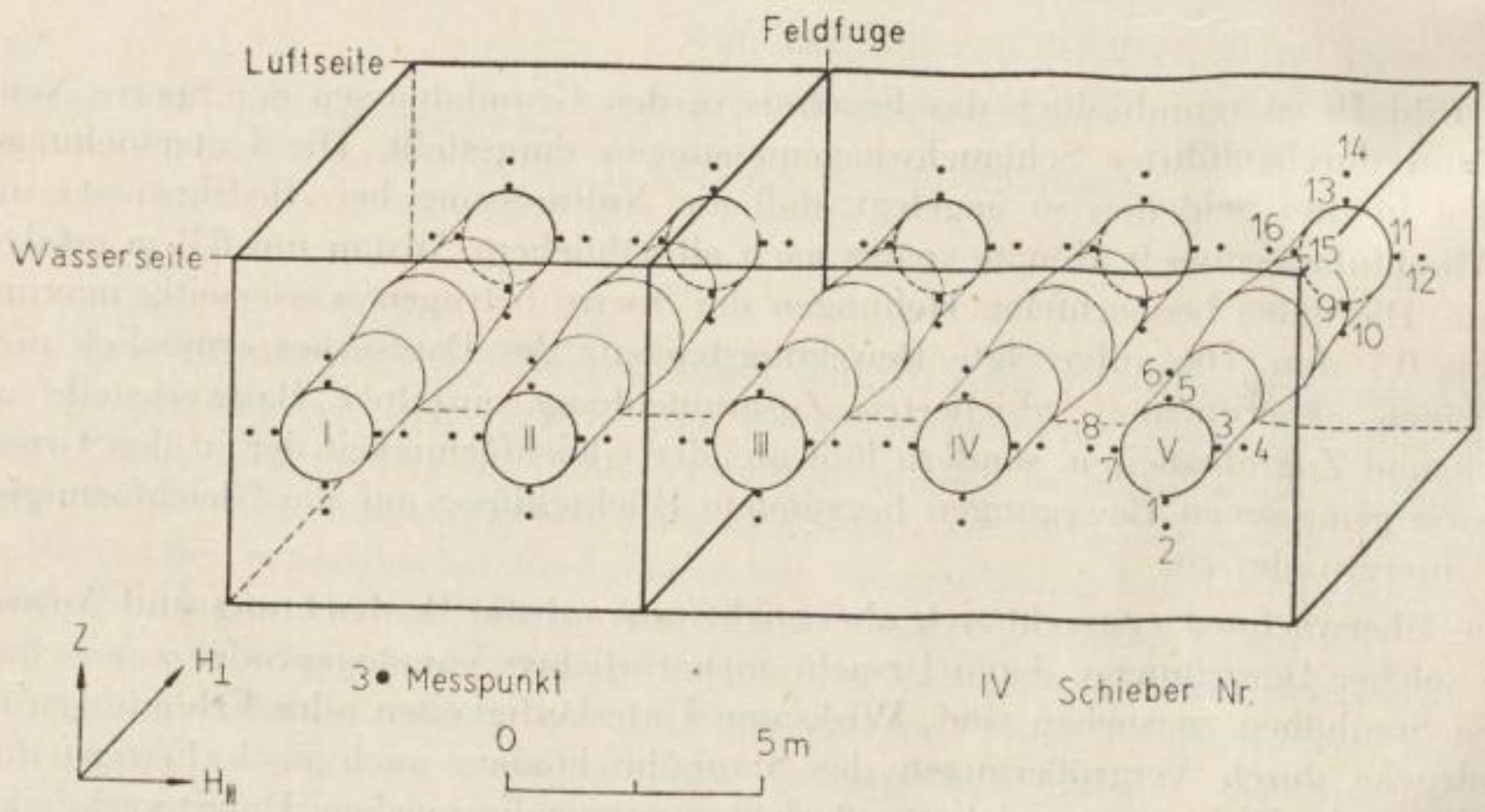


Bild 18. Räumliche Darstellung des Schieberraumes am Abschlußbauwerk Bräsinchen

Zur Zeit besteht zwischen dem Öffnen und Schließen der Schieber, den durch die Ablässe hindurchströmenden Wassermassen, der Inbetriebnahme von Turbinen und der damit verbundenen dynamischen Beanspruchung einzelner Bauwerkteile nur ein geahnter Zusammenhang. Erst durch die Entwicklung der Erschütterungsmeßtechnik einschließlich Verwendung der Magnetbandregistrierung ist es mittlerweile möglich

geworden, dieses Problem auch meßtechnisch zu fassen. — In Bild 18 sind wasserseitig und luftseitig jene Meßpunkte vermarkt, an denen am Objekt Schieberraum Bräsinchen Erschütterungsmessungen senkrecht zur Längsachse der Sperre und in der Lotrichtung durchgeführt wurden. Ein Teilergebnis der Untersuchungen ist Bild 19 zu entnehmen.

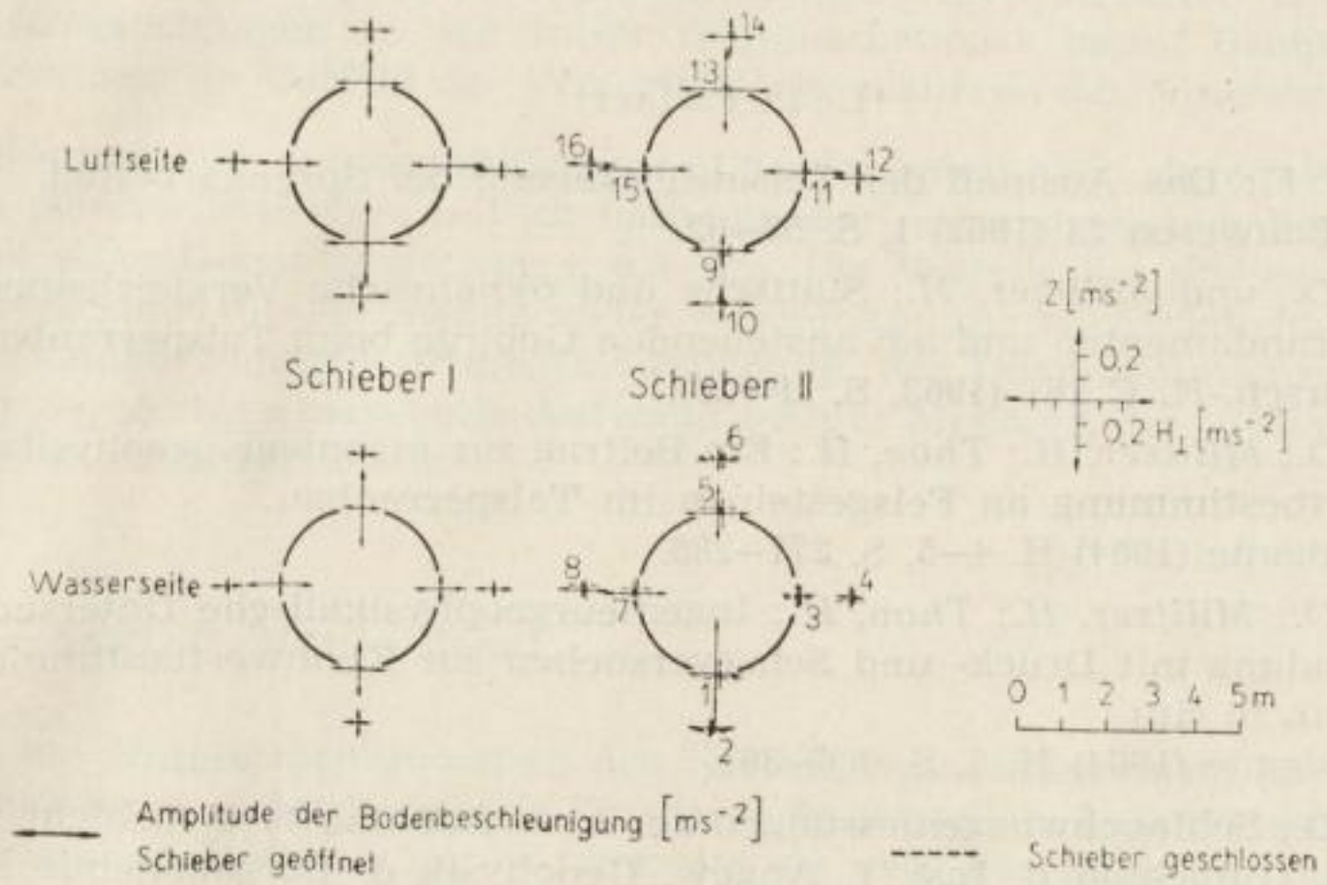


Bild 19. Ergebnis von Schwingungsuntersuchungen im Schieberraum Bräsinchen

Aufgetragen wurden die Amplituden der gemessenen Beschleunigungen vor und nach dem Öffnen der Schieber. Die ermittelten Beschleunigungen liegen maximal in der Größenordnung von 30 bis 45 cm s^{-2}, die Vorzugsfrequenzen bei etwa 2100 Hz. Wenn auch an dieser Stelle aus dem Tatbefund noch keine Schlußfolgerungen gezogen werden sollen, so ist es doch künftig möglich, weitere bautechnische Erörterungen bezüglich der Wirkung zusätzlicher Kräfte durch dynamische Beanspruchung auf einer exakten meßtechnischen Grundlage aufzubauen.

Zusammenfassend darf festgestellt werden, daß sich unter dem gemeinsamen Aspekt, die Projektierung wasserbaulicher Vorhaben meßtechnisch zu untermauern und die Standsicherheit unserer Staubauwerke zu erhöhen, die Geophysik einen festen Platz im Kollektiv aller mitwirkenden Teildisziplinen gesichert hat. Dabei ist es jedem Fachmann klar, daß die bisher durchgeführten Arbeiten als erste Ansätze und in ihren Ergebnissen als erste Annäherung zu werten sind. Deshalb ist es dringend geboten, künftig verstärkt die Arbeiten in Forschung und Praxis fortzusetzen mit der speziellen Ausrichtung auf

1. die technische Bewertung des Untergrundes, wie die Ermittlung von Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Felsens und der Durchströmungsverhältnisse im geklüfteten Felsgestein,
2. die Weiterentwicklung der Talsperrenmeßtechnik und -meßmethodik zur Bestimmung physikalischer Kennwerte des Untergrundes und materialtechnischer Kennwerte der Staubauwerke, zur Erarbeitung standardisierter Meßgeräte sowie geeigneter Auswerteverfahren, die den Einsatz der Fernregistrierung und Programmierung ermöglichen.

Erst wenn es erreicht ist, daß das Kräftespiel zwischen Bauwerk und Untergrund meßtechnisch vorausgesagt und verfolgt werden kann, wenn in jeder größeren Anlage Einrichtungen vorhanden sind, die Neigungen und Senkungen, Erschütterungen und Spannungen ständig und kontinuierlich registrieren, dann sind wir einen Schritt vorwärts gekommen.

Literatur

[1] *Makovec, F.;* Das Ausmaß der Felsauflockerung bei Sprengarbeiten. Geol. u. Bauwesen **28** (1962) 1, S. 58–62.

[2] *Meißer, O.*, und *Militzer, H.*: Statische und dynamische Vergleichsmessungen an Probefundamenten und am anstehenden Gebirge beim Talsperrenbau. Freib. Forsch.-H. C 161 (1963, S. 19–28).

[3] *Meißer, O.; Militzer, H.; Thon, H.*: Ein Beitrag zur ingenieur-geophysikalischen Kennwertbestimmung an Felsgesteinen im Talsperrenbau. Bergakademie (1964) H. 4–5, S. 277–286.

[4] *Meißer, O.; Militzer, H.; Thon, H.*: Ingenieurgeophysikalische Untersuchungen in Verbindung mit Druck- und Scherversuchen zur Kennwertbestimmung von Felsgestein in situ. Bergakademie (1964) H. 7, S. 386–391.

[5] *Meißer, O.*: Schlauchwaagemessungen am Abschluß-Bauwerk Eichicht. Unveröff. Gutachten d. Inst. f. Angew. Geophysik d. Bergakademie Freiberg (1963).

[6] *Meißer, O.*: Schlauchwaagemessungen an der Talsperre Neunzehnhain/Erzgeb. Unveröff. Zwischenbericht d. Inst. f. Angew. Geophysik d. Bergakademie Freiberg (1960).

[7] *Militzer, H.*: Entwicklung und Erprobung eines amplituden- und frequenzvariablen Bodenvibrators für nahseismische Untersuchungen. Freib. Forsch.-H. C 160 (1963).

[8] *Militzer, H.*: Prinzip und Ergebnisse ingenieur-geophysikalischer Untersuchungen. Zeitschr. Angew. Geologie, B 9 (1963) H. 8 u. 9.

[9] *Müller, L.*: Beeinflussung der Gebirgsfestigkeit durch Sprengarbeiten. Bergbauwissenschaften **10** (1963) 23/24, S. 561.

Diskussionen

Prof. Dr.-Ing. *W. Rüger*, Freiberg:

Die Aufgabenstellung für die photogrammetrischen Arbeiten bei felsmechanischen Untersuchungen an der Talsperre Rauschenbach betraf Beobachtungen von Veränderungen im Vorfeld der Versuchsblöcke während der Abscherversuche.

Die Bestimmung der lastabhängigen Lageveränderungen durch Parallaxenmessung in gleichorientierten, zeitlich nacheinander aufgenommenen Einzelbildern erfolgt mit einer Genauigkeit von $\pm$ 0,2 mm. Die Vorteile des photogrammetrischen Verfahrens sind: die Festlegung vieler Meßpunkte, die nachträgliche Einbeziehung von markanten Punkten in die Untersuchung, der Dokumentationswert der Aufnahmen, der geringe personelle Aufwand bei der Messung, die Verlegung der Meßarbeit in die Auswertestelle.

Prof. Dr. habil. *H. Martin*, Jena:

Es ist ein Unterschied zwischen den Schlauchwaagemessungen an der Talsperre Neunzehnhain und der Rappbode-Talsperre festzustellen. Letztere neigte sich beim Anstau mehr in Richtung der Wasserseite als nach der Luftseite. Bei der Angabe des E-Moduls aus Messungen in situ mit Hilfe der Messung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit elastischer Wellen ist Vorsicht geboten.

Dr.-Ing. *T. Döring:*

Arbeitsstelle für Geomechanik der DAW, Freiberg

Zur Frage der Spannungsverteilung in zerklüfteten Gebirgskörpern

Da die Beschaffenheit des Felsuntergrundes die Standsicherheit eines Bauwerkes entscheidend beeinflußt, ist bei allen Untersuchungen den realen mechanischen Eigenschaften dieses Untergrundes große Aufmerksamkeit zu widmen. Wie bekannt, spielt bei theoretischen Untersuchungen die Annahme, daß der Felsuntergrund ein linear-elastisches und isotropes Kontinuum sei, eine große Rolle. Die Realstruktur des Felskörpers ist aber nur begrenzt durch ein elastisch-isotropes Kontinuum zu beschreiben, da vor allem die geologisch bedingte Klüftigkeit des Felsens zu beachten ist.

Um diese Fragen zu untersuchen, wurden an der Arbeitsstelle für Geomechanik theoretische Untersuchungen vorgenommen. Es wurde ein Medium betrachtet, das von einer parallelen Kluftschar durchsetzt ist, wobei auf den Kluftflächen nur Reibungswirkung bestehen soll (eine gewisse Kohäsion läßt sich dabei sehr leicht berücksichtigen). Unter dieser Voraussetzung wurde die Spannungsverteilung bei ebenem Verformungszustand untersucht. Zur Lösung dieser Aufgabe kann man ähnlich wie bei den statisch bestimmten Aufgaben der ebenen Plastizitätstheorie von den Differentialgleichungen des Gleichgewichts sowie der für diese Kluftflächen gültigen Gleitbedingung ausgehen. Sie führt unter den angegebenen Voraussetzungen auf eine einfache hyperbolische Differentialgleichung, die sich in geschlossener Form lösen läßt. Mit Hilfe dieser Lösung ist die Spannungsverteilung

bei beliebiger vorgegebener tangentialer und normaler Randbelastung im Halbraum darstellbar.

Diese vereinfachten Betrachtungen bestätigen Überlegungen und spannungsoptische Modellversuche von *Müller, Sonntag* u. a.

Dipl.-Ing. *Grahl*, Erfurt:

In den nächsten Jahren wird der Steinschüttdamm an Bedeutung gewinnen. Es sprechen dafür ein hoher Sicherheitsgrad, eine sehr gute Mechanisierungsmöglichkeit und universelle Anwendbarkeit.

Die ungeklärten Probleme der Verformung, der Einflüsse der natürlichen Eigenschaften der Schüttstoffe usw. verlangen die Aufnahme dieser Fragen in die Forschungsprogramme.

Dipl.-Geol. *H. Hänichen*, Freiberg

In einigen Vorträgen wurde die Arbeit der Ingenieurgeologie bei der Baugrunderkundung, -beurteilung und -bewertung einer heftigen und zum Teil nicht sachlichen Kritik unterworfen, die nicht widerspruchslos hingenommen werden kann. Eine umfassende komplexe ingenieurgeologische Bearbeitung eines geplanten Talsperrenobjektes ist selbstverständlich nur dann möglich, wenn seitens der Wasserwirtschaft eine detaillierte Aufgabenstellung vorgelegt wird und ein entsprechender Zeitraum für die Erkundung und Auswertung zur Verfügung steht. Es geht nicht an, daß Bauausführung, Projektierung und ingenieurgeologische Erkundung parallellaufen, wie das in jüngster Zeit geschehen ist. Unsere Forderung muß deshalb lauten: „Schaffung eines ausreichenden zeitlichen Vorlaufes auf der Grundlage einer realen wasserwirtschaftlichen Planung im Talsperrenbau!"

Zur Realisierung einer komplexen ingenieurgeologischen Erkundung müssen u. a. folgende Voraussetzungen gegeben sein:

1. Ausarbeitung von Erkundungsprojekten auf der Grundlage wasserwirtschaftlicher Aufgabenstellungen
2. Verbesserung der technischen Ausrüstung der Geologischen Erkundungsbetriebe und Schaffung einer ausreichenden Erkundungskapazität
3. Zusammenfassung aller an der Baugrunderkundung im Speicherbau beteiligten Fachrichtungen in den Geologischen Erkundungsbetrieben, wie das bereits im sozialistischen Ausland seit vielen Jahren recht erfolgreich praktiziert wurde
4. Koordinierung der Forschungen und Abstimmung derselben auf die sich in der Praxis ergebenden Probleme.

Eine Vielzahl von kritischen Bemerkungen, Hinweisen und Ergänzungen zu den Vorträgen erscheint notwendig, doch reicht dazu bei weitem die zur Verfügung gestellte Zeit nicht aus, wie überhaupt zu bedauern ist, daß über Probleme und Ergebnisse ingenieurgeologischer Erkundungen nicht berichtet werden konnte. Die Forderung des Leiters des Amtes für Wasserwirtschaft, eine Fachrichtung Ingenieurgeologie an den Hochschulen zu schaffen, ist zu begrüßen, doch ist dies nur sinnvoll, wenn dazu die seit vielen Jahren in der Praxis erfahrenen Ingenieurgeologen hinzugezogen werden. Gleichzeitig muß aber auch gefordert werden, daß

die Ausbildung der Bauingenieure eine Vermittlung solider geologischer Grundkenntnisse umfassen muß.

Noch einige Bemerkungen zur Ingenieurgeophysik.

— Wenn auch die Ingenieurgeophysik in vielen Fällen sehr gute und für die Baukonstruktion sehr wertvolle Ergebnisse erzielt, so sollte doch eine Überwertung ingenieurgeophysikalischer Aussagen, wie das im Fachkolloquium zum Ausdruck kam, vermieden werden. Die Ingenieurgeophysik ist zum festen Bestandteil ingenieurgeologischer Erkundungen geworden, doch sind ihrer Aussagekraft Grenzen gesetzt und ohne eine umfassende geologische Interpretation eine Auswertung der Messungen unmöglich. Als Hinweis für unbedingt notwendige Forschungen möchte ich das Problem der Hohlraumkartierung aufgreifen. Gelingt es der Ingenieurgeophysik, alten nicht rißkundigen Bergbau mit entsprechender Sicherheit zu orten, so können die Sicherheit im Speicherbau wesentlich erhöht und enorme finanzielle Einsparungen erzielt werden.

Prof. Dr. Ing. habil. *Th. Musterle*, Leipzig:

1. Die Unzulänglichkeit bei der Anwendung der Trapezregel und der Elastizitätstheorie für die Berechnung der Beanspruchungen in einer Gewichtsmauer sind bekannt und in den heutigen Vorträgen zum Ausdruck gekommen. Eine Gewichtsmauer weist nicht nur in den Dehnungsfugen, sondern auch in der Längsrichtung Diskontinuitäten auf, die sehr gefährlich werden können und trotzdem in keinem Berechnungsverfahren berücksichtigt werden. In Bleiloch haben wir durch Bohrungen, an der Hohenwarte- und der Rappbodesperre durch direkte Beobachtung in den dort auf Grund der Erfahrungen von Bleiloch angeordneten Querkontrollgängen in den Feldfugen das Klaffen der vertikalen Arbeitsfugen und darüber hinaus die Fortsetzung dieser Spalten als Risse in den darüberliegenden Blöcken festgestellt. Es liegt daher nahe, den Mauerkörper ähnlich wie den Felsuntergrund als Kluftkörper, allerdings von einem ganz anderen Kluftverhältnis aufzufassen und ihn nach der (noch auszubauenden) Gefügemechanik zu untersuchen. Dazu brauchen wir in noch größerem Umfang, als bisher gemessen wurde, die Dehnungen und Neigungen innerhalb des Staukörpers in den einzelnen Blöcken und die Deformationen des Untergrundes. Dabei kann der Anfangszustand der Betonerhärtung, bei dem plastische und elastische Betondeformationen auftreten und der E-Modul von Zeit und Temperatur abhängig ist, nicht außer acht gelassen werden. In der Gründungsfuge werden die Verhältnisse noch komplizierter, da gleichzeitig Wechselwirkungen zur plastischen und elastischen Deformation des Gebirges bestehen und auch das Kriechen sowohl des Betons wie des Gebirges von Einfluß sein dürfte. Die Ausdeutung der Messungen kann daher nur von einem vielseitigen Kreis von Spezialisten, zu denen neben Geophysikern, Geodäten, Felsmechanikern auch Statiker und Betontechnologen gehören müssen, vorgenommen werden.

2. Die Fragwürdigkeit der *Coulomb*schen Formel zur Berechnung des Gebirgswiderstandes mit den Grenzwerten für Reibung und Schub wird trotz ihrer allgemein üblichen Anwendung wohl nirgends angezweifelt. Um hier weiterzukommen, scheint es mir wichtig, zu untersuchen, ob Scher- und Gleitwiderstand überhaupt gleichzeitig wirksam werden können, ob und mit welchen jeweiligen Anteilen die Auslösung der Reaktionskräfte von den Deformationen des Staukörpers und des Gebirges abhängig ist oder ob der Bruch durch die Überwin-

dung des Scherwiderstandes allein oder des Gleitwiderstandes allein bedingt ist. Im einfachsten Grenzfall vertikaler zur Mauerquerschnittebene senkrecht verlaufender Hauptkluftrichtung dürfte nur Scherwiderstand, im anderen Grenzfall horizontaler zur Gründungssohle paralleler Hauptkluftrichtung nur Gleitwiderstand wirksam sein; das erste gilt auch für eine stromab einfallende, das zweite für eine stromauf einfallende Hauptkluftrichtung, zweidimensional betrachtet. Auch hierzu brauchen wir weitere Deformationsmessungen und Verfahren, um die Inhomogenitäten und Diskontinuitäten des Gebirges in die Rechnung einzuführen.

3. Die Inhomogenität und Diskontinuität des Gebirges kann auch beim Sohlenwasserdruck eine große Rolle spielen. In der überwiegenden Mehrzahl aller Fälle war ihre Nichterkennung die Ursache der Unglücksfälle. Die Annahme eines vom höchsten Oberwasser- bis zum Unterwasserspiegel geradlinig schräg abfallenden Sohlenwasserdruckes kann dann falsch sein, wenn in der Gegend des luftseitigen Mauerfußes die Sickerwege der Klüfte durch Zersetzung, Verwerfung oder sonstige Störungen abgesperrt sind. Trotz Dichtungsschleiern kann sich dann fast bis zur Luftseite der größte statische Wasserdruck in einer der Klüfte ausbilden, ohne an der Gründungssohle in den Meßglocken erkennbar zu sein. Fällt eine solche Kluft nach Unterstrom ein, dann ergibt sich eine horizontale Komponente des Sohlenwasserdruckes, oder es kann ein Grundbruch entstehen. Ein Mittel, solche Verhältnisse zu erkennen, sind Bohrungen, die vom untersten Kontrollgang aus direkt hinter dem Dichtungsschleier unter 45 bis 60 Grad nach der Luftseite einfallend geführt werden. Im Bedarfsfalle können sie auch zur Entlastung des Sohlenwasserdruckes herangezogen werden.

Je höher und größer unsere Talsperrenbauten werden, um so wichtiger wird die Berücksichtigung der Inhomogenität des Gebirges und der Wechselwirkungen zwischen Gebirge und Baukörper.

Dr.-Ing. *Martin*, Berlin (nachgereicht):

1. Zur Frage des Scherwiderstandes im Fels

Von einem der Diskussionsredner wurde bezweifelt, daß für den Fels das Scherwiderstandsgesetz von *Coulomb* noch Gültigkeit besitzt. Es gibt keinen Anlaß zu diesem Zweifel. Sowohl die im In- und Ausland an den Baustellen durckgeführten Großscherversuche als auch Laboruntersuchungen haben ergeben, daß auch im Fels beim Bruch Kohäsion und Reibung wirksam sind. Es ist deshalb auch falsch, lediglich vom „Verhältnis Vertikaldruck: Scherdruck im Moment des Bruches" zu reden. Bei Vorhandensein von Kohäsion ist dieses Verhältnis nicht konstant.

Da der Fels keinen homogen-isotropen Aufbau aufweist (Klüfte, Risse, Schieferung), ist die Scherfestigkeit des Felsens selbstverständlich richtungsabhängig. Beispielsweise wird beim Abscheren quer zu den Klüften eine hohe Kohäsion auftreten; beim Verlauf der Scherfläche in einer Kluft ist die Kohäsion dagegen wesentlich kleiner. Die Scherfestigkeit für diese beiden Grenzfälle kann u. U. schon durch Laborversuche bestimmt werden. Wichtiger sind jedoch Großversuche an der Baustelle (Abschieben von Felspartien oder von Betonblöcken auf dem Fels), die so angelegt werden müssen, daß dabei der Baugrund in gleicher Weise wie durch das Bauwerk beansprucht wird. Der Maßstab dieser Versuche ist so groß zu wählen, daß auch großmaschige Kluftnetze noch erfaßt werden; oder es sollten Versuche verschiedener Größenordnung durchgeführt werden, um gegebenenfalls auf die Bauwerksgröße extrapolieren zu können.

2. Zu einigen Fragen der Standsicherheit des Bauwerks

Zur Beurteilung der Standsicherheit eines Staubauwerkes sind in bezug auf den Untergrund folgende Untersuchungen durchzuführen: Ermittlung der Grundbruchsicherheit, Feststellung des Setzungsverhaltens und Untersuchungen zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes.

Die Ermittlung der Grundbruchsicherheit setzt die Annahme von möglichen Bruchflächen im Baugrund voraus. Das Verhältnis der Summe in diesen Bruchflächen maximal möglichen Scherkräfte zur Summe der für das Gleichgewicht erforderlichen Scherkräfte stellt den Sicherheitsgrad η dar. Die Bruchfläche, die den geringsten η -Wert ergibt, ist die ungünstigste. Sie wird — soweit kinematisch möglich — durch Zonen des geringsten Scherwiderstandes verlaufen, d. h. entlang der Klüfte. Damit dürfte hinsichtlich des Grundbruches der ungünstigste Fall durch einen horizontalen bzw. nach der Luftseite allmählich ansteigenden Verlauf der Hauptkluftrichtung gegeben sein. Es genügt also keinesfalls, lediglich ein Abschieben des Bauwerkes auf der Felsoberfläche zu untersuchen.

Eine zuverlässige Einschätzung der zu erwartenden Setzungen ist insofern wichtig, als dem Bauwerk nur Setzungen bzw. Setzungsunterschiede einer bestimmten Größenordnung zugemutet werden dürfen. Dies ist jedoch nur möglich, wenn der statische E-Modul des Felsens bekannt ist. Seine Größe kann wiederum durch Belastungsversuche bestimmt werden. Da hierzu große Fundamentflächen mit beträchtlichen Auflasten erforderlich sind, werden solche Versuche am besten in einem Stollen durchgeführt. Eine weit zuverlässigere Setzungseinschätzung ist jedoch mit Hilfe von Setzungsmessungen an bestehenden Bauwerken möglich, sofern diese auf gleichartigem Untergrund stehen.

Durch seismische Messungen kann nur der dynamische E-Modul bestimmt werden. Dieser hat nichts mit dem statischen E-Modul zu tun. Ersterer wird in der Hauptsache von dem elastischen Verhalten des kompakten Felsen bestimmt, während der statische E-Modul in erster Linie die Zusammendrückungen und Verschiebungen in den Klüften wiedergibt. Es dürfte fraglich sein, ob überhaupt gewisse gesetzmäßige Zusammenhänge zwischen beiden Werten bestehen.

Prof. (em.) Dipl.-Ing. *Wobus*, Dresden:

Gestatten Sie mir, daß ich als Vorsitzender des Zentralen Arbeitskreises Wasserwirtschaft, Wasser- und Grundbau und als einer der Ältesten in diesem Saal auch in Ihrem Namen den Initiatoren und Organisatoren dieses so erfolgreichen Fachkolloquiums, dem Leiter des Amtes für Wasserwirtschaft, Herrn Dipl.-Ing. Rochlitzer und dem Direktor des Institutes für Angewandte Geophysik der Bergakademie Freiberg, Herrn Professor Dr. Meißer, Mitglied des Forschungsrates, unseren verbindlichsten Dank ausspreche. Besonders herzlich danken wir auch für die große Gastfreundschaft, die uns in diesen Räumen gewährt wurde.

Ich sehe in unserer heutigen Tagung einen ersten Schritt zur Verwirklichung der Anregungen und Vorschläge, die in der Talsperren-Denkschrift vom Zentralen Arbeitskreis Ende 1963 den zuständigen zentralen staatlichen Organen unterbreitet wurden.

Und nun noch einige Gedanken und Stellungnahmen zu den heute hier angeschnittenen Problemen.

Ich vertrete den Standpunkt, daß sich auch in Zukunft die Betonstaumauer gegenüber dem Steinschüttdamm ökonomisch sich behaupten wird. Wenn für eine Betongewichtsstaumauer ein Aufwand von 100 Prozent entsteht, dann kostet zwar eine Pfeilerstaumauer 90 Prozent, ein Steinschüttdamm 80 Prozent und eine Gewölbestaumauer 70 Prozent. Das ist aber ein ganz grober Vergleich; die örtlichen Verhältnisse, vor allem die Hochwasserentlastungsanlagen, können das Bild vollkommen verändern. Betonbogenstaumauern sind in den vergangenen Jahren für ein Talverhältnis (maximale Höhe zur Kronenlänge) bis fast 1 : 10 ausgeführt worden.

Herr Dipl.-Ing. *Enderlein* hat in seinem Referat über die Standsicherheitsberechnung von Staumauern sehr gut alle auf eine Gewichtsstaumauer wirkenden Kräfte behandelt. Ich muß das noch etwas ergänzen. Wir müssen vor allem bei weniger gutem Felsuntergrund auch alle auf den Baugrund einwirkenden Einflüsse untersuchen, und das sind nur die aus der Betonstaumauer zu übernehmenden Kräfte. Dazu kommen die im Staubecken bis an die Dichtungsfläche des Bauwerkes heran wirkenden Einflüsse aus dem Stau (hydrostat. Druck, Auftrieb usw.) und der unter dem Bauwerk und luftseitig im Felsuntergrund wirkende Sickerwasserströmungsdruck. Zwei kurze Hinweise dazu! Ist das Staubecken sehr dicht ($k = 10^{-8}$ [cm/s]), dann wirkt der Wasserdruck senkrecht zur Oberfläche und verursacht eine Deformation der Oberfläche, die für das bis rd. 280 m tiefe Staubecken der Grande Dixence im idealisierten Talquerschnitt bei $E_{\text{Fels}} = 100\,000$ kp/cm² und einer Querkontraktion $m = 6$ am Hangfuß dicht oberhalb der Mauer zu 20 mm ermittelt wurde. So ist auch die von Herrn Prof. Dr. *Martin* erwähnte Bewegung der Rappbode-Staumauer stromauf bei Beginn des Staues zu erklären.

Ist der Fels nicht dicht (wie z. B. im Vajont-Staubecken), dann dringt das Stauwasser schnell in den Untergrund ein, vermindert durch Auftrieb die Reibungskraft und ergibt beim Absenken des Staues und Wiederausströmen einen zum Becken gerichteten Sickerwasserströmungsdruck; die Standsicherheit der Talhänge wird dadurch gemindert, ja gefährdet. Es ist also zu fordern, daß nicht vollkommen dichte Talhänge im Hinblick auf diese Rutschgefahr geologisch untersucht und berechnet werden.

Der Sickerwasserströmungsdruck, den wir bei der üblichen Berechnung der Staumauern nur in seiner senkrechten Komponente als hydrodynamischen Anteil des Sohlenwasserdruckes berücksichtigen, ist für eine Grundbruch-Untersuchung der Hangblöcke in einem zur Mauerachse verlaufenden Schnittwinkel $< 90°$ und geschichteten Fels von Bedeutung. Beim Bruch der Francis-Staumauer 1928 in Kali-

fornien wurden die am Hang gegründeten Mauerteile zerstört, der Mittelteil blieb erhalten. Versuche mit räumlichen Modellen sind für solche Fälle mit steilen Talflanken und geringer Einbindung erforderlich.

Die Betongewichtsstaumauern sind möglichst frei von größeren Eigenvorspannungen, auf alle Fälle aber rissefrei herzustellen. Die erwähnten inneren Längsrisse der Bleilochstaumauer wären neben anderen Verbesserungen in der Betontechnologie durch Anwendung des Block-Betonierverfahrens an Stelle der Breitschichtbetonierung zu vermeiden gewesen.

Die *Coulomb*sche Formel wird heut in der Felsmechanik zur Kennzeichnung der Scherfestigkeit in einer bestimmten Richtung sehr verbreitet verwendet. Die dagegen vorgebrachen Einwände sind vor allem in Grenzfällen und bei Anisotropie berechtigt. Es fehlen aber Vorschläge für bessere Ansätze. Auch die Anwendung des *Mohr*schen Spannungskreises und der Hüllkurve ist bei Anisotropie nicht exakt und trotzdem noch allgemein üblich.

Gegen den oft beim Gleitsicherheitsnachweis berücksichtigten Ansatz des Felswiderstandes der Mauereinbindung müssen Bedenken erhoben werden, wenn der Schubmodul bzw. der Verformungsmodul des Felsens unter der Mauer hochliegt, denn der Felswiderstand wird erst wirksam in dem Maße einer horizontalen Verschiebung der Mauer. Die Grenzzustände sind nur selten superponierbar.

Noch ein Hinweis zur Verantwortlichkeit im Talsperrenbau, erläutert am Beispiel der Vajont-Katastrophe vom 9. Oktober 1963. Die Bauingenieure werden dort sagen, daß sie nicht verantwortlich sind, da das von ihnen errichtete Bauwerk erhalten geblieben ist, sogar trotz einer ganz außergewöhnlichen Überlastung durch den Wasserschwall. Es ist sogar lobend die ausgezeichnet mit Spannstahlankern durchgeführte Verstärkung der Talflanken dicht unterhalb der 625 m hohen Gewölbestaumauer zu erwähnen.

Die Ingenieurgeologen werden behaupten, daß auch sie nicht verantwortlich sind, daß sie den Stau nicht verursacht und nicht betrieben (abgesenkt!) haben. Die Bergrutschung sei höhere Gewalt! Es gibt Fälle der höheren Gewalt. Aber im Falle Vajont liegt sie nicht vor. Die Bevölkerung des Piave-Tales weiß das sehr genau. Denn „der liebe Gott" würde sagen, daß er nicht verantwortlich sei, da seine Natur von den Menschen verändert worden ist.

Wer ist nun verantwortlich? Es gibt wohl eine kollektive Beratung und jeder muß für das, was er urteilt und tut, auch verantwortlich sein. Aber im Talsperrenbau kann und darf es nur einen Verantwortlichen geben – Herr Dipl.-Ing. Enderlein sprach in seinem Referat von dem „Hauptverantwortlichen" – und das kann nur der Bauingenieur sein, der das Bauwerk plant, errichtet und die Anlage betreibt.

Im Hinblick auf die großen Aufgaben im Talsperrenbau, die in unserer DDR vor uns stehen, scheint mir eine Fortsetzung und Verstärkung der Gemeinschaftsarbeit auf diesem Fachgebiet erforderlich. Der ZAK D 12 wird in seiner nächsten Sitzung darüber zu beschließen haben, daß in Vorbereitung der Forschungsthemen des Staatsplanes und zur verstärkten fachlichen Zusammenarbeit der Bauingenieure mit den Ingenieur-Geologen und Geophysikern möglichst bald eine Arbeitsgruppe „Talsperrenbau" ihre Arbeit aufnimmt.

Ich hoffe, daß der Erfahrungsaustausch in einem so berufenen Kreise, wie heute hier in Freiberg, in Zukunft noch häufiger stattfindet.

Resolution

Am 28. Februar 1964 fand in Freiberg/Sa. unter Teilnahme von Vertretern der Sozialistischen Einheitspartei Deutschlands, der Staatlichen Organe, der wissenschaftlichen Einrichtungen und der bauausführenden Betriebe eine Fachtagung über Probleme im Speicherbau statt. In Auswertung der Ergebnisse der 5. Tagung des Zentralkomitees der Sozialistischen Einheitspartei Deutschlands wurden dabei folgende Schlußfolgerungen für Wissenschaft und Praxis gezogen:

Für eine technisch-wissenschaftliche Vorbereitung, für die Baudurchführung und Bauwerksüberwachung sind eine einheitliche wissenschaftliche Leitung und eine straffe Organisation in Forschung und Technik, insbesondere auf dem Gebiet der Baugrunderkundung und -verbesserung notwendig.

Entsprechend der volkswirtschaftlichen Bedeutung für die Wasserwirtschaft, müssen künftig die Kräfte und Mittel in Forschung und Praxis, insbesondere in Vorbereitung der Speicherbaumaßnahmen, konzentriert und somit auf die in der Tagung erkannten Schwerpunkte eingesetzt werden, um die günstigste ökonomische Lösung und Sicherheit der Stauanlagen zu gewährleisten.

Diese Zielstellung erfordert die aktive Bereitschaft zu einer echten Gemeinschaftsarbeit aller Fachrichtungen, die einen wirkungsvollen Beitrag zur Erfüllung des Speicherbauprogramms bis 1970 und in der weiteren Perspektive leisten können.

Von der Erfüllung des Speicherbauprogramms auf der Grundlage des Planes „Neue Technik" und höchster Wissenschaftlichkeit hängt nicht zuletzt die volkswirtschaftliche Entwicklung im allgemeinen ab, sondern auch die Inbetriebnahme großer Kapazitäten führender Wirtschaftszweige, insbesondere der Energie und Chemie.

Die Anwesenden verpflichten sich in Anwendung der Grundsätze des Neuen Ökonomischen Systems der Planung und Leitung der Volkswirtschaft in ihrem Bereich zur Erreichung der aufgezeigten Ziel ihre ganze Kraft einzusetzen.

gez. J. Rochlitzer
Amt für Wasserwirtschaft
bei der Regierung der DDR
Berlin

gez. O. Meißer
Institut für angewandte Geophysik
der Bergakademie Freiberg
Institut für Geodynamik der
Forschungsgemeinschaft der DAW,
Jena

Organisationskomitee:

gez. H. Militzer
Freiberg

gez. W. Gerecke
Dresden

gez. J. Enderlein
Berlin