

# FREIBERGER FORSCHUNGSHEFTE

BEIHEFTE DER ZEITSCHRIFT „BERGAKADEMIE“

REIHE **A**                      BERGBAU                      HEFT **12**  
VORTRÄGE DES BERG- UND HÜTTENMÄNNISCHEN TAGES 1952

*H. Härtig*  
**Ungültig**  
*8.8.53*

## **Bergbautechnik**

mit Beiträgen von

H. Härtig, R. Werner, K. Neumann, L. Neuber, A. Baar,  
W. Arnold, R. Liebold



**1953**

FFH  
A12  
b

AKADEMIE-VERLAG · BERLIN

XVI

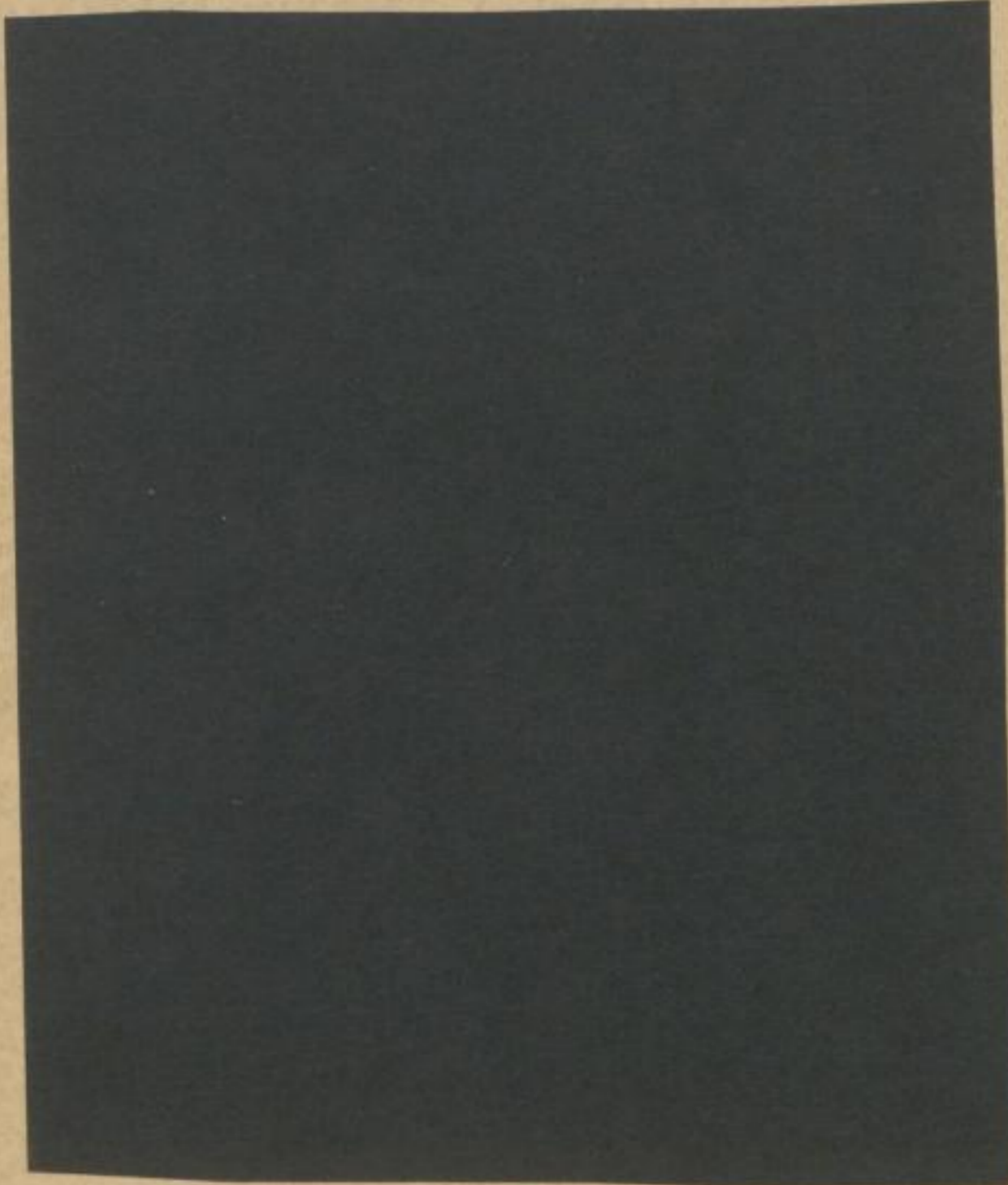
1142 A<sup>12</sup><sub>b</sub>



TU BERGAKADEMIE FREIBERG



XVI 1142 . A12B





Bücherei

FREIBERGER FORSCHUNG SHEFTE  
REIHE A                      BERGBAU                      HEFT 12



# FREIBERGER FORSCHUNGSHEFTE

BEIHEFTE DER ZEITSCHRIFT „BERGAKADEMIE“

Herausgegeben vom Rektor der Bergakademie Freiberg  
Prof. Dr. phil. F. Leutwein

REIHE **A**                      BERGBAU                      HEFT **12**  
VORTRÄGE DES BERG- UND HÜTTENMÄNNISCHEN TAGES 1952

BERGBAUTECHNIK

mit Beiträgen von

H. Härtig, R. Werner, K. Neumann, L. Neuber, A. Baar,  
W. Arnold, R. Liebold

Juli 1953

Akademie-Verlag · Berlin



SLUB

Wir führen Wissen.

UNIVERSITÄTSBIBLIOTHEK  
FREIBERG



## INHALT

<i>Helmut Härtig</i>	
Die Rutschung am Reichsbahn-Sicherheitspfeiler Großkayna und der Bau einer 140 m hohen Dammkippe . . . . .	5
<i>Rolf Werner</i>	
Neue Gesichtspunkte für den Abraumzugbetrieb in Braunkoh- lentagebauen . . . . .	15
<i>Konrad Neumann</i>	
Verbesserungsmöglichkeiten des Honigmann-Schachtbohrverfah- rens . . . . .	26
<i>Lothar Neuber</i>	
Möglichkeiten der modellmäßigen Nachbildung gebirgsmechani- scher Vorgänge . . . . .	33
<i>A. Baar</i>	
Zur Gebirgsmechanik im Kalibergbau . . . . .	41
<i>Werner Arnold</i>	
Untersuchungen über das Verhalten der Detonationsgeschwin- digkeit beim Schießen in verschiedenen Gesteinen . . . . .	50
<i>Rudolf Liebold</i>	
Die Bewegungsvorgänge an elektrisch angetriebenen Abbau- hämmern (Theorie der Kurbel-Feder-Hämmer) . . . . .	52


  
 Bücherei  
 \* Bergakademie \*  
 Freiberg i. Sa.

III 1142 (912) b  
 0

Herausgeber: Der Rektor der Bergakademie Freiberg, Prof. Dr. phil. Friedrich Leutwein. — Verantwortlicher Schriftleiter: Rolf W e n d l e r, Freiberg (Sa.), Klubhaus der Bergakademie, August-Bebel-Straße 5, Fernruf: Freiberg 2198. — Verlag: Akademie-Verlag GmbH, Berlin NW 7, Schiffbauerdamm 19 (Fernruf 425571); Postscheckk. 35021. Die Zeitschrift „Bergakademie“ erscheint monatlich, Bezugspreis: 2,— DM je Heft; dazu „Freiberger Forschungshefte“ in zwangloser Folge. Preis dieses Beiheftes: 14,— DM. Bestell- und Verlags-Nr. dieses Heftes: 1026 B/A 12, Bestellungen sind an das zuständige Postamt oder eine Buchhandlung zu richten. — Satz und Druck: E. F. Keller's Witwe VOB, Stollberg (Sa.), August-Bebel-Straße 16 — III/6/50 0,8 753 (1533). Veröffentlicht unter der Lizenz-Nr. 1224 des Amtes für Literatur und Verlagswesen der Deutschen Demokratischen Republik. Printed in Germany. — Karten: Mdl. der DDR Nr. 896

(57, 1877)





## Die Rutschung

# am Reichsbahn-Sicherheitspfeiler Großkayna und der Bau einer 140 m hohen Dammkippe

Von Dipl.-Berging. Dr. HELMUT HARTIG, Großkayna<sup>1</sup>

Das Braunkohlenvorkommen des Geiseltales, dessen Ablagerungsverhältnisse in hohem Maße denen der rheinischen Braunkohle gleichen, hatte ursprünglich einen Inhalt von über 1 Mld. t Kohle, wovon heute noch ca. 70 % vorhanden sind. Die Kohle des Geiseltales ist auf einer engbegrenzten Fläche von ca. 12 km Länge und 4 km Breite abgelagert, und die Flözmächtigkeit beträgt durchschnittlich ca. 40 m, steigt stellenweise aber bis zu 100 m. Das lineare, geologische Verhältnis liegt im Durchschnitt bei  $D : K = 1 : 1$ . Die Folge der geschilderten Ablagerungsverhältnisse sind tiefe Tagebaue mit einem verhältnismäßig geringen Abbaufortschritt.

Bild 1 gibt einen Überblick über den östlichen Teil des Geiseltalreviers und läßt erkennen, daß der Bergbau zum Teil in seiner räumlichen Entwicklung bereits stark behindert ist oder doch in kurzer Zeit behindert sein wird. Mitten durch das Revier ziehen sich die Provinzialstraße, die Überlandbahn, die Reichsbahn und die Geisel, und längs der Verkehrsbänder reiht sich ein Dorf an das andere. Das Reichsbahngleis wird außerordentlich stark befahren und ist insofern von größter Wichtigkeit, als täglich etwa 24 000 t Briketts und Kohle aus dem Revier darüber abbefördert werden.

Nachdem der Abbau in den letzten Jahren auch an die untersten Kohlenpartien herangekommen

<sup>1</sup> Jetzt Professor für Tagebaukunde und Bergwirtschaftslehre an der Bergakademie Freiberg.

ist, haben einzelne Tagebaue eine Gesamttiefe von fast 150 m erreicht. Es ist nicht zu verwundern, daß der Betrieb so tiefer Tagebaue seine besonderen Probleme hat, zumal wenn man bedenkt, daß hier gewaltige Räume offenstehen, von denen einzelne einen Inhalt von mehreren hundert Millionen m<sup>3</sup> haben. Abgesehen von Senkungen und Zerrungen im benachbarten Gelände, weisen fast alle Tagebauböschungen die Tendenz zu Rutschungen auf, besonders dort, wo an den Muldenrändern das Liegende stark ansteigt. Über eine solche Rutschung an der Nordböschung des Tagebaues Großkayna soll im folgenden berichtet werden.

Wie Bild 2 veranschaulicht, wurde dieser im Osten des Geiseltales gelegene Tagebau, der übrigens bis 1951 mit Pfännerhall eine offene Marktscheide hatte, im Norden am Reichsbahn-Sicherheitspfeiler entlang geschwenkt und hält sich nunmehr westlich der Straße Großkayna—Frankleben. Der Abraum wird in zwei Hauptschnitten (I, II) gewonnen, die Kohle dagegen in sieben Schnitten (1 bis 7) abgebaut. Die Rasensohle liegt etwa bei + 105 m NN, während sich das Liegende bis — 55 m NN erstreckt. Vom Tiefsten aus hebt sich das Liegende nach Norden und Süden steil heraus. Im Bild sind zwei Rutschungszonen R 1 und R 2 am Südrand des Tagebaues gekennzeichnet, und zwar R 1 am Bandsicherheitspfeiler und etwa 500 m westlich davon R 2 am früheren Kippenschwenkpunkt. Beide Rutschungen sind seit langem zur Ruhe gekommen, nachdem — besonders am Bandsicherheitspfeiler — Massen gegengekippt und sehr

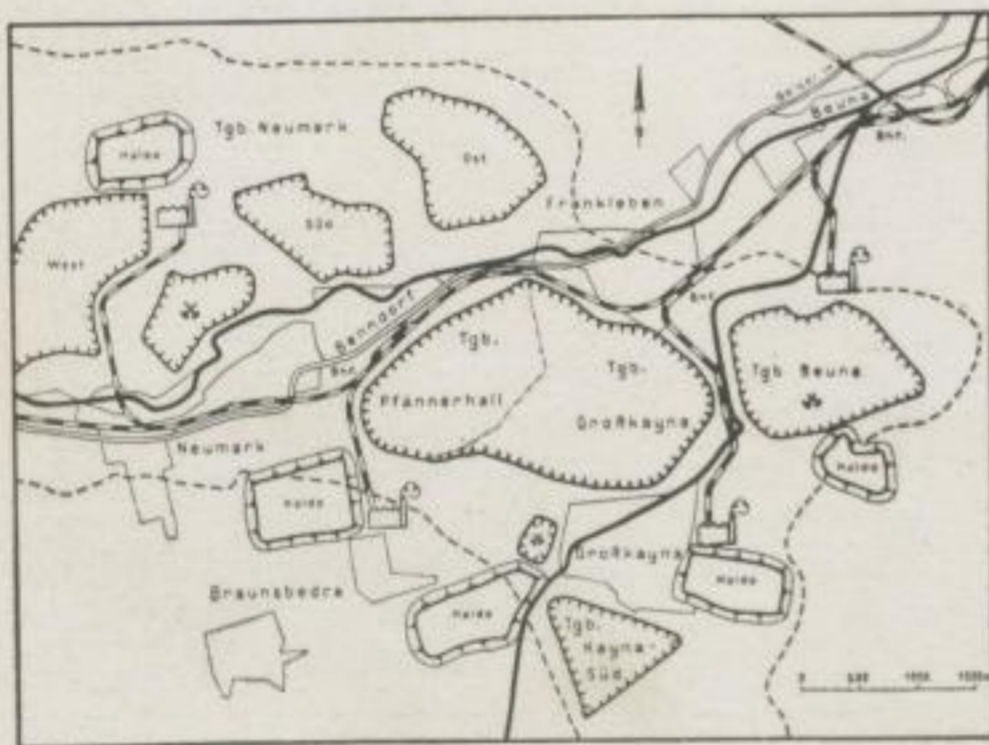


Bild 1. Östliches Geiseltal, Übersicht

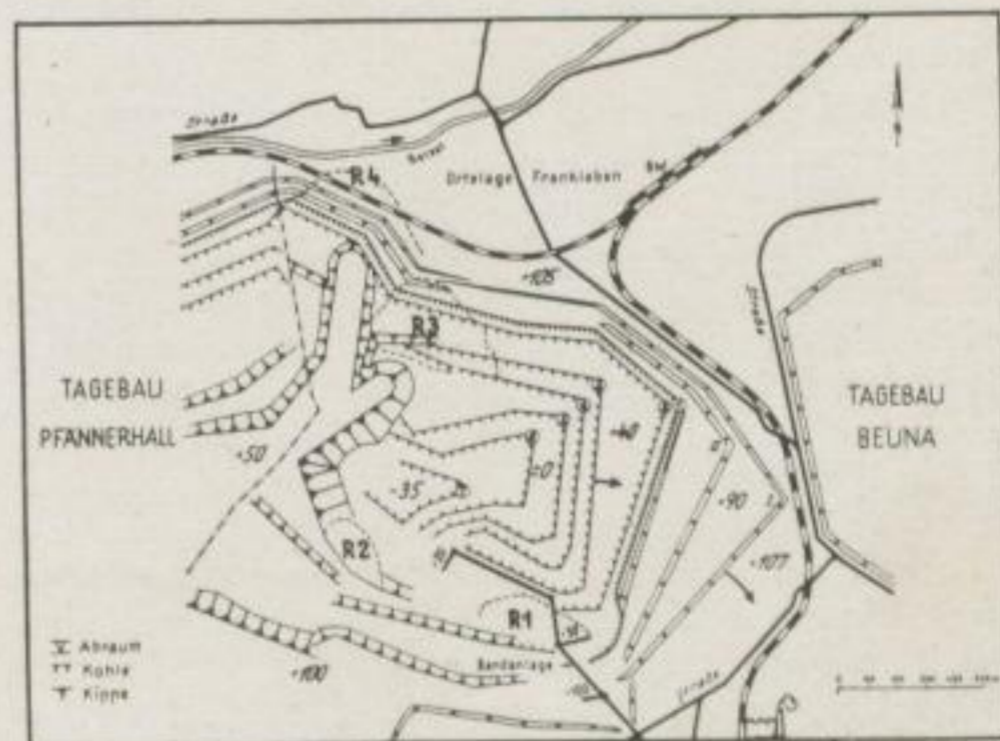


Bild 2. Tagebau Großkayna

intensive Entwässerungsmaßnahmen durchgeführt worden sind. Im Norden ist die Rutschung R 5, die sich nur innerhalb des Böschungssystems ausgewirkt hat, neueren Datums. Sie war aber bereits völlig abgeklungen, als die Rutschung R 4 am Reichsbahn-Sicherheitspfeiler auftrat.



Bild 5. Rutschungsgebiet

Diese auf Bild 5 besonders dargestellte Rutschung wurde am 9. 5. 51 dadurch bemerkt, daß man bei einer Kontrollmessung auf dem Gelände dieses Pfeilers bis dahin nicht vorhandene Risse zwischen dem Bahnkörper und der Geisel feststellte, die sich zunächst auf eine Länge von 200 m erstreckten und sich dann später noch nach Nordwesten und nach Südosten fortsetzten. Die Risse kreuzten die Reichsbahn bei km 8,0 und hatten schließlich eine Längserstreckung von 400 m.

Außerdem wurde am 9. 5. 51 in dem Rutschungsbereich eine feine Ausbuchtung des Reichsbahngleises beobachtet, und schließlich zeigten sich auf dem unter + 47 m NN freigelegten Liegenden leichte Aufwölbungen und Risse. Noch am gleichen Tage wurden Maßnahmen zur Sicherung und Überwachung des Sicherheitspfeilers eingeleitet. Wenn auch nach den Erfahrungen, die über solche Bewegungsvorgänge im Geiseltal vorliegen, im Augenblick noch keine akute Gefahr bestand, so blieb doch die Tatsache der Gefährdung des Reichsbahnkörpers bestehen, weil dieser im Bereiche des Rutschungsgebietes auf einer abgelösten, gleitenden Scholle lag.

Da auf dem fraglichen Gebiet Bodenbewegungen geringeren Ausmaßes schon seit langem bekannt sind, hat das Werk Großkayna bereits seit 1937 periodisch am Fuße des Reichsbahnkörpers Nivellements durchgeführt und festgestellt, daß sich dieses Gelände in einer langsamen, stetigen Absenkung befindet. Bei der letzten Messung vor dem Auftreten der Risse am 19. 4. 1951 war eine plötzliche Verstärkung des Senkungsvorganges zu verzeichnen. Der am meisten veränderte Meßpunkt Nr. 254 wies für die Zeit eines Monats eine Absenkung von 42 mm auf. Bis zur Messung am 10. 5. 1951 trat noch eine weitere Absenkung von 15 mm hinzu, und bei den nächstfolgenden Messungen bewegte sich dann das Maß der Absenkung nur noch in der Größenordnung von wenigen Millimetern.

Direkt an den Rissen hat sich das Gelände tagebauseitig bis 0,4 m abgesenkt. An den Rissen war zu erkennen, daß sie sich weit in die Tiefe fortsetzten. Nachdem sie eingemessen waren, wurden sie später mit Hilfe langer Stangen sorgfältig verstopft, um das Eindringen von Niederschlagswasser zu verhindern.

Die Gefährdung der Reichsbahn und die Tatsache, daß die Risse bis 50 m an das Geiseltal heranreichten, gaben Veranlassung, umfangreiche Maßnahmen zur Beobachtung und Bekämpfung der Rutschung einzuleiten und ihre Ursachen genauestens zu untersuchen.

Der in einer Sonderschwenkung durchgeführte Abbau des der Reichsbahn vorgelagerten Randfeldes, des sogenannten „Schwalbennestes“, ist erst im Frühjahr 1951 beendet worden. Dabei machte sich in den letzten Monaten die bereits erwähnte Rutschung R 5 bemerkbar, ohne daß allerdings der Abbau dadurch wesentlich beeinträchtigt worden wäre. Nur an der Zufahrt zu den unteren Schnitten auf + 26 m NN traten permanente Aufwölbungen auf, die an dieser Stelle laufende Gleisregulierungsarbeiten erforderlich machten.

Die gesamte Nordböschung war schon vor dem Abbau des „Schwalbennestes“ intensiv durch Strecken entwässert. Mit mehreren Untersuchungsbohrungen, die nach erfolgtem Abbau bis in den liegenden Sand niedergebracht wurden, wurde nur an einer Stelle Wasser angetroffen. An dem fraglichen Punkt wurde der Schacht IX bis 8 m in das Liegende niedergebracht. Die Wasserzuflüsse waren gering und versiegten bald. Die Nordböschung konnte damit als einwandfrei entwässert angesehen werden.

Seitens der früheren Bergbehörde war dem Werk eine Neigung der Generalböschung von 1 : 2 vorgeschrieben, und zwar ausgehend vom Fuß des Reichsbahnkörpers. Im Einvernehmen mit der B. V. Merseburg haben wir — unter Vorschaltung einer 20 m breiten Berme auf Rasensohle — von uns aus eine Neigung von 1 : 2,5 festgelegt, und effektiv betrug die Neigung der Generalböschung nach erfolgtem Abbau im Durchschnitt sogar 1 : 3. Wir haben also in dieser Beziehung weit mehr getan, als von uns gefordert worden war. Eine noch weitere Verflachung der Generalböschung war u. E. wegen der dadurch bedingten hohen Kohlenverluste nicht zu vertreten. Auf dem Bild 4 sind die Böschungsverhältnisse am Sicherheitspfeiler im Profil wiedergegeben.

Das dargestellte Profil läßt gleichzeitig auch den geologischen Aufbau des Liegenden erkennen. Dieses besteht aus einer 7 bis 10 m starken Sandschicht, unter der sich als wassertragende Schicht ein mächtiges Tonlager befindet. Infolgedessen ist in den liegenden Partien des Sandes Wasser anzutreffen, wenn auch in sehr geringen Mengen.

Aus dem Profil A—A, das den durchschnittlichen Verhältnissen an der Nordböschung entspricht, ist des weiteren zu entnehmen, daß das Liegende das steile Einfallen von 1 : 4,5 besitzt. An der steilsten Stelle des Rutschungsbereiches fällt es sogar im Verhältnis 1 : 2,75 ein, so daß in dieser Beziehung sehr

ungünstige Voraussetzungen für die Standsicherheit der Nordböschungen bestehen. Eine kurze gebirgsmechanische Überlegung soll das erläutern.

Bild 5 ist einem Lehrbuch von Prof. Dr. KEGEL<sup>2</sup> entnommen und trifft im Prinzip genau auf den vorliegenden Fall zu.

Ein Abgleiten auf der schiefen Ebene tritt ein, wenn die treibende Komponente der Gebirgslast  $G \cdot \sin \alpha$  größer wird als die entgegenwirkende Komponente  $\mu \cdot G \cdot \cos \alpha$ . Letztere wird um so kleiner, je steiler die Unterlage und je geringer der Reibungsbeiwert ist. Schon das Hinzutreten von sehr wenig Wasser genügt, um den Wert  $\mu$ , der gewöhnlich bei 0,10–0,25 liegt, erheblich herabzusetzen.

Schließlich ist in diesem Zusammenhang noch einiges über die besondere Beschaffenheit des im Rißgebiet anstehenden Gebirges zu bemerken. In

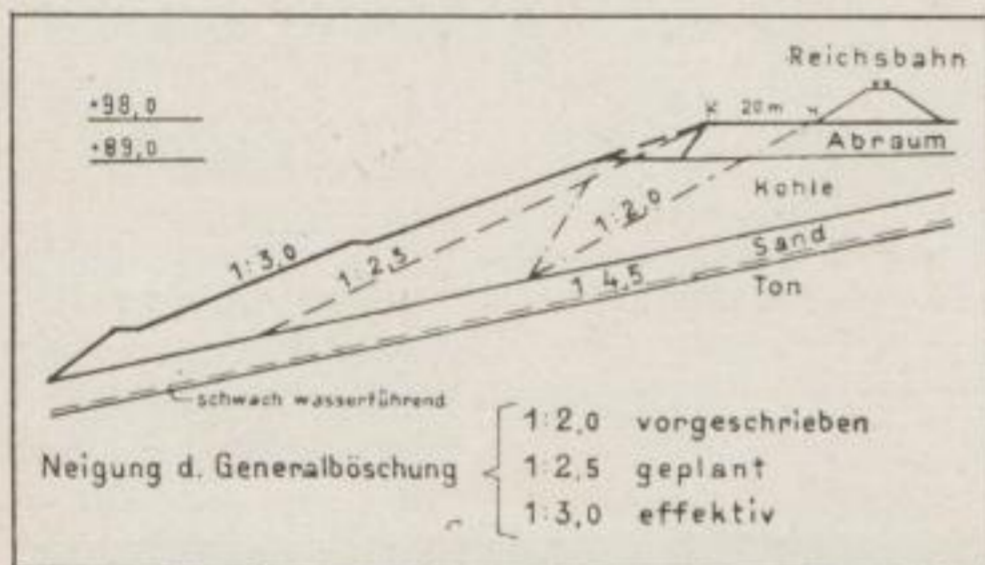


Bild 4. Reichsbahn-Sicherheitspfeiler, Profil A

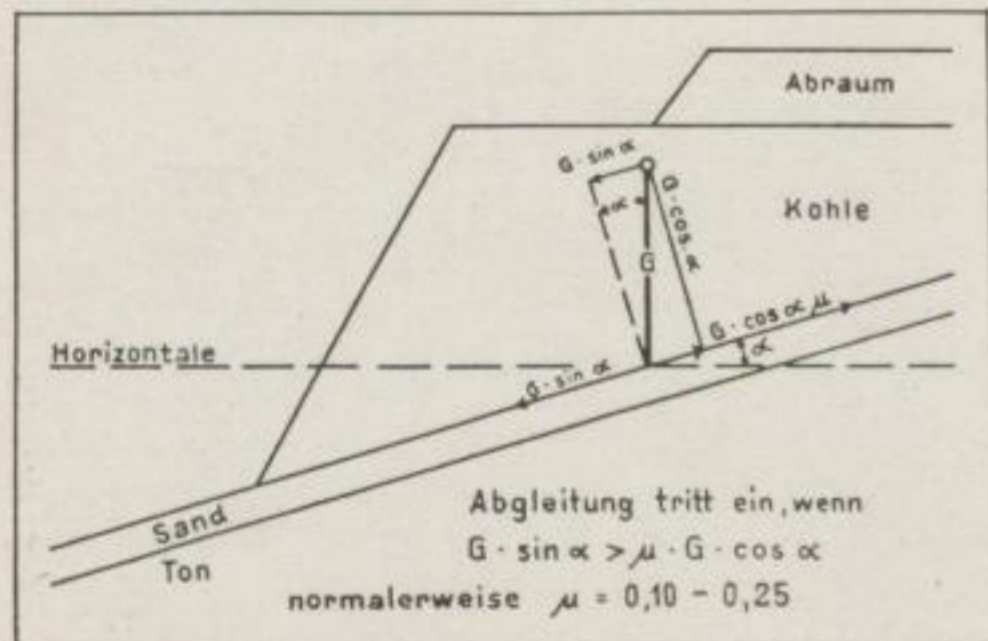


Bild 5. Allgemeine Bedingungen einer Abgleitung



Bild 6. Erdfallgebiet

dem Gelände südlich der Reichsbahn, das beim Abbau des „Schwalbennestes“ weggebaggert wurde, und auch westlich davon sind eine ganze Reihe von Erdfällen aufgetreten, woraus mit Sicherheit auf Massendefekte im Untergrund zu schließen ist. Die meisten Erdfälle traten bei der Frühjahrsüberschwemmung 1947 auf, und die Förderung des Tagebaues war dadurch aufs höchste gefährdet, daß die von den Erdfällen verschluckten Wassermengen plötzlich mit elementarer Gewalt in der Grube hervorbrachen.

Im Bild 6 ist der Blick über das damalige Erdfallgebiet nach dem Tagebau hin festgehalten.

Es ist anzunehmen, daß das unmittelbar nördlich angrenzende Gebirge im Rißgebiet ähnliche Eigenschaften aufweist. Bestärkt wird man in dieser Auffassung durch die Tatsache, daß eine Anzahl tellerförmige Einsenkungen verschiedenen Durchmessers festzustellen waren, die möglicherweise die ersten Anzeichen späterer Erdfälle sind. Es ist demnach durchaus wahrscheinlich, daß auch der jetzt noch anstehende Gebirgskörper erhebliche Massendefekte aufweist, also im weitesten Sinne des Wortes sehr grob-porös ist und infolgedessen eine nur geringe Kohäsion besitzt.

Zusammengefaßt ist über die Ursache der Rutschung folgendes zu sagen:

Die im Mai 1951 festgestellten, parallel zur Tagebaukante verlaufenden Risse stehen mit dem Kohlenabbau in ursächlichem Zusammenhang. Durch den Abbau des sogenannten „Schwalbennestes“ hat das im Rutschungsgebiet anstehende Gebirge sein Widerlager verloren und bewegt sich auf dem mit durchschnittlich 12° und max. bis 20° einfallenden Liegenden in südwestlicher Richtung auf den Tagebau zu. Es handelt sich um eine einfache Abgleitung auf steil einfallender Unterlage, begünstigt durch geringe Wassermengen auf der Gleitfläche und durch die geringe Kohäsion des Gebirgskörpers. Die Rutschung, die sehr schnell wieder zum Stillstand gekommen ist, wäre vielleicht sofort voll ausgelöst worden, wenn die abgelöste Gebirgsscholle nicht an dem Kohलगrenzpfiler des Nachbarwerkes Pfännerhall einigen Halt gefunden hätte. Dieser wichtige Eckpfeiler (K P) ist auf der Rutschungs-Spezialkarte besonders gekennzeichnet. Da die Auslösung der Rutschung wegen der Gefährdung des Reichsbahngleises und der Geisel katastrophale Folgen haben würde, wurden seitens des Bergbaues und der Reichsbahn umfangreiche Maßnahmen zu deren Beobachtung und Bekämpfung in die Wege geleitet.

Von den bergtechnischen Maßnahmen sind an erster Stelle zu nennen die westliche Verschwenkung der Dammkippe zur Herstellung eines Widerlagers gegen das Rutschungsgebiet sowie die Entwicklung einer Pflugkippe an der Nordböschung zum Zwecke der Belastung des freigelegten Liegenden (Bild 7).

Die Richtungsänderung der Dammkippe erforderte einen großen Umbau der Kippenzufahrts-

<sup>2</sup> Kegel, Karl, Bergmännische Gebirgsmechanik, Verlag Knapp, Halle 1950, S. 278.

gleise, der in 10 Tagen bewältigt wurde. Bereits ab 21. 5. 1951 wurde dann die Dammkippe mit einer Kronenbreite von 110 m in Richtung auf das Rutschungsgebiet vorgetrieben. Zur vollen Auslastung des Dammschütters, d. h. im Interesse eines möglichst schnellen Kippenvortriebes, wurde der Absetzer zusätzlich mit Abraummassen des Nachbarwerkes beschickt. Bei einer Tagesleistung von etwa 15 000 m<sup>3</sup> erreichte die Dammkippe nach 5 Monaten den Fuß des im Rutschungsgebiet liegenden Böschungssystems, und nach einem weiteren Monat war das Widerlager bis auf + 58 m NN endgültig hergestellt. Insgesamt wurden in dieser Zeit 2,4 Millionen m<sup>3</sup> Massen auf der Dammkippe verstärt.

Ab Mitte Juni wurde an der Nordböschung auf + 47 m NN die Pflugkippe in Betrieb genommen, nachdem unter Einsatz zweier Löffelbagger von der auf + 60 m NN liegenden Strosse des Kohlenbaggers 528 aus eine Zufahrt gebaut worden war. Die Zuführung der Kippmassen erfolgte über das schwenkende Ende der Baggerstrosse 528, so daß bei jedem Rücken dieser Strosse die Verbindung zur Kippenzufahrt gelöst und neu hergestellt werden mußte. Verkippt wurden auf der Pflugkippe insgesamt 320 000 m<sup>3</sup> Abraum, und zwar vorwiegend die vom Bagger 528 aus dem 3. Abraumschnitt und den Zwischenmitteln gewonnenen Massen. Bild 7 zeigt die Kippen in ihrem Endzustand.

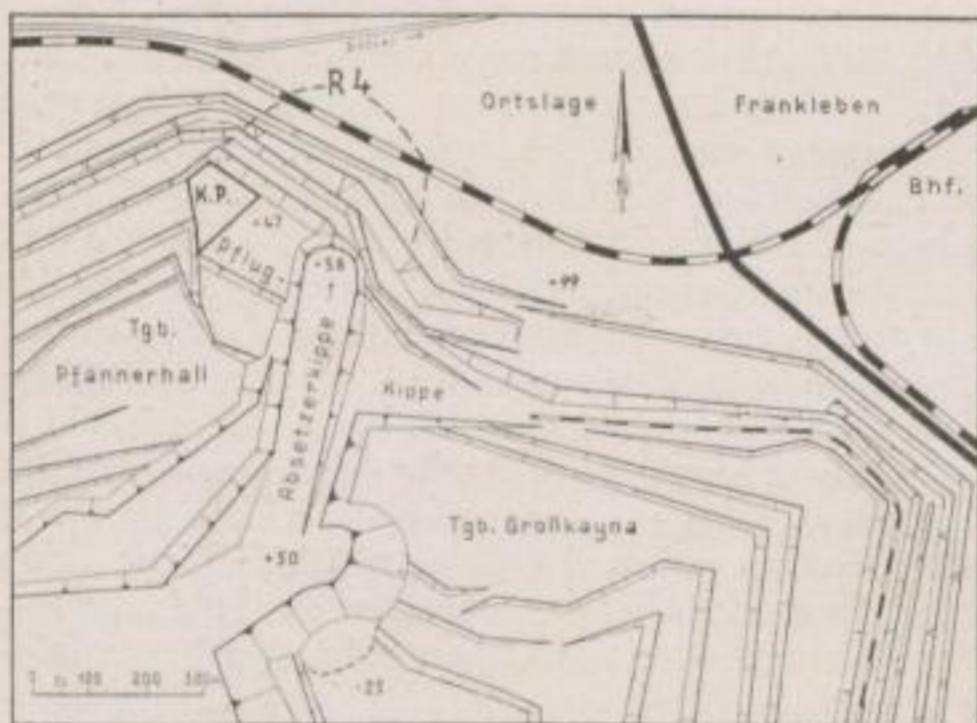


Bild 7. Sicherung der Rutschung durch Absetzer- und Pflugkippe

Dem Nachbarwerk Pfännerhall war die Auflage gemacht worden, den Abbau des bereits erwähnten Kohleneckpfeilers (K.P.) solange nicht in Angriff zu nehmen, bis das Rutschungsgebiet durch die Dammkippe ein ausreichendes Widerlager erhalten habe. Auch als dann dieser Zustand erreicht war, wurde seitens der Technischen Bergbau-Inspektion nur die an diesem Pfeiler über + 55 m NN anstehende Kohle zum Abbau freigegeben. Zweifellos wurden die Förderdispositionen des Nachbarwerkes durch diese einschränkenden Bestimmungen nicht unerheblich erschwert, aber im Hinblick auf die Sicherung des Reichsbahnbetriebes mußte das in Kauf genommen werden.

Schon während der Vorbereitungen für den Umbau der Dammkippe und die Anlegung der Pflug-

kippe wurden zusätzliche Entwässerungsarbeiten im Rutschungsgebiet durchgeführt. Die Niederbringung von Gesenken ins Liegende brachte kein Ergebnis. Zur Sammlung und Abführung verschiedener kleiner aus dem Liegenden austretender Rinnale wurde ein verzweigtes System von Röschen angelegt, durch das dann auch das mittels Horizontalbohrungen gelöste Wasser abgeleitet wurde. In der Zeit eines Monats wurden — etwa auf + 57 m NN — insgesamt 21 Horizontalbohrungen mit einer durchschnittlichen Länge von 26 m ins Liegende gestoßen, wobei vorübergehend insgesamt bis 97 l/min Wasser gelöst wurden. Bei Beendigung der Bohrungen war ihre Gesamtgiebigkeit bereits auf 58 l/min zurückgegangen. Immerhin war der Erfolg zufriedenstellend. In dem Maße, wie die auf + 47 m NN angelegte Pflugkippe aufschwenkte, wurden die auf dem Liegenden gezogenen Röschen vor der Überkippung als Drainagegräben ausgebaut, um den Abfluß des aus den Horizontalbohrungen stammenden Wassers auch weiterhin zu gewährleisten. Der Ausbau dieser Drainagegräben ist aus Bild 8 ersichtlich.

Daß es sich bei dem angetroffenen Wasser tatsächlich nur um Restwassermengen handelt, geht daraus hervor, daß weitere Horizontalbohrungen, die nach Osten zu angesetzt wurden, überhaupt kein Wasser brachten. Als weiteres Zeichen für die fast



Bild 8. Drainagegraben

- 1 Drainagerohr, 2 Faschinenbündel, 3 Steinbrocken,
- 4 Altholz, 5 Grobe Kohlenbrocken

totale Entwässerung des Sicherheitsfeilers darf angesehen werden, daß auch Untersuchungsbohrungen für 2 Filterbrunnen, die im Rißgebiet unweit der Geisel bis ins Liegende niedergebracht werden sollten, ebenfalls kein Wasser antrafen, so daß auf diese Filterbohrungen verzichtet werden konnte.

Die Reichsbahn hat beim Auftreten der Rutschung als Sofortmaßnahme die Fahrgeschwindigkeit im Gefahrenbereich auf 30 km/Std. beschränkt und die Anordnung getroffen, bei schweren Niederschlägen den Verkehr solange einzustellen, bis durch eine Probefahrt die Fahrfähigkeit des Gleises festgestellt worden sei. Die Anwendung dieser Bestimmung machte sich nur in zwei Fällen auf die Dauer weniger Stunden erforderlich.

Die Reichsbahn hat ferner im gesamten Senkungsbereich das Gleis ausgerichtet und durch Ausheben in die ursprüngliche Höhenlage gebracht, vor allem aber auch die Schienenstöße auf unseren Wunsch hin geschweißt. In Anbetracht der Tatsache, daß das Gleis in dichtester Folge von Personen- und Güterzügen befahren wird, legten wir dieser Maßnahme den größten Wert bei, um die dauernden Erschütterungen und Schwingungen beim Überfahren nicht geschweißter Stöße und damit eine Auslösung der Rutschung zu vermeiden.

Zur ständigen Überwachung des Gleises hat die Reichsbahn an beiden Enden der etwa 400 m langen Gefahrenstelle mit Streckentelefonen ausgerüstete Dauerwachen aufgestellt, und auch der Bergbau hat zur laufenden Kontrolle des gesamten Rutschungsgebietes einen Dauerposten eingesetzt. Außerdem wurde der Gefahrenbereich in jeder Schicht mindestens einmal durch eine verantwortliche Lenkungs-kraft befahren.

Um das Verhalten der Rutschung stets genau kontrollieren zu können, wurden zu der bereits am Fuße des Bahnkörpers vorhandenen Beobachtungslinie noch weitere im Rutschungsgebiet eingerichtet, davon auch eine im Streichen des Liegenden etwa auf + 40 m NN. Die Kontrollmessungen zur Feststellung der Vertikalverschiebungen am Bahnkörper selbst wurden täglich durchgeführt, und zwar abwechselnd vom Bergbau und von der Reichsbahn. In größeren Abständen wurden die Messungen zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen vorgenommen. Das Ergebnis dieser Messungen ist im Bild 9 wiedergegeben.

Die grafische Darstellung läßt erkennen, daß

die Rutschungsbewegung sich verhältnismäßig schnell wieder verlangsamt hat und auf wenige Millimeter im Monat zurückgegangen ist. Die größte Bewegung zeigt Meßpunkt 254 (bzw. 252), der sich in der Beobachtungszeit seit April 1949 vertikal 25 cm und horizontal 25 cm verschoben hat, wovon auf die Zeit ab 19. 4. 1951 allein 7 bzw. 15 cm entfallen. Nicht unbeachtet darf bleiben, daß sich bei der letzten Messung an den westlichen Punkten, also im Bereiche des Nachbarwerkes, etwas größere Absenkungen zeigten.

Sobald man nach einigen Monaten die Gewißheit erlangt hatte, daß der Rutschungsvorgang auf ein Mindestmaß abgeklungen war, wurde die intensive Überwachung teils stark reduziert und teils überhaupt aufgehoben.

Zu den bisher beschriebenen Maßnahmen in bezug auf die Bekämpfung und Kontrolle der Rutschung traten nun noch umfangreiche Vorbereitungsarbeiten für den Fall, daß die Rutschung sich erweitern oder zur Auslösung kommen sollte.

Da mit der Möglichkeit gerechnet werden mußte, daß sich die Risse bis ins Bett der Geisel fortsetzten, wurde sofort ein Projekt zur Sicherung dieses Baches ausgearbeitet. Geplant wurde, die Geisel im Gefahrenbereich auf etwa 500 m zu verrohren. Das Normalwasser der Geisel — ca. 28 m<sup>3</sup>/min — sollte mittels einer Pumpanlage von 42 m<sup>3</sup>/min Leistung durch zwei Rohrleitungen von 500 mm  $\phi$  nach dem sicheren Gebiet übergepumpt und so der gefährdete Teil des Geiselbettes trockengelegt werden. Die Pumpenaggregate mit sämtlichem Zubehör wurden seitens der HV Kohle anderwärts freige-macht und zum jederzeitigen Abtransport bereitgehalten, während die erforderlichen 1000 m Rohre sofort herangeschafft und für den Ernstfall in unmittelbarer Nähe der Geisel gelagert wurden. Das Umpumpen der Geisel war nur dann durchführbar,

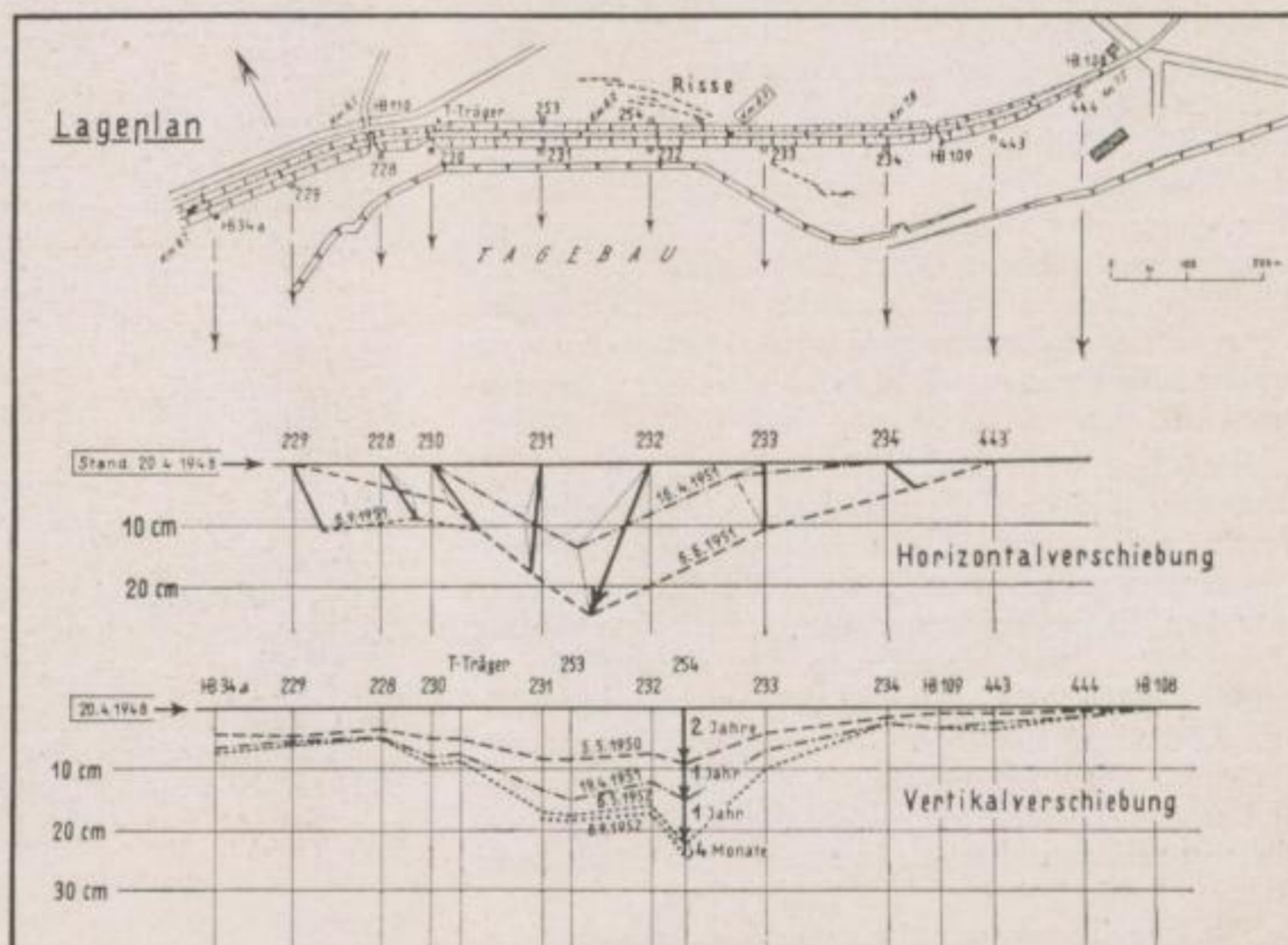


Bild 9. Horizontal- und Vertikalverschiebung

wenn auch bei Hochwasser nur die normalen Wassermengen umzupumpen waren. Deshalb wurde die Ableitung überschüssiger Hochwassermengen in zwei aufnahmefähige Rückhaltebecken im Oberlauf der Geisel projektiert. Dieser Plan wurde dadurch ermöglicht und begünstigt, daß zwei ausgekohlte Tagebaue diesem Zweck vorübergehend dienstbar gemacht werden konnten.

Nachdem feststand, daß das Projekt der Geisilverrohrung nicht ausgeführt zu werden brauchte, weil die gefährlichen Risse absolut unverändert blieben, wurde dann wenigstens längs der Geisel ein Schutzdamm hergestellt, der das Eindringen von Katastrophenwasser in das Rißgebiet verhindert.

Seitens der Reichsbahn wurde für den Fall, daß die Strecke Frankleben—Wernsdorf durch die Rutschung unterbrochen würde, unverzüglich ein Katastrophen-Transportplan ausgearbeitet, demzufolge der Güterverkehr aus dem mittleren und oberen Geiseltal teils über das Leunagleis und teils über das Reichsbahngleis in Richtung Querfurt umgeleitet werden sollte. Einige kleinere, an der westlichen Ausfahrt des Geiseltales dadurch notwendig werdende Gleisbauten wurden von der Reichsbahn sofort ausgeführt.

Diese Umleitung des Verkehrs konnte nur als eine Notlösung für kurze Dauer angesehen werden, weshalb gleichzeitig das Projekt einer örtlichen Reichsbahnverlegung zur kürzesten und damit schnellsten Umgehung des Gefahrengebietes ausgearbeitet wurde. Das projektierte, 1500 m lange Umfahrgleis ist auf Bild 10 dargestellt.

Wie ersichtlich, bedingen die Geländebedingungen den Bau eines Bahndammes von 66 000 m<sup>3</sup> Inhalt. Da die erforderlichen Erdmassen vom Tagebau Pfännerhall aus zugeführt werden sollten, wurde vorsorglich eine schiefe Ebene nach dem obersten Abraumplanum des Nachbarwerkes hergestellt, um über diese die benötigten Massen nach der Baustelle fahren zu können. Ein genau ausgearbeiteter Arbeitszeitplan sah unter Einsatz aller verfügbaren Hilfsmittel eine Zeit von 50 Tagen für den Dammbau vor, wozu noch die Zeit für die Verlegung der Gleise gekommen wäre. Es kam aber so, daß die nur für den höchsten Notfall vorgesehene örtliche Verlegung des Reichsbahngleises vermieden werden konnte, weil die Rutschung im wesentlichen unverändert blieb und der Katastrophenfall nicht eintrat.

Statt dessen aber nahm die Reichsbahn sofort die Projektierung und Durchführung einer umfassenderen Verlegung des Reichsbahngleises in Angriff, und zwar von Beuna nach Neumark. Die Rutschung war für dieses Vorhaben nur der direkte Anlaß. Die tiefere Ursache aber war eine andere. Gewiß mußte der Reichsbahn daran gelegen sein, ihr Gleis aus dem unmittelbaren Gefahrengebiet herauszuverlegen, aber nicht weniger zwingend war die Tatsache, daß der Tagebau Pfännerhall durch das bisherige Reichsbahngleis in seiner Fortentwicklung äußerst behindert ist. Das Bild 11 läßt erkennen, daß dieser Tagebau bei der gegenwärtigen Situation nur noch für kurze Dauer die Möglichkeit

hat, in nördlicher und nordwestlicher Richtung aufzuschwenken.

Nachdem die Bahn zwischen Beuna und Neumark nach Norden zu verlegt worden ist und auch die Geisel in gleicher Weise umgeleitet wird, kann sich der Tagebau Pfännerhall in dem freigemachten Gebiet noch für eine Reihe von Jahren halten. Zur Verlegung des Reichsbahngleises selbst ist lediglich zu sagen, daß sie unter Einsatz zahlreicher Hilfsgeräte sehr schnell durchgeführt worden ist. Die Verlegung des neuen 5,2 km langen Gleises wurde von der Reichsbahn Anfang März 1952 begonnen und bereits Ende Juli beendet, so daß das Gleis jederzeit voll in Betrieb genommen werden kann. An der grundsätzlichen Lage im östlichen Geiseltal ändert sich aber durch die zwischen Beuna und Neumark vorgenommene Gleisverlegung nichts. Ein Blick auf die Karte (Bild 11) läßt erkennen, daß es sich auch bei dieser Verlegung nur um eine Zwischenlösung handelt, mit der man allerdings die erforderliche Zeit für die Durchführung eines großen Projektes gewinnt, demzufolge nicht nur die Bahn, sondern alle Verkehrsbänder und auch die Geisel endgültig aus dem kohleführenden Gelände verlegt werden sollen. Bevor ich über die endgültige Reichsbahnverlegung und das damit verbundene Dammkippenprojekt spreche, möchte ich das Kapitel „Rutschung am Reichsbahn-Sicher-

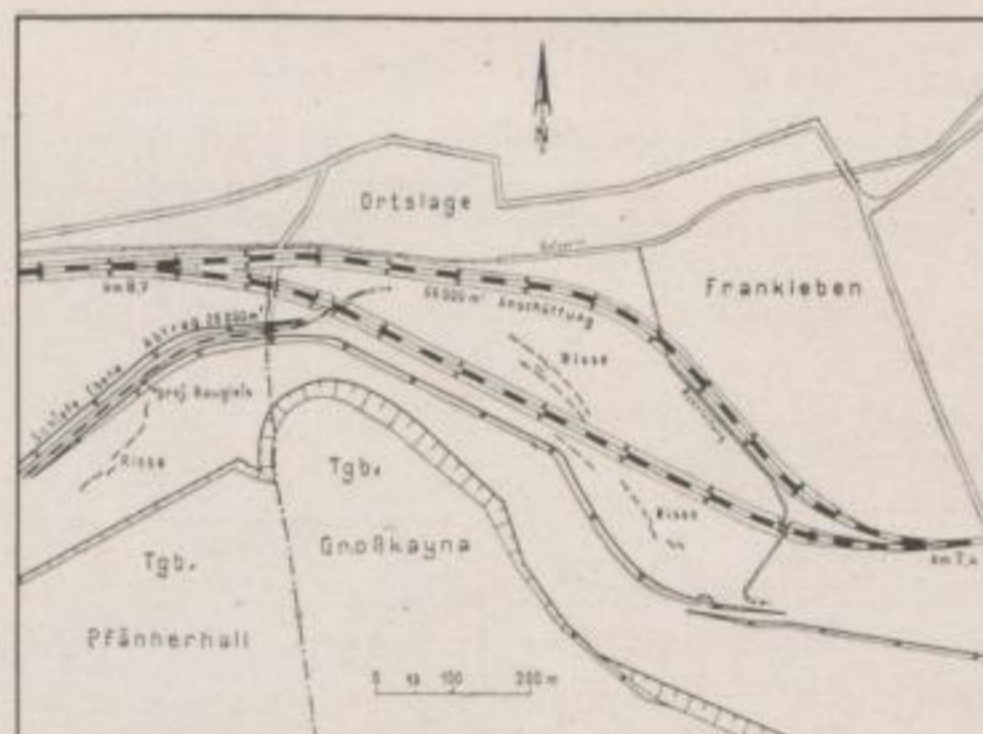


Bild 10. Örtliche Bahnverlegung von Bahn-km 7,4—8,7

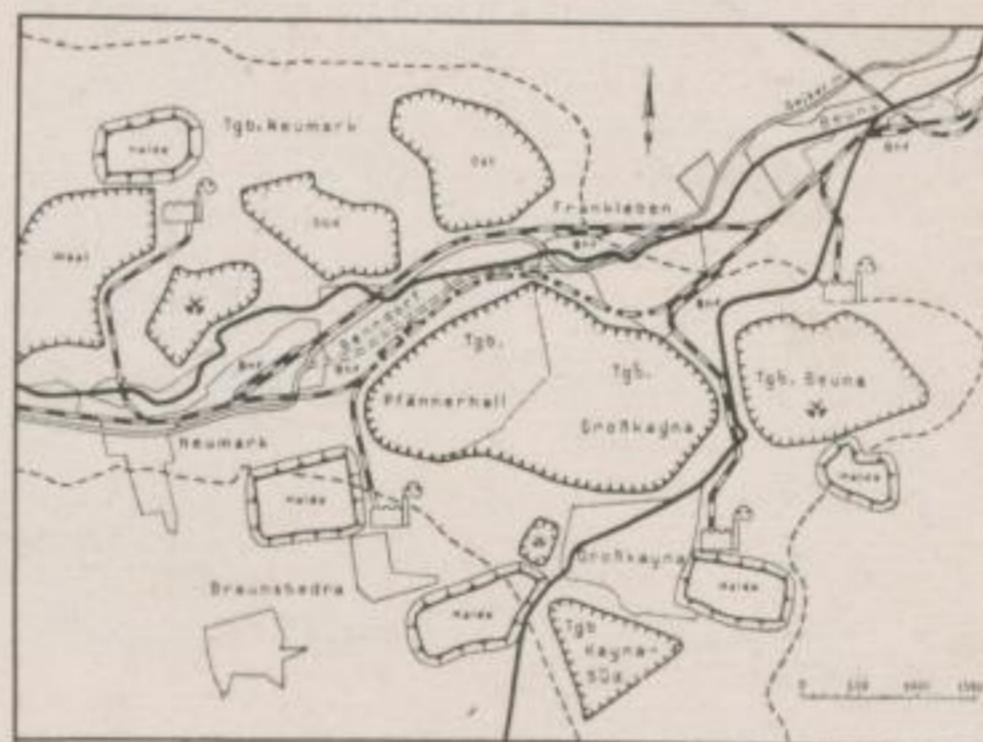


Bild 11. Östliches Geiseltal  
Nördliche Reichsbahnverlegung

heitspfeiler“ noch mit einer allgemeinen Bemerkung abschließen. Das vorliegende Beispiel einer Rutschung, die nicht zur Auslösung gelangt ist und deshalb äußerlich einen so ruhigen Verlauf genommen hat, zeigt einmal, wieviel gedankliche und betriebliche Arbeit auch in einem solchen Falle aufzuwenden ist, und es zeigt zum andern, daß man aus der Kenntnis der Ursachen heraus wohl in der Lage ist, gewisse Rutschungen mit Erfolg zu bekämpfen. Die dafür aufgewendeten Kosten sind zwar erheblich, aber gegenüber dem materiellen Schaden einer Rutschungskatastrophe doch unbedeutend. Im übrigen können Karten und Profile nur ein schwaches Bild von der Gefährlichkeit der am Reichsbahnsicherheitspfeiler überwundenen Situation geben. Den richtigen Eindruck erhält man, wenn man im Tagebau auf dem Liegenden steht und hoch über sich dicht an der Tagebaukante die Züge entlangfahren sieht.

Ich möchte nicht unterlassen, zuletzt noch die gute Zusammenarbeit des Betriebes mit dem Nachbarwerk Pfännerhall und allen vorgeordneten Dienststellen des Bergbaues sowie mit den Dienststellen der Reichsbahn hervorzuheben, die zweifellos viel mit zum Erfolge beigetragen hat.

Die Notwendigkeit einer großzügigen Bereinigung des Kohlenfeldes im Geiseltal ist zwar seit langem erkannt, aber die praktischen Folgerungen

aus dieser Erkenntnis waren wegen der z. T. gegensätzlichen Interessen der früheren Bergbaugesellschaften nicht gezogen worden. Immerhin haben aber die damit zusammenhängenden Projekte seit etwa 10 Jahren konkretere Formen angenommen, wenigstens was das östliche Geiseltal anbelangt. Das vordringlichste Interesse bestand und besteht darin, das Reichsbahngleis auf flözleeres Gebiet zu verlegen. Für die endgültige Reichsbahnverlegung sind verschiedene Trassen technisch und wirtschaftlich eingehend untersucht worden, deren Vorzüge und Nachteile hier im einzelnen nicht erörtert werden können. Auf dem Bild 12 ist deshalb nur die Trasse dargestellt, die übereinstimmend als die günstigste befunden worden ist, zumal da sie auch für die Verlegung der anderen Verkehrsbänder und der Geisel eine brauchbare Lösung darstellt.

Die geplante Linie verläuft von Neumark aus zunächst südwärts und dann in östlicher Richtung an der Hochhalde Pfännerhall vorbei bis Braunsdorf. Von dort führt sie in nordöstlicher Richtung bis an den Südrand des Tagebaues Großkayna, von dort weiter über einen noch zu errichtenden Damm zum Nordrand dieses Tagebaues, bis sie schließlich Anschluß an das alte Reichsbahngleis in Frankleben findet. Für Straße und Geisel ist praktisch dieselbe Linienführung vorgesehen. Das Kernproblem dieses Projektes bildet der seitens der HV Kohle als Schwerpunktvorhaben erklärte Bau des Damms quer durch den ausgekohlten Teil des Tagebaues Großkayna. Ein Profil längs der künftigen Dammachse (Bild 13) läßt erkennen, daß der 1,5 km lange Damm an der tiefsten Stelle 140 m hoch wird. Bis zur Verlegung der Verkehrsbänder auf der zunächst 220 m breiten Dammkrone werden für den Aufbau des gewaltigen Dammkörpers insgesamt 71 Millionen m<sup>3</sup> Massen benötigt. Es handelt sich hierbei nicht um einen Dammbau im üblichen Sinne, sondern um den Aufbau eines groß angelegten Kippensystems, dessen untere Scheibe von + 50 m NN und dessen obere Scheibe von + 100 m NN verkippt wird. Im übrigen muß der Bau der Dammkippe so durchgeführt werden, daß der Verkehr über den Damm spätestens 1959 aufgenommen werden kann.

Obwohl die endgültige Entscheidung über den Bau der Dammkippe zur Aufnahme der Verkehrsbänder erst Mitte 1952 gefallen ist, sind seit 1945 doch schon erhebliche Vorarbeiten dafür geleistet worden. So liegt ein allgemeines Kippenprojekt vor, das schon damals die Entwicklung des Dammkörpers in zwei Scheiben vorsah, wenn auch mit beschränkteren technischen Mitteln. Des weiteren sind mehrere Gutachten von Fachleuten der Wissenschaft und Praxis vorhanden, die sich mit den geologischen und hydrologischen Verhältnissen sowie mit dem technischen Aufbau des Kippenkörpers befassen. Vor allem aber haben die Werke Großkayna und Pfännerhall ab 1945 ihre Kippen so angelegt, daß die seitdem verkippten Massen alle dem Dammbau zugute kommen. Auf diese Weise sind bereits bis Mitte 1952 seitens Großkayna 16 Mill. m<sup>3</sup> und seitens Pfännerhall 9 Mill. m<sup>3</sup>, zusammen also 25 Mill. m<sup>3</sup> Massen innerhalb der Dammfurur verstürzt worden, weshalb von jetzt

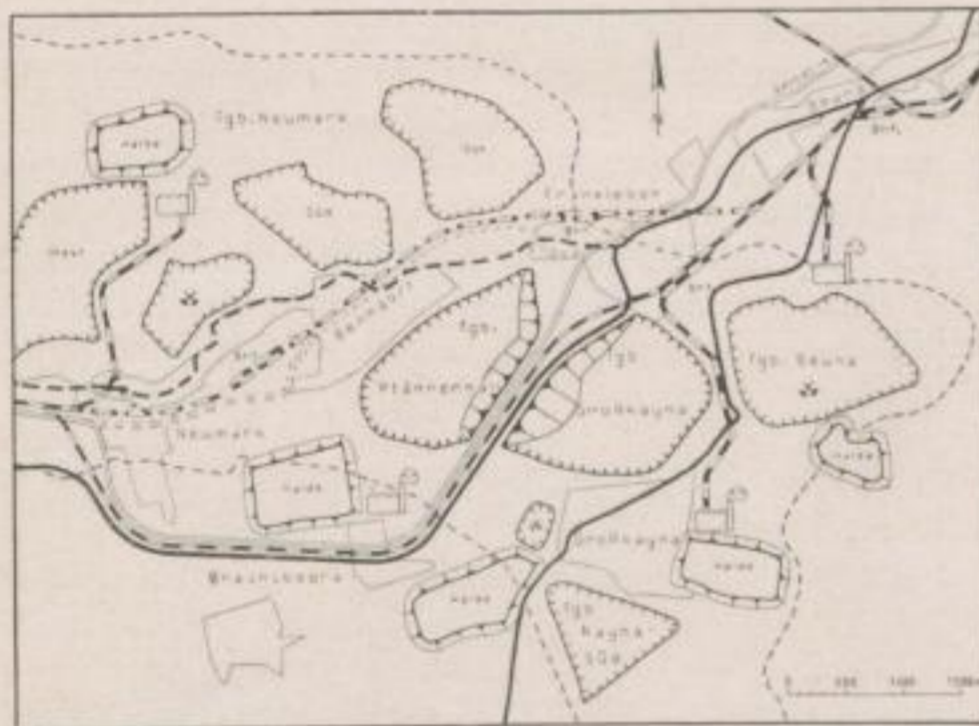


Bild 12. Östliches Geiseltal  
Endgültige Verlegung der Reichsbahn usw.

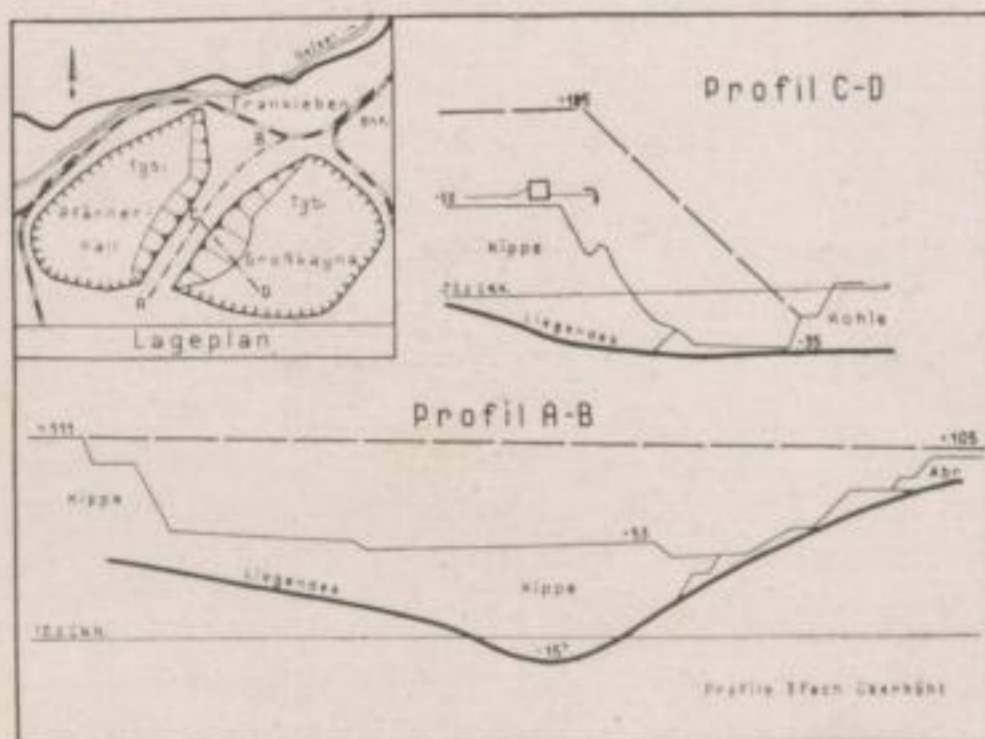


Bild 13. Dammkippe, Längen- und Seitenprofil

ab nur noch 46 Mill. m<sup>3</sup> zu verkippen bleiben. Wie z. T. aus dem Profil ersichtlich, sind die bisher eingebrachten Massen alle vom Südrand her angekippt worden, und zwar fast ausschließlich im Bereiche der unteren Scheibe.

Besonders Großkayna hat in Hinsicht auf die eventuelle Durchführung des Dammprojektes die 1945 neu angelegten Kippen so vorbereitet und betrieben, daß eine größtmögliche Standfestigkeit der Kippen, verbunden mit einer guten Kippenentwässerung, gewährleistet ist. Zur Herstellung einer einwandfreien Kippenunterlage wurde das Liegende dort, wo es not tat, bereinigt, indem u. a. auch alte Klärteiche ausgeräumt und die dabei gewonnenen Schlamm Massen auf eine Außenkippe gebracht wurden. Durch sortenmäßiges Verkippen der Abraummassen wurde in den unteren Kippenpartien eine grobe Sand- und Kiesschicht gebildet, die gut wasserdurchlässig ist und als Flächenfilter wirkt. Die wenigen Tonklumpen, die sich bei dem Absetzvorgang vor dem Kippenfuß ablagern, wurden abschnittsweise seitlich zusammengetrieben, wodurch die Bildung einer wasserstauenden Barre sowie einer zusammenhängenden, tonigen Rutschfläche vermieden wurde. Auf dem Liegenden sind Drainagegräben angelegt worden, die allerdings verhältnismäßig flach gehalten waren, um die durchschnittlich ca. 2 m mächtige Sandschicht über dem liegenden Ton nicht zu zerstören. Großkayna hat schließlich noch am Kippendrehpunkt eine Entwässerungsstrecke bis zum Liegenden vorgetrieben und damit die dort zusetzenden Wässer gelöst. Ebenso hat Pfännerhall im rückliegenden Gelände eine ähnliche Strecke aufgeföhren. Es muß festgestellt werden, daß die geschilderten, im Interesse der Kippenstandfestigkeit durchgeführten Maßnahmen in den letzten Jahren nicht mehr voll aufrecht zu erhalten waren. Wir werden deshalb diesem Mangel, der sich besonders durch die Einstellung des sortenmäßigen Verkippens ergibt, durch eine flachere Gestaltung der Dammböschung Rechnung tragen müssen, obwohl grundsätzlich die Voraussetzungen für die Standfestigkeit der Kippenböschungen günstig sind, weil vorwiegend gute Bodenarten verarbeitet werden. Der Anteil von Sand und Kies beträgt bei den Massen von Pfännerhall ca. 60% und bei denen von Großkayna 75%. Der meiste Abraum aber wird künftig vom Tagebau Kayna-Süd auf die fraglichen Kippen geföhren, wobei sich dessen Anteil an sandigen und kiesigen Massen auf mindestens 80% belaufen wird. Im Gewichtsmittel wird der Damm zu 75% mit gutstehendem Boden beschickt werden.

Die Frage der richtigen Abböschung des Kippensystems ist besonders eingehend untersucht und erörtert worden. Theoretisch sind nach einem Gutachten von Prof. Dr. KEGEL und Dr. SCHEIDIG die Böschungen in Form einer Hyperbel etwa so auszubilden, daß die Neigung von 1:5 an der Krone auf 1:10 am Böschungsfuß abnimmt. Dem entspricht im Durchschnitt eine Generalböschung von 1:7. Als Folge dieser außerordentlichen Verflachung ergibt sich eine sehr breite Dammsohle von ca. 2000 m, für die im Tagebau nicht genügend Platz vorhanden ist und die praktisch auch kaum

herzustellen wäre. Von seiten der Betriebe glaubt man, die Böschung mit Rücksicht auf den vorwiegend guten Boden ohne Gefährdung der Standfestigkeit steiler halten zu können, und auch RÜDEL äußert sich gutachtlich in diesem Sinne. Das jetzt zur Ausführung gelangende Projekt sieht eine Generalneigung der Böschung von durchschnittlich 1:4 und an der ungünstigsten Stelle von 1:3,5 vor. Die Dammsohle wird dabei immer noch bis 950 m breit. Auf jeden Fall aber wird das Ergebnis des wissenschaftlichen Gutachtens insofern berücksichtigt, als die Böschungen so flach gehalten werden, wie das praktisch möglich ist. Im übrigen können nach Fertigstellung des Dammes jederzeit noch Massen von + 50 m NN seitlich angekippt werden, wodurch sich eine zusätzliche Verflachung der Generalböschung und damit eine erhöhte Standfestigkeit des Kippensystems ergibt.

Von den 46 Mill. m<sup>3</sup> Abraum, die ab Mitte 1952 bis zur Beendigung des Dammbaues noch zu verkippen sind, entfallen 15 Mill. m<sup>3</sup> auf die untere und 35 Mill. m<sup>3</sup> auf die obere Scheibe. Zur Herstellung des unteren Satzes von + 50 m NN sind gegenwärtig ein Dammschütter b 650 mit einer praktischen Dauerleistung von 12 500 m<sup>3</sup>/Tag sowie zwei kleine Uihlein- und ein Übigau-Absetzer im Einsatz. Das Großgerät b 650, das den aus dem Tagebau Großkayna stammenden Abraum absetzt, stellt bis Ende 1954 insgesamt drei fingerartige Einzeldämme her, die gewissermaßen den Grundstock der unteren Scheibe bilden. Die zwischen den Einzeldämmen verbleibenden Räume werden von den genannten Kleingeräten verkippert, die gegenwärtig mit Massen aus dem Tagebau Pfännerhall den flachen Westflügel des unteren Dammes herstellen. Auf Bild 14 ist die Entwicklung der unteren Dammscheibe wiedergegeben, die an ihrem tiefsten Punkt 85 m hoch wird.

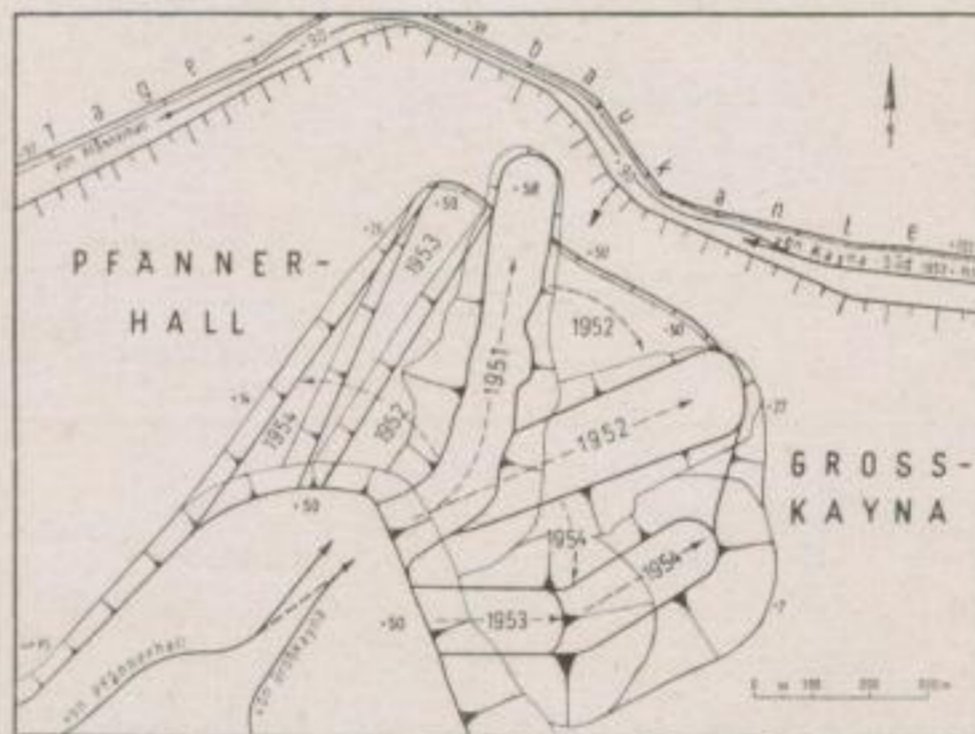


Bild 14. Dammkippe, untere Scheibe

Obwohl der Aufbau des unteren Dammkörpers erst Ende 1954 vollendet wird, kann schon Anfang 1955 mit der Anschüttung der oberen Scheibe von Norden her begonnen werden, wodurch die Gesamtbauzeit wesentlich verkürzt wird. Möglich ist das deshalb, weil der nördliche Teil des unteren Kippensatzes bereits Ende 1952 fertiggestellt ist und infolgedessen von obenher überkippt werden



kann. Am Nordrand des Tagebaues wird ein Absetzer b 650 mit einer praktischen Dauerleistung von ca. 15 500 m<sup>3</sup>/Tag angesetzt, der ab März 1953 vorwiegend mit Massen aus dem Tagebau Kayna-Süd beschickt wird und dem zur vollen Ausnutzung seiner Kapazität auch noch Massen von Pfännerhall zugefahren werden. Nach Vollendung des unteren Kippensatzes tritt ab Anfang 1955 beim Aufbau des Dammes eine wesentliche Veränderung ein, aus der sich eine beschleunigte Entwicklung der oberen Scheibe ergibt (Bild 15).

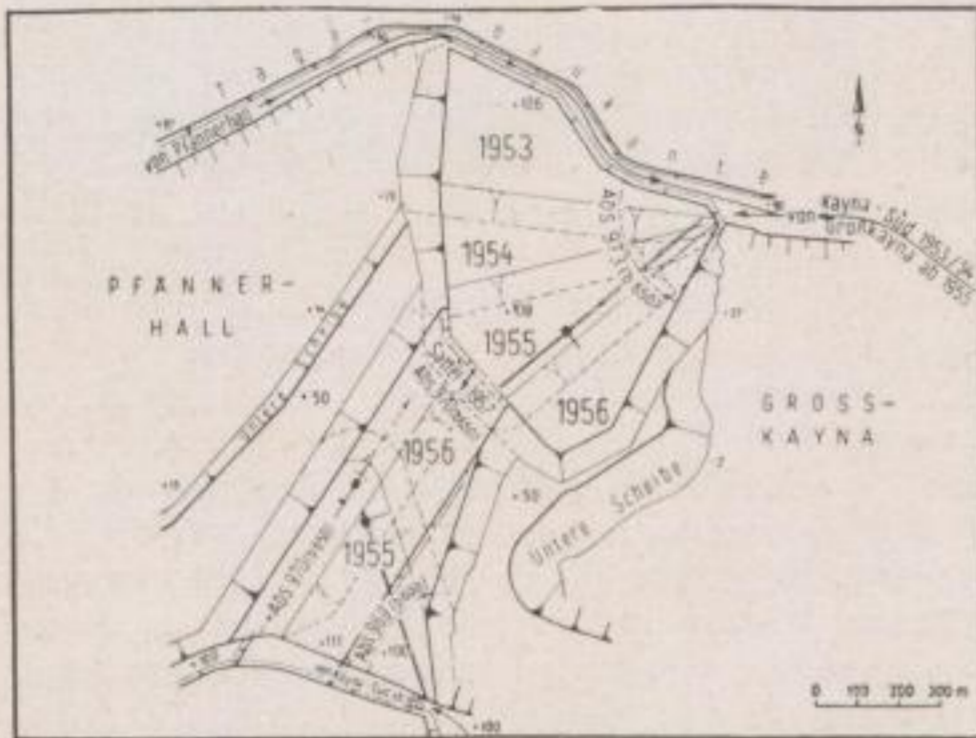


Bild 15. Dammkippe, obere Scheibe

Infolge einer Drehpunktverlegung im Tagebau Großkayna werden dessen Massen von diesem Zeitpunkt an dem Absetzer b 650 auf der Nordkippe zugeführt und dort, zusammen mit Abraum von Pfännerhall, verstäurzt. Damit entfällt die Beschickung dieses Gerätes von Kayna-Süd her. Am Südrand des Tagebaues Großkayna wird im Winterstillstand 1954/55 der Dammschütter b 650 von + 50 m NN nach + 100 m NN hochgebracht und gleichzeitig noch ein weiterer Absetzer b 600 eingesetzt. Beide Geräte werden mit Abraummassen von Kayna-Süd beschickt, wobei der b 600 beim Aufschwenken immer Auflage auf dem im Westen vom Absetzer b 650 angekippten Damm hat. Der Inhalt der oberen Scheibe einschl. der Krone beträgt 55 Millionen m<sup>3</sup>. Die Anschüttung der Dammkrone wird ab Herbst 1956 mit Absetzer b 650 durchgeführt,

so daß Mitte 1957 der Damm mit einer Mindestkronenbreite von 220 m hergestellt sein wird. Der folgende Massen-Zeitplan (Tab. 1) gibt Auskunft über den Anteil der einzelnen Tagebaue am Aufbau der verschiedenen Dammscheiben. Insgesamt liefert ab 1952 Großkayna 11,56 Mill. m<sup>3</sup> Massen, Pfännerhall 12,70 Mill. m<sup>3</sup> und Kayna-Süd 21,55 Mill. m<sup>3</sup>. Allein in den Jahren 1955 und 1956, der Zeit höchsten Kippenbetriebes, werden 11,8 bzw. 10,8 Mill. m<sup>3</sup> Abraum innerhalb der Dammfurur verstäurzt!

Ich habe in zusammengefaßter Form die Entwicklung des Dammkippensystems geschildert bis zu dem Zeitpunkt, an dem der Damm — sozusagen im Rohbau — fertiggestellt ist. Das ist Ende 1956, wenn man von dem Auftrag der für die Dammkrone erforderlichen obersten Scheibe absieht. Von da ab kann man dem Dammkörper 1 1/2 Jahre Zeit zum Setzen lassen. In der zweiten Hälfte des Jahres 1958 wird dann das Reichsbahngleis über den Damm verlegt und Anfang 1959 der Reichsbahnverkehr auf dieser Strecke aufgenommen. Bis zur Verlegung des Reichsbahngleises muß der Setzvorgang im Kippenkörper soweit abgeschlossen sein, daß nachträgliche Setzungen nur noch in geringem Umfang auftreten können. Die Setzung der unter + 50 m NN gelegenen Schichten ist mit Bestimmtheit bereits während des Aufbringens der oberen Scheibe restlos abgeschlossen. Auch die Setzung der über + 50 m NN angekippten Schichten wird bei Vollendung des Dammes infolge der großen Kippenhöhe bereits in erheblichem Umfang eingetreten sein, und in den folgenden 1 1/2 Jahren wird sich der Setzungsprozess noch weiter vollziehen. Die Erfahrung lehrt, daß der Setzvorgang in einer Kippe zunächst verhältnismäßig rasch vor sich geht, während die geringe restliche Setzung dann allerdings wesentlich länger dauern kann. Der Dammkörper wird entsprechend dem zu erwartenden Setzmaß überhöht werden, und außerdem wird man die oberste Schicht, die Dammkrone, voraussichtlich noch durch Anwendung des Rüttelverfahrens verdichten.

Die Frage, wie man das Niederschlagswasser auf der Dammkrone und den Zwischenbermen faßt und geregelt über die Böschungen abführt, wird an sich erst nach Fertigstellung der Dammkippe akut. Man ist sich aber jetzt schon im klaren, daß Wasserscheiden und ein System von Abfanggräben anzulegen sind und über die Böschungen befestigte Abfallgräben geführt werden müssen. Die Entscheidung darüber, ob man das Ableiten des Niederschlagswassers durch Aufbringen einer Tonschicht im Quergefälle 1 : 50 unterstützt, kann vorläufig noch zurückgestellt werden. Da auch die Geisel auf dem Damm verlegt werden soll, muß durch Anlegung von Rückhaltebecken im Einzugsgebiet der Geisel dafür gesorgt werden, daß bei Hochwasser nur so viel Wasser zufließt, wie das künstliche Geiselbett aufnehmen kann. Eine Ausuferung der Geisel muß auf jeden Fall vermieden werden. Trotzdem sind aber für den eventuellen Katastrophenfall ferner noch nach beiden Seiten des Dammes Überfälle vorzusehen, damit der Damm nicht durch

Tab. 1  
Angaben in 1000 m<sup>3</sup>

Jahr	untere Scheibe			obere Scheibe				Jns-ge-samt				
	Tiefkippe			Hochkippe								
	Gr.K.	Pf.	Σ	Gr.K.	Pf.	K.S.	Σ					
ab 1.6.1952	1900	1600	3 500					3 500				
1953	2 830	1 470	4 300	798	2 557	3 355	232	743	975	8 630		
1954	2 830	2 545	5 375	352	2 558	2 910	103	742	845	9 130		
1955				1 550	2 170	7 000	10 720	450	630	1 080	11 800	
1956				1 550	2 170	5 955	9 675	450	630	1 080	10 755	
1957						90	90		1 885	1 885	1 975	
Summe	7 560	5 615	13 175	3 100	5 490	18 160	26 750	900	1 595	3 370	5 865	45 790

Gr.K. = Großkayna insgesamt 11,56 Mio m<sup>3</sup>  
 Pf. = Pfännerhall " 12,70 Mio m<sup>3</sup>  
 K.S. = Kayna-Süd " 21,53 Mio m<sup>3</sup>

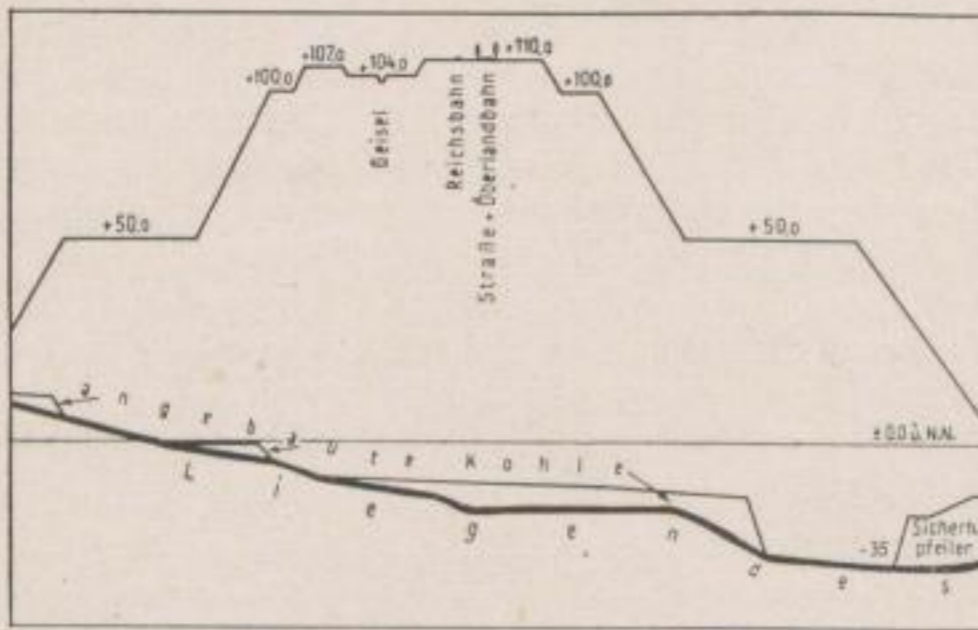


Bild 16. Dammkippe, Querschnitt

das Wasser gefährdet werden kann. Während die Straße und die Überlandbahn in gleicher Höhe wie die Reichsbahn über den Damm hinweggeführt werden, wird die Geisel in Anpassung an ihr natürliches Gefälle und zum Schutz der Verkehrsbänder etwas tiefer verlegt, wie der Querschnitt durch den Dammkörper auf Bild 16 zeigt.

Die Gestaltung des künftigen Geiselbettes im einzelnen ist noch ungeklärt. Nur soviel wäre hier darüber zu sagen, daß die Geisel einen normalen Wasserabfluß von  $0,5 \text{ m}^3/\text{sec.}$  aufweist und daß bei den bisherigen Geiselregulierungen eine Abflußmenge von  $12,5 \text{ m}^3/\text{sec.}$  berücksichtigt worden ist. Voraussichtlich wird auch im vorliegenden Falle der Bemessung des Geiselbettes dieser Erfahrungswert zugrundegelegt werden, der aus der Beobachtung früherer Hochwasserkatastrophen gewonnen worden ist. Noch größere Wassermengen müssen in die vorerwähnten Rückhaltebecken abgeleitet werden. Auch bezüglich der Ausführung der Straßen usw. stehen noch viele Fragen offen, deren Erörterung aber über den Rahmen dieses Vortrages hinausgehen würde, ganz abgesehen davon, daß diese Fragen erst in 5 Jahren akut werden.

Wie der Damm nach seiner Vollendung etwa aussehen wird, veranschaulicht die perspektivische Darstellung auf Bild 17.

Zu dem Bild selbst ist lediglich zu bemerken, daß das aufgebaute Kippensystem in dem Maße seinen dammartigen Charakter verlieren wird, wie sich später noch an die unteren Dammpartien Seitenkippen anlegen. Denken wir dann noch ein Stück weiter bis an die Zeit nach der Einstellung des Bergbaues, so wird sich später einmal der Zustand einstellen, daß der Grundwasserspiegel wieder ansteigt und infolgedessen der Damm auf beiden Seiten von großen Wasserflächen umgeben sein wird. Da für den Fall, daß zwischen den Wasserspiegeln auf den beiden Dammsseiten ein Höhenunterschied

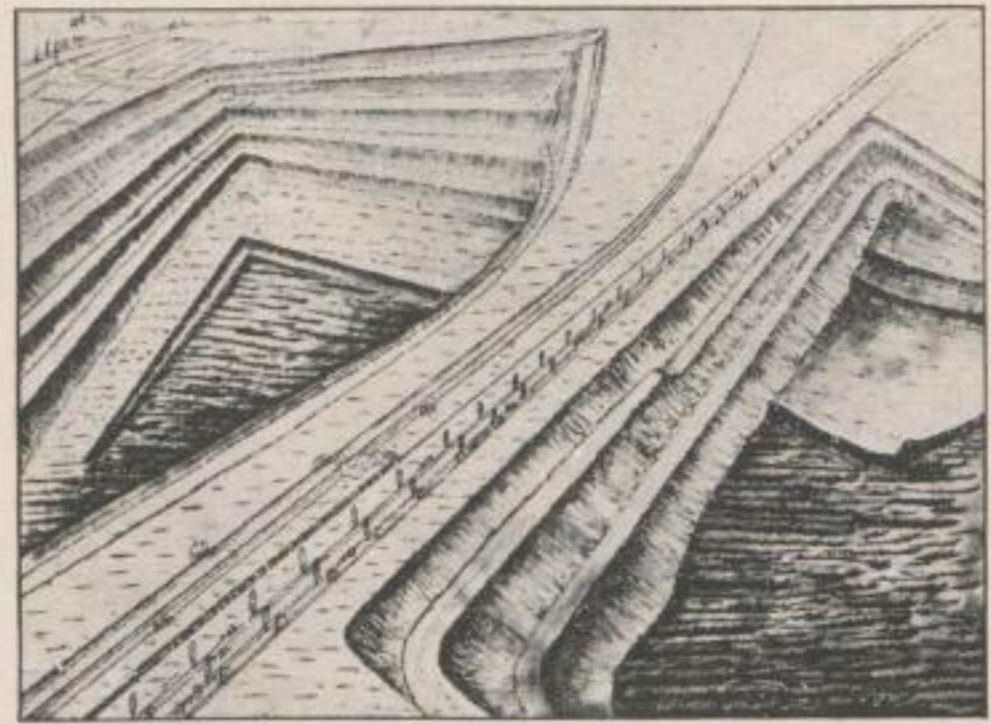


Bild 17. Dammkippe nach Fertigstellung

bestünde, gefährliche Sickerlinien entstehen und dadurch Auswaschungen herbeigeführt werden könnten, muß durch Anlegung eines Umlaufstollens für einen Wasserausgleich Sorge getragen werden. Erst nach Fertigstellung und Verfestigung des Dammkörpers wird man die richtige Stelle und die richtige Höhe für diesen Umlaufstollen angeben können. Ebenso müssen die Böschungen in Höhe des künftigen Wasserspiegels gegen Wellenangriff gesichert werden. Heute braucht uns das aber im einzelnen noch nicht zu beschäftigen; vielmehr ist jetzt unser gesamtes Augenmerk auf die planmäßige Entwicklung der Dammkippe zu richten.

Somit bin ich am Ende meiner Ausführungen. Ich habe den Bericht über die Rutschung am Reichsbahn-Sicherheitspfeiler Großkayna und über die dadurch ausgelösten Maßnahmen deshalb gegeben, weil ich glaube, daß er denen von einigem Nutzen sein könnte, die sich vielleicht einmal in einer ähnlichen Lage befinden werden. Mit meinen Ausführungen über die Dammkippe hoffe ich insofern das Interesse der Fachleute gefunden zu haben, als es sich um ein Projekt handelt, das in dieser Form im Braunkohlenbergbau noch nicht ausgeführt worden ist. Mit Genugtuung ist festzustellen, daß dieses große Projekt durch die Entschlußkraft der technischen Leitung der VVB Merseburg und der Leitung der HV Kohle nunmehr aus dem Zustand endloser Überlegungen in das Stadium der Verwirklichung getreten ist und als Schwerpunktvorhaben mit Energie vorwärtsgetrieben wird. Unsere Zeit verlangt entschlossenes Handeln! Ich darf mit einem Wort Goethes schließen, das uns bei unserer künftigen Arbeit leiten soll:

„Es ist nicht genug, zu wissen, man muß es auch anwenden;  
es ist nicht genug, zu wollen, man muß auch tun.“

— 398 —



## Neue Gesichtspunkte für den Abraumzugbetrieb in Braunkohlentagebauen

Von Dipl.-Ing. ROLF WERNER, Böhlen

Im Hinblick auf die maschinelle Ausrüstung müssen bei der Anlage und dem Betrieb aller Bergwerke folgende Forderungen gestellt werden:

1. Einsatz leistungsfähiger Ausrüstungen bei Neuanlagen
2. Wirtschaftliche Ausnutzung vorhandener Ausrüstungen
3. Betriebliche Sicherheit für die eingesetzten Ausrüstungen

Diese 3 Punkte haben auch für den Braunkohlentagebau im allgemeinen und den Abraumzugbetrieb im besonderen eine wesentliche Bedeutung. In den folgenden Ausführungen soll daher zu jedem der 3 Punkte ein kleiner Beitrag geliefert werden:

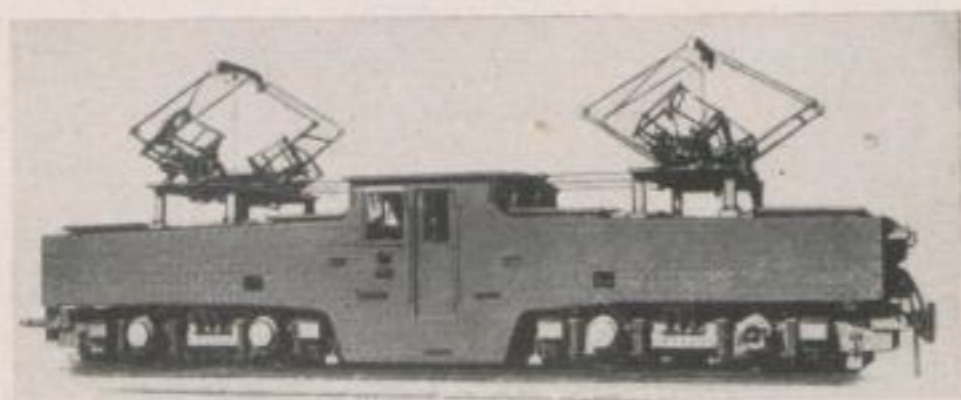


Bild 1. Elektrische Tagebaulokomotive EL 4 (BBC)  
Spurweite 900 mm; Dienstgewicht 75 t; Stundenzugkraft 12,4 t;  
Bauserie 1946—52

### Der Stand im Bau neuer Ausrüstungen Lokomotiven für 900-mm-Spur

Nach Kriegsende wurde von allen Abraumlomotiven für 900-mm-Spur bauenden Firmen Deutschlands der Bau der im Kriege typisierten 75-t-E-Loks EL 4 (Bild 1) — von LEW Hennigsdorf unter der abweichenden Typenbezeichnung EL 5 — wieder aufgenommen.

Da es besonders in den tiefen rheinländischen Tagebauen mit ihren langen, steilen Ausfahrten wünschenswert erschien, auf 900-mm-Spur noch schwerere Loks als die 4achsige 75-t-Lok einzusetzen, wurden von den Firmen AEG-Krupp und SSW-Henschel in den letzten Jahren E-Loks mit der Achsanordnung Bo-Bo-Bo und 120 t Dienstgewicht entwickelt (Bild 2) [1]. Die wichtigsten



Bild 2. Elektrische Tagebaulokomotive EL 10 (SSW)  
Spurweite 900 mm; Dienstgewicht 120 t; Stundenzugkraft 18,2 t;  
Baujahr 1952

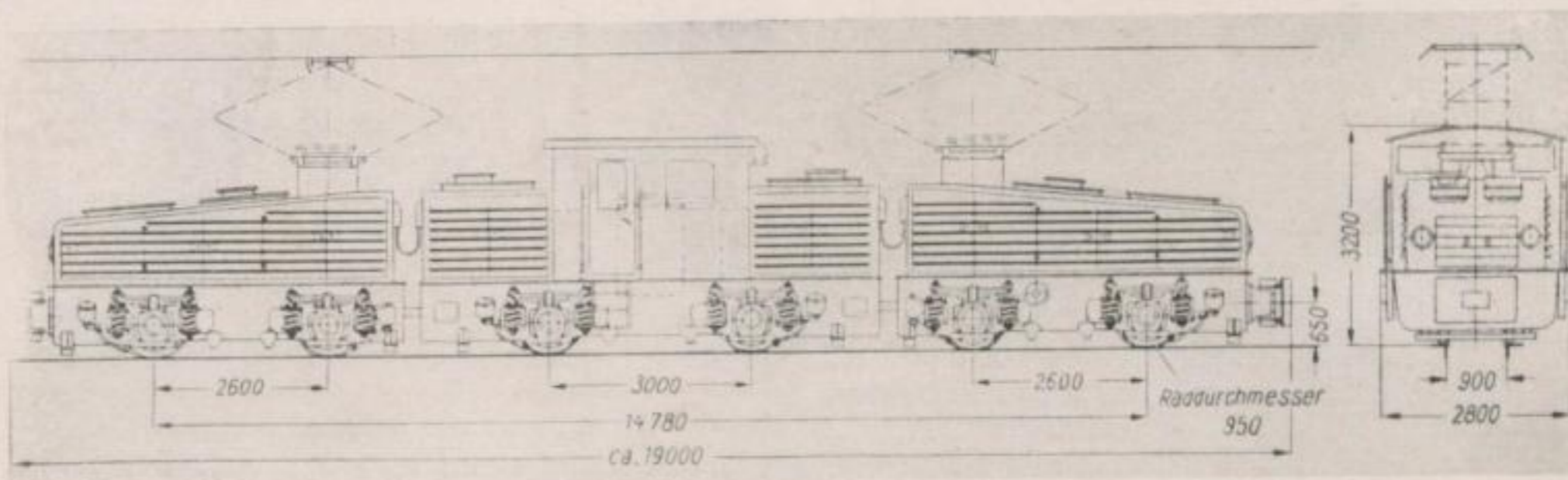


Bild 3. Elektrische Tagebaulokomotive EL 10 (SSW)  
Spurweite 900 mm; Dienstgewicht 120 t; Stundenzugkraft 18,2 t; Baujahr 1952

Tab. 1. Daten der 120-t-Lok für 900-mm-Spur

Baufirma	AEG	SSW
Achsanordnung	Bo — Bo — Bo	Bo — Bo — Bo
Dienstgewicht (t)	120	120
Achsdruck (t)	20	20
Fahrleitungsspannung (V)	1200 Gs	1200 Gs
Stundenleistung der Lok (kW)	1188	1140
Höchstgeschwindigkeit (km/h)	50	45
max. Zugkraft (t)	36	30
Baujahr	1952	1951

Daten der neuen Loks sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Nach Angabe der SSW hatten Voruntersuchungen zu dem Ergebnis geführt, daß die schon früher für Normalspur angewendete Bauart Bo-Bo-Bo in bezug auf Gleislage und Entgleisungsgefahr günstiger ist als die Bauart Co-Co. Bild 3 zeigt die dreiteilige Maschine mit den wichtigsten Abmessungen. Die Lok ist wie ihre Normalspurschwester auch mit 2 Teilen noch betriebsfähig.

Die 6 Motoren der Lok sind in einer Dreigruppenfahrtschaltung zusammengefaßt (Bild 4 oben), wodurch sich drei Dauerfahrstufen bei voller Erregung der Fahrmotoren ergeben. In der ersten Anfahrgruppe liegen 3 Motoren in Reihe und die beiden Gruppen parallel, in der zweiten 2 in Reihe und 3 Gruppen parallel, in der dritten 2 in einer Gruppe parallel und die 3 Gruppen zueinander ebenfalls, d. h. alle 6 Motoren parallel. Für Zugfernsteuerung bei der Beladung ist noch eine Langsamfahrtschaltung eingebaut, bei der alle 6 Motoren in einer Reihe liegen. Diese Schaltung ermöglicht, wie aus Bild 4 unten zu ersehen ist, eine weitgehend verlustlose Anpassung der Fahrgeschwindigkeit an die Betriebsverhältnisse.

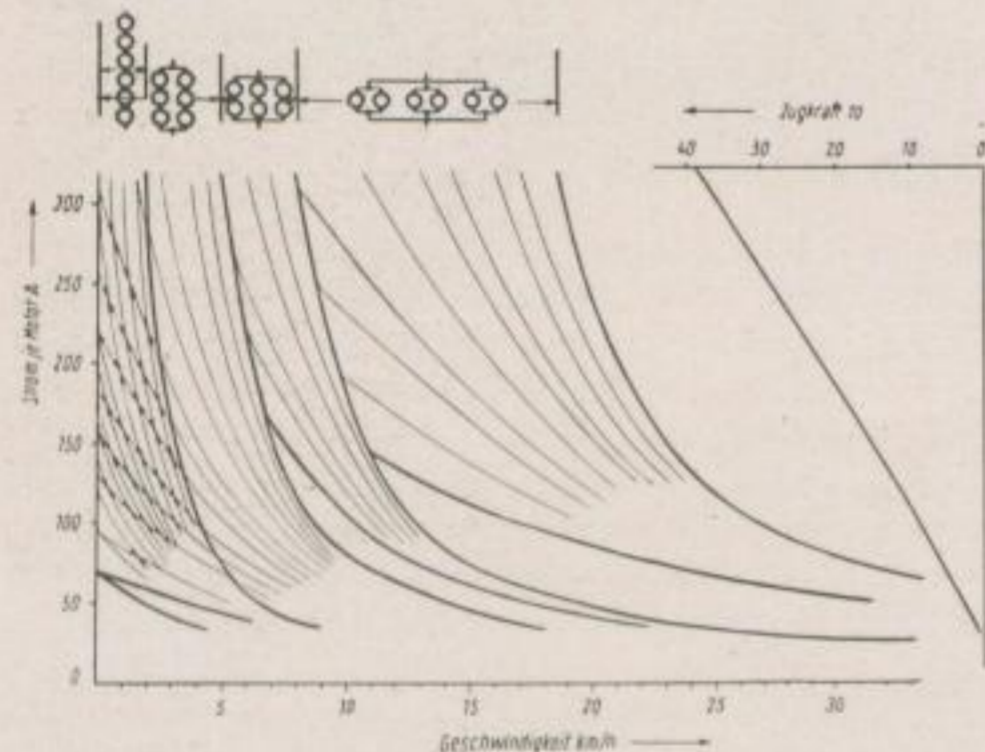


Bild 4. Elektrische Tagebaulokomotive El 10 (SSW)  
Motorenschaltung und Anfahrkennlinien

Die Achslastunterschiede werden bei den Loks der SSW durch Drehmomentenausgleichsschaltung kompensiert. Die AEG-Lok besitzt im Gegensatz dazu rein mechanischen Achslastausgleich und ist mit einer Schaltwerksteuerung gegenüber der bisher üblichen Fahrshaltersteuerung ausgerüstet. Die Betätigung des Schaltwerkes soll bei der Be-

ladung des Zuges drahtlos durch UKW vom Bagger aus erfolgen.

Durch diese neue schwere Lok können die Zuginhalte der 900-mm-Spur-Betriebe mit stärkeren Steigungen erheblich vergrößert werden. In den meisten mitteldeutschen Betrieben mit ihren geringeren Steigungen dürfte sich die erhöhte Zugkraft der Lok kaum ausnutzen lassen.

#### Normalspurlokomotiven

Bei Kriegsende hatten im wesentlichen zwei Lokomotivtypen in normalspurigen Braunkohlentagebaubetrieben Eingang gefunden, und zwar die 80- bis 100-t-E-Lok, Bauart Bo-Bo (Bild 5) und die 120- bis 150-t-E-Lok, Bauart Bo-Bo-Bo (Bild 6), beide für 1100 bis 1500 V Gleichstrom und eine maximale Stundenleistung pro Motor von 277 kW ausgelegt. Die 150-t-Lok wird jetzt, im wesentlichen unverändert, von den tschechoslowakischen Lokomotivfabriken gebaut.

In den letzten Jahren entwickelten die LEW „Hans Beimler“ Hennigsdorf eine neue Normal-



Bild 5. Elektrische Tagebaulokomotive El 2 (SSW)  
Spurweite 1435 mm; Dienstgewicht 80—100 t; Stundenzugkraft 13—17 t; Bauzeit seit 1934

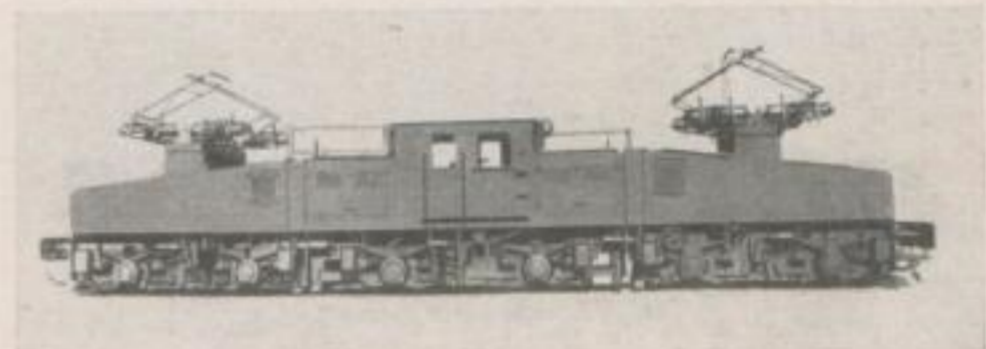


Bild 6. Elektrische Tagebaulokomotive „Otto Scharf“ (SSW)  
Spurweite 1435 mm; Dienstgewicht 120—150 t; Stundenzugkraft 22—26 t; Bauzeit seit 1940

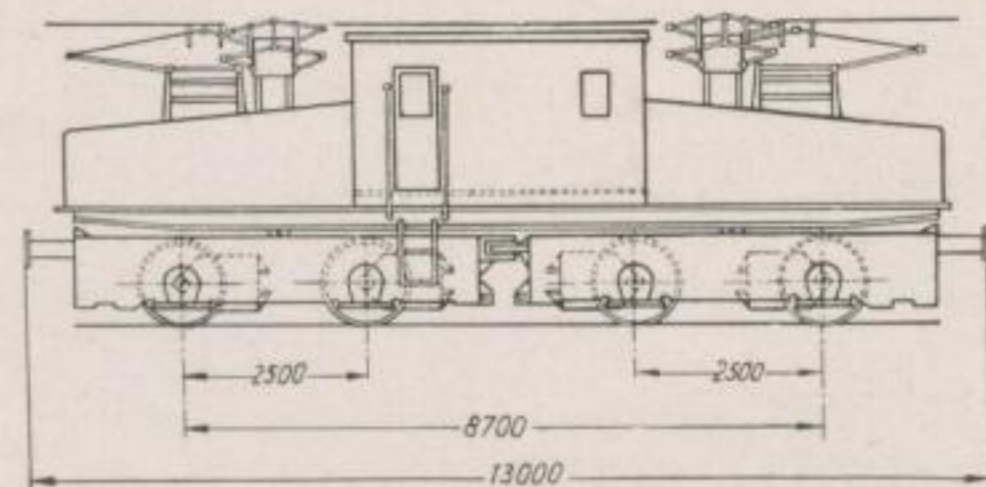


Bild 7. Elektrische Tagebaulokomotive El 2 (LEW)  
Spurweite 1435 mm; Dienstgewicht 100 t; Stundenzugkraft 17 t; Bauserie 1952

spurabraumlok von 100 t: Type EL 2 für Fahrdratspannungen von 2400 V (Bild 7) [2].

Der durchgehende Oberrahmen der Lok trägt in der Mitte das geräumige Führerhaus. Die anschließenden Vorbauten sind abhebbar, so daß alle dort untergebrachten Ausrüstungsteile gut zugänglich sind. Jede Achse wird durch einen Tatzlagermotor von 350 kW Stundenleistung über ein doppelseitiges Zahnradvorgelege angetrieben. Mit Rücksicht auf die hohe Spannung wurde an Stelle des Nockenfahrers eine Schützensteuerung verwendet. Die Hauptstromabnehmer sind zur Erleichterung des Abziehens mit einer Druckluftzughilfe ausgestattet. Die Lok wird auch für 1200 V Spannung gebaut.

Für die Neuaufschlüsse des rheinischen Braunkohlenbergbaues hat man sich, nachdem ursprünglich ebenfalls 2400 V Gleichstrom vorgesehen waren, nunmehr für Umformerlokomotiven von 6 kV Netzspannung und Nutzstrombremsung entschieden, da die Unterbringung ausreichender Anfahr- und Bremswiderstände bei 2400 V Gleichstrom Schwierigkeiten gemacht hätte. Die Umformung der einphasigen Wechselstroms, 50 Hz in Gleichstrom und umgekehrt, erfolgt durch einen in der Lok eingebauten Leonard-Umformer, bestehend aus einem Synchronmotor und einem Gleichstromgenerator. Beachtenswert sind die Fahrmotoren der Bauart BBC: Verbundmotoren für 800 V und 470 Ampere mit 370 kW Stundenleistung. Synchronmotor und Leonard-Generator haben je 1500 kW und eine Nennzahl von 1500 U/min. Von der AEG und der SSW sind die neuen Loks als Doppelloks projektiert, für deren Steuerung eine Schaltwerk-Steuerung mit elektrischen Wellen und Steuerkabelverbindung zwischen beiden Loks entwickelt wurde [5].

Bisher (Okt. 1952) sind 56 solcher Umformerloks in Auftrag gegeben worden. In Tab. 2 sind die wichtigsten Daten der neuen Normalspurloks zusammengestellt.

Tab. 2. Daten der neuen Loks für Normalspur

Baufirma	LEW	BBC	AEG
Achsanordnung	Bo - Bo	Bo - Bo	Bo - Bo + Bo - Bo
Dienstgewicht (t)	100	~ 120	2 x 120
Achsdruck (t)	25	30	30
Fahrleitungsspannung	1200/2400 VGs	6 kV 50 Hz	6 kV 50 Hz
Stundenleistung eines Motors (kW)	350	370	350/400
Stundenleistung der Lok (kW)	1400	1480	2300/3200
Höchstgeschwindigkeit (km/h)	70	72	72,5
Zugkraft (t)	Std.Z 17	5 min 24	max 72

Zusammenfassend kann über die neuentwickelten Normalspurlokomotiven gesagt werden, daß sich die mechanischen Teile bei den verschiedenen Baufirmen durch die Gewichte und die Achsdrücke, die bis zu 30 t ansteigen, unterscheiden. Was die elektrische Ausrüstung betrifft, so weisen alle Ausführungen gegenüber den bisherigen eine höhere

installierte Leistung pro Achse auf. Unterschiede zeigen sich nur insofern, als man sich in Westdeutschland für 6 kV 50 Hz-Umformerlokomotiven entschieden hat, während in der DDR das bewährte Gleichstromprinzip unter Erhöhung der Fahrdratspannung von 1200 auf 2400 V beibehalten wurde. Das prinzipiell Neue an der Entwicklung ist, daß man den Übergang zu höheren Fahrleitungsspannungen gewagt hat.

#### Sonderbauform

Eine weitere neue elektrische Lokomotive möchte ich, obwohl sie in erster Linie für Kohlenbahnen mit ihren steilen Ausfahrten und festverlegten Strecken in Frage kommt, nicht unerwähnt lassen (Bild 8); es ist dies eine Zahnradlok der BBC mit 50 t Dienstgewicht, 2 Laufachsen und 4 Zahnradantrieben in der Achsanordnung 1 - 4Zo - 1 [4]. Zwei Loks dieser Type kamen Ende 1949 zum Einsatz und haben sich seitdem gut bewährt. Einen Zahnradgetriebebesatz dieser neuen Zahnradloks zeigt Bild 9.

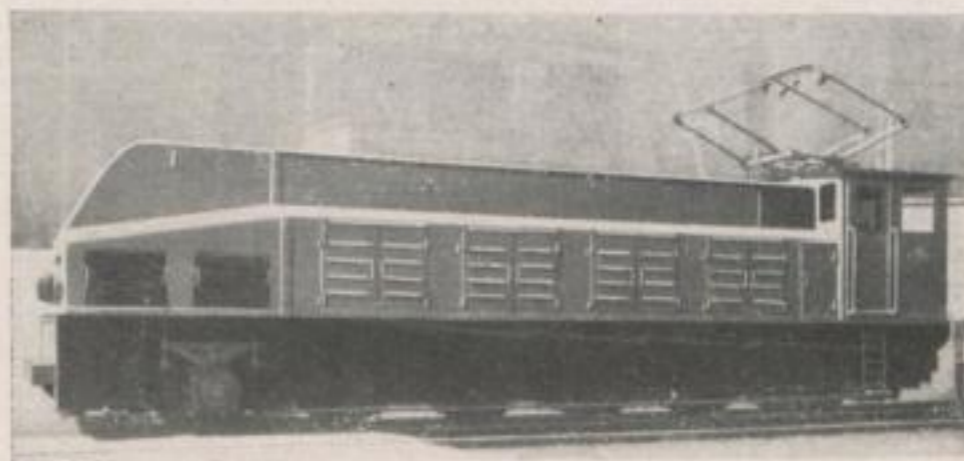


Bild 8.  
Neue Zahnradlokomotive für den Braunkohlenbergbau  
Spurweite 900 mm; Dienstgewicht 50 t; Zugkraft 64 t max.;  
Baujahr 1949; Firma BBC

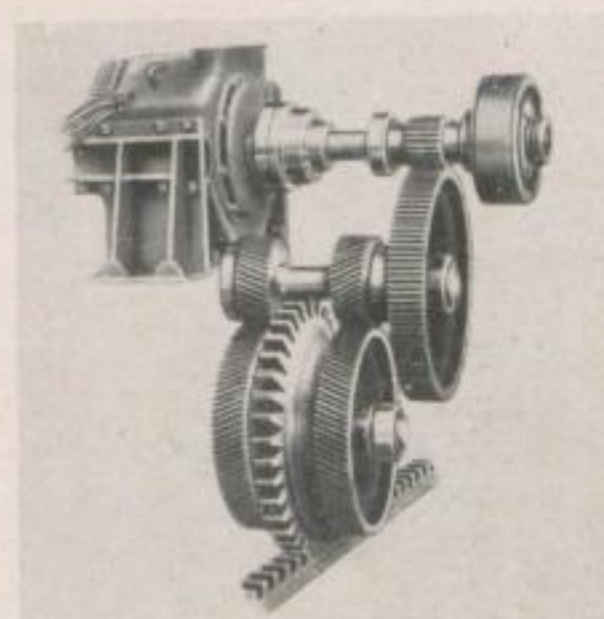


Bild 9.  
Getriebebesatz der  
neuen Zahnradlokomotive

#### Abraumwagen

Bei Kriegsende liefen an Abraumwagen in deutschen Braunkohlentagebauen im wesentlichen auf 900-mm-Spur die 4achsigen 16- u. 25-m<sup>3</sup>-Wagen und auf Normalspur der 4achsige 36-m<sup>3</sup>-Wagen und der 6achsige 55-m<sup>3</sup>-Wagen. Der 6achsige 36-m<sup>3</sup>-Wagen für 900-mm-Spur und der 60-m<sup>3</sup>-Wagen für Normalspur sind wohl nur in wenigen Exemplaren versuchsweise im Einsatz gewesen.

In den Nachkriegsjahren wurde der Bau von 25-m<sup>3</sup>-Abraumwagen für 900-mm-Spur wieder auf-

genommen. Unsere LOWA-Werke bauten zunächst den *Linke-Hoffmann*-Einheitswagen mit verbessertem Kippmechanismus, verstärkten Radsätzen und Federn sowie einem neuen System der Drehpfanenschmierung, der sogenannten Starrschmierung.

Dem Bedarf an Abraumwagen in Normalspurbetrieben wurde man durch den Einsatz eines 4achsigen 40-m<sup>3</sup>-Wagens der LOWA Bautzen gerecht (Bild 10). Der Wagen unterscheidet sich äußerlich von früheren Abraumwagenkonstruktionen besonders durch die Stahlgußausführung der Drehgestelle, die verstärkten Kupplungen unter Anwendung von Stahlguß, durch die Blechkonstruktion des Untergestelles und die gerundete Kastenform. Zur Zeit wird für diesen Wagen eine Achssteuerung entwickelt, bei der durch ein zusätzliches Gestänge am Drehgestell eine radiale Einstellung der Achsen beim Kurvenlauf gewährleistet werden soll, um den bisher außergewöhnlich großen Verschleiß der Spurkränze zu verringern.

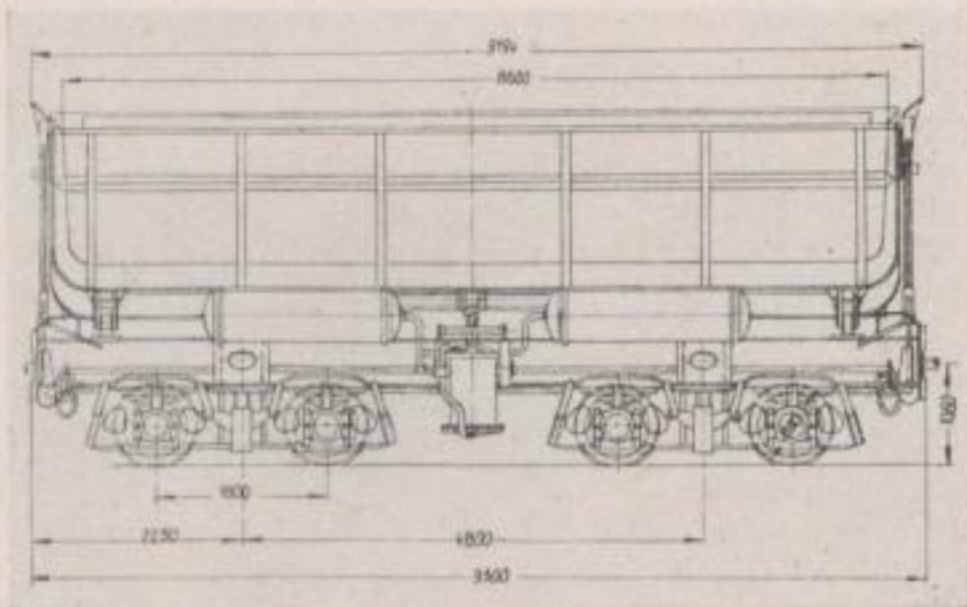


Bild 10. 4achsiger Kastenkipper der LOWA  
Spurweite 1435 mm; Kasteninhalt 40 m<sup>3</sup>; Tragfähigkeit 80 t;  
Baujahr 1952

In Anlehnung an die Konstruktion des 40-m<sup>3</sup>-Wagens wurde im letzten Jahr von der LOWA auch der 25-m<sup>3</sup>-Wagen umkonstruiert (Bild 11). Im wesentlichen wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- Untergestell in Blechkonstruktion gegenüber I-Träger,
- gerundete Kastenform,
- Verbesserungen an Klappflügeln, Verschlusswelle, Kastenabstützung, Kippmechanismus, Zug- und Stoßvorrichtung und Achslagern.

Um der Entwicklung zum Großtagebau auch auf dem Gebiete des Abraumwagenbaues Rechnung zu tragen, wurde der 6achsige 60-m<sup>3</sup>-Wagen weiterentwickelt und der Übergang zu Sachsigen Wagen riskiert (Bild 12).

Bei diesen sind je 2 zweiachsige Drehgestelle durch eine Brücke zu einem 4achsigen Drehgestell zusammengefaßt, auf dem der Kastenträger ruht. Durch eine besondere Bauart der Brücke ist eine niedrige Bauhöhe der Wagen gewährleistet<sup>1</sup>. Wagen mit dieser Achsanordnung sind bisher mit 75 bis 86 m<sup>3</sup> Kasteninhalt geliefert worden. Mit diesen

<sup>1</sup> Inzwischen sind noch andere Verlagerungssysteme der Sachsigen Abraumwagen entwickelt worden, vgl. Brk. 1952 H. 19/20, Bericht über Faberg-Tagung 1952.

Sachsigen Wagen ist das internationale Normalspurwagen-Umgrenzungsprofil mit 3,15 m Wagenbreite um 55 cm überschritten worden. Das dürfte das umwälzendste Ereignis im Abraumwagenbau seit dem Übergang von 900 mm auf Normalspur sein.

Die Frage, inwieweit mit der neuen Wagenbreite von 3,70 m das absolute Maximum erreicht ist, wäre wie folgt zu beantworten: Zur Erzielung einer ausreichenden Standsicherheit ist das Verhältnis Wagenbreite : Spurweite von Bedeutung. Im Abraumwagenbau hat sich bei 900-mm-Spur ein Verhältnis von 3,0 : 1 bewährt. Bei Anwendung dieses Verhältnisses würde die Grenzbreite von Normalspurwagen 4,50 m betragen, d. h. aber, daß hinsichtlich der Standsicherheit die bei den Sachsigen Wagen erreichte Wagenbreite von 3,70 m noch um 60 cm vergrößert werden könnte.

Unsere volkseigenen LOWA-Werke werden die Konstruktionsarbeiten für 60-m<sup>3</sup>- und 80-m<sup>3</sup>-Wagen in Kürze aufnehmen.

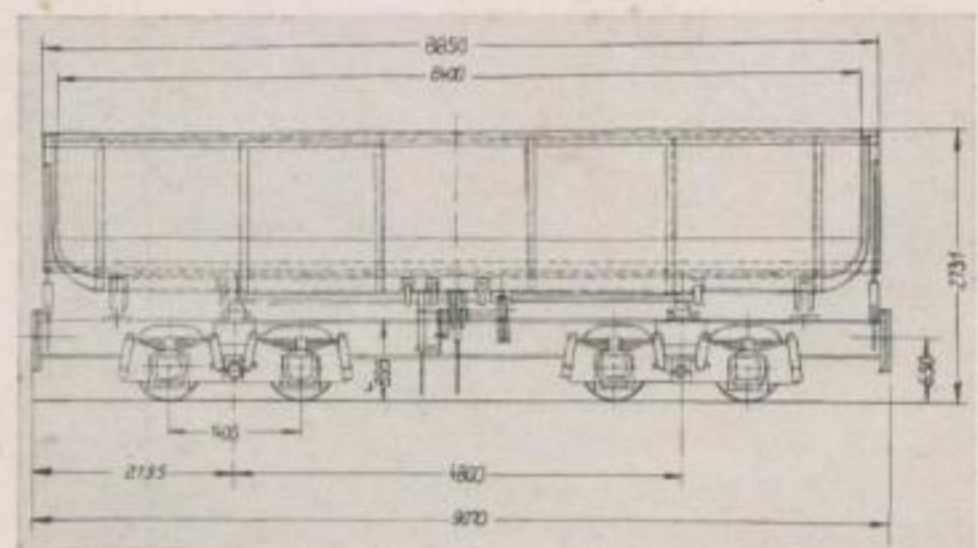


Bild 11. 4achsiger Kastenkipper der LOWA  
Spurweite 900 mm; Kasteninhalt 25 m<sup>3</sup>; Tragfähigkeit 50 t;  
Baujahr 1952

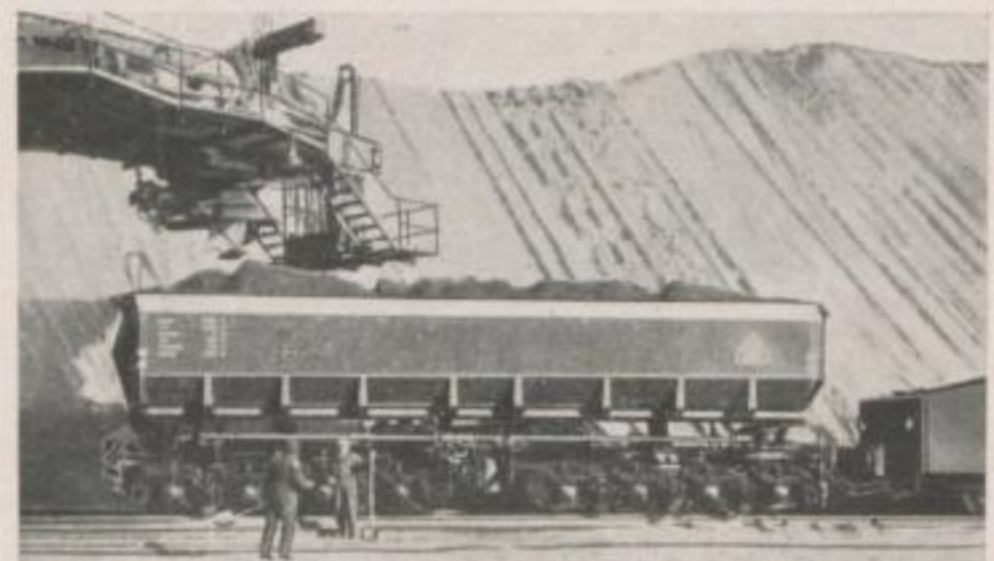


Bild 12. Normalspuriger, Sachsiger Kastenkipper mit Hand- und Druckluftbetätigung für Abraumbetrieb in Braunkohlengruben

Die Daten der wichtigsten im Abraumzugbetrieb eingesetzten Wagentypen sind aus dem folgenden Diagramm zu entnehmen (Bild 15).

Es zeigt sich, daß der für die Wirtschaftlichkeit eines Zuges wichtige Nenninhalt/lfd m (Kurve 1) vom 6- zum 80-m<sup>3</sup>-Wagen linear ansteigt. Nur bei den Übergangsgrößen von Schmal- auf Normalspur treten stärkere Abweichungen auf, und zwar haben die von der LOWA gebauten 25-m<sup>3</sup>- und be-

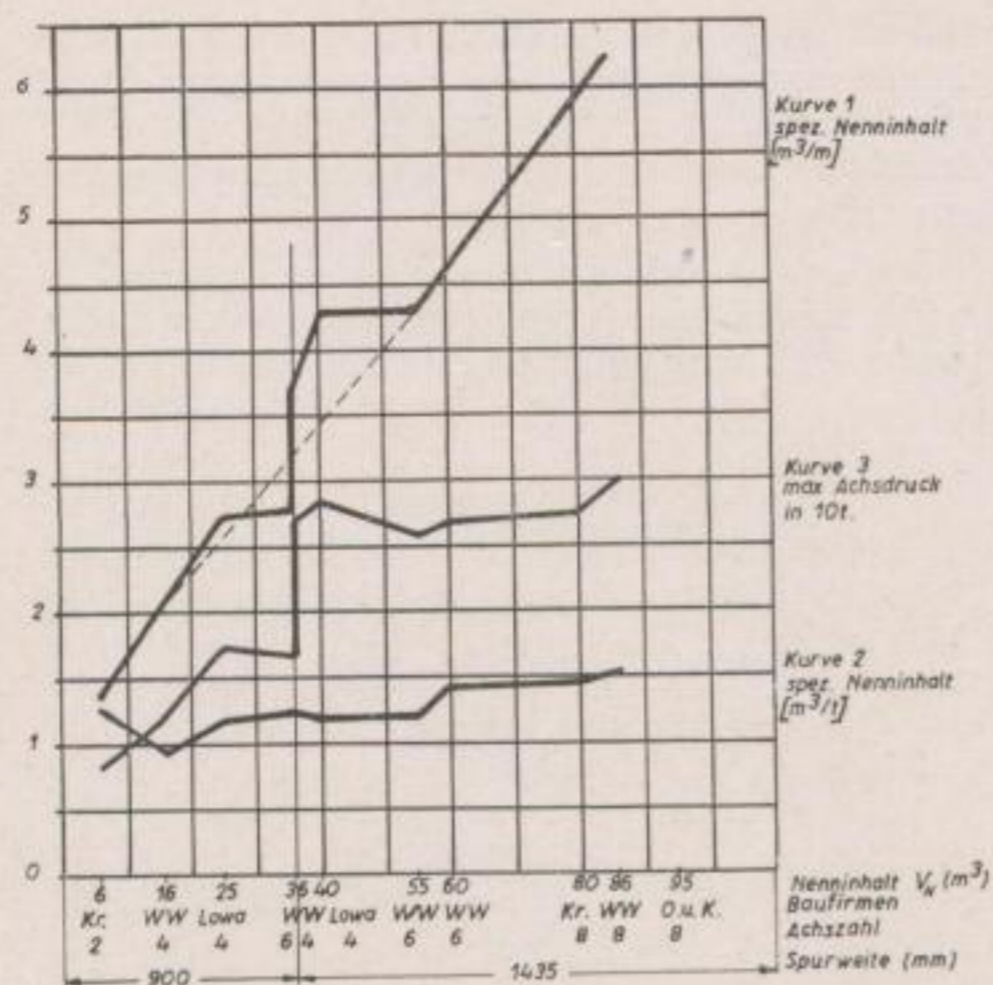


Bild 15. Entwicklung im Bau von Abraummwagen

sonders der 40-m<sup>3</sup>-Wagen größere spez. Nenninhalte, als der linearen Funktion entspricht. Diese Tatsache rechtfertigt den Bau dieser 4achsigen Wagen, und es dürfte in Erwägung zu ziehen sein, ob man nicht allgemein auf den Bau dieser einfachen Wagentypen zurückkommt, wenn sich die Mammutwagen mit den 4achsigen Drehgestellen und dem überschrittenen Normalquerschnitt im Betrieb nicht bewähren sollten.

Die Kurve der spez. Nenninhalte/lfd m (Kurve 1) zeigt aber gleichzeitig, daß der 6achsige 36-m<sup>3</sup>-Wagen für 900-mm-Spur keine wesentliche Verbesserung gegenüber dem 25-m<sup>3</sup>-Wagen darstellt.

Die Kurve 2, die Kurve des Nenninhaltes/t Eigengewicht, die ein Maß für das Nutzlast: Totlastverhältnis bei Abraummwagen ist, läßt ein besonders ungünstiges Verhältnis bei den 16-m<sup>3</sup>-Wagen, dagegen besonders günstige Verhältnisse bei den 60- bis 80-m<sup>3</sup>-Wagen erkennen. Die guten Werte für die 60- bis 80-m<sup>3</sup>-Wagen lassen auf die Verwendung von St 52 schließen.

Die Achsdruckkurve (Kurve 3) schließlich weist beim Übergang von Schmal- auf Normalspur einen gewaltigen Sprung auf von 17,5 t auf etwa 27,5 t und pendelt dann mit einer gewissen Gesetzmäßigkeit zwischen 25 und 30 t auf und ab.

Zusammenfassend kann über die Entwicklung der Abraummwagen für Normalspur gesagt werden, daß hinsichtlich der betrieblichen Kennwerte die Entwicklung zum Mammutwagen gerechtfertigt ist. Sollte sich allerdings das Betriebsverhalten der 6achsigen 60-m<sup>3</sup>-Wagen und besonders der 8achsigen Mammutwagen gegenüber den einfacheren 4achsigen 40-m<sup>3</sup>-Wagen der LOWA als schlechter erweisen, so dürften auch für den künftigen Großtagebau die 40-m<sup>3</sup>-Wagen mit ihrem schon beachtlich günstigen spez. Wageninhalt unbedingt zu bevorzugen sein.

Für 900-mm-Spur weist der 25-m<sup>3</sup>-Wagen bei einfacherem Bau ebenso gute Kennwerte auf wie der 6achsige 36-m<sup>3</sup>-Wagen, so daß ersterer wohl

auch in Zukunft in Abraumbetrieben mit Schmalspurbahnen vorherrschen wird.

#### Wirtschaftliche Ausnutzung

In den Zusatzerläuterungen Kohle zum VEB-Plan 1952 steht S. 7 in Fettdruck:

„Durch eine besondere Berechnung auf der Rückseite des Planes ist unter Berücksichtigung der Wege und Steigungsverhältnisse festzulegen, wieviel Wagen die Lok ziehen müßte, um ausgelastet zu sein.“

Die gleiche Aufgabenstellung liegt für die Ermittlung der optimalen Zugleistung in den BK-Formularen vor.

Die Berechnung der maximalen Wagenzahl erfolgte bisher mit Hilfe der Formel

$$Q = \frac{Z}{W}, \text{ worin } Q = \text{Zuggewicht}$$

$Z$  = Zugkraft der Lok

$W$  =  $\Sigma$  Widerstände ist

und  $W$  von den einzelnen Werken verschieden eingesetzt wurde.

Da dieses Verfahren einerseits grob, andererseits zeitraubend ist und überdies durch willkürliche Wahl der Reibungsbeiwerte unbegrenzten Spielraum läßt, erscheint es zweckmäßig, ein allgemeingültiges, möglichst genaues und handliches Verfahren zur Bestimmung der maximalen Wagenzahl einzuführen.

Da die maximale Zugleistung der einwandfrei gebauten und instandgehaltenen Loks durch die Reibungsverhältnisse begrenzt wird, sind die Reibungsverhältnisse auch für die Berechnung der maximalen Wagenzahl  $z$  ausschlaggebend. Aus Gleichgewichtsbetrachtungen an der schiefen Ebene ergibt sich die Gleichung (1), die bereits in einer ähnlichen Form von Prof. Dr.-Ing. h. c. Kegel angewendet wurde [5]:

$$z = \frac{G_L (f_r - \mu_L - W_s - W_k - W_b)}{G_W (\mu_W + W_s + W_k + W_b)} \quad (1)$$

Darin ist:

$G_L$	= Gewicht der Lok (t)	
$G_W$	= Gewicht eines Wagens (t)	
$f_r$	= Haftwiderstand zwischen Trieb- rad und Schiene	210°
$\mu_L$	= rollender + Lagerwiderstand der Lok	11 bzw. 20**
$\mu_W$	= rollender + Lagerwiderstand der Wagen	6 bzw. 8**
$W_s$	= Steigungswiderstand	0 bis 100
$W_k$	= Krümmungswiderstand	0 bis 20
$W_b$	= Beschleunigungswiderstand	~ 5
Dimensionen aller Widerstandswerte (kg/t)		

Setzt man

$$k_L = f_r - \mu_L \quad \text{konstante Widerstände an der Lok}$$

$$W_a = \Sigma W = W_s + W_k + W_b \quad \text{veränderliche äußere Widerstände}$$

$$= 10 \text{ bis } 100 \text{ (kg/t)}$$

$$\text{dann ist } z = \frac{G_L \cdot (k_L - W_a)}{G_W \cdot (\mu_W + W_a)} \quad (2)$$

\* nach Kegel Mittelwert für E-Loks, trockene Schiene ohne Sandstreuung.

\*\* Mittelwerte für Normal- bzw. Schmalspurabrambahnen.

Aus der allgemeinen Gleichung (1) ergibt sich somit durch Zusammenfassung der konstanten Werte Haftwiderstand und rollender Widerstand der Lok einerseits und der veränderlichen Steigungs-, Krümmungs- und Beschleunigungswerte andererseits die Gleichung (2).

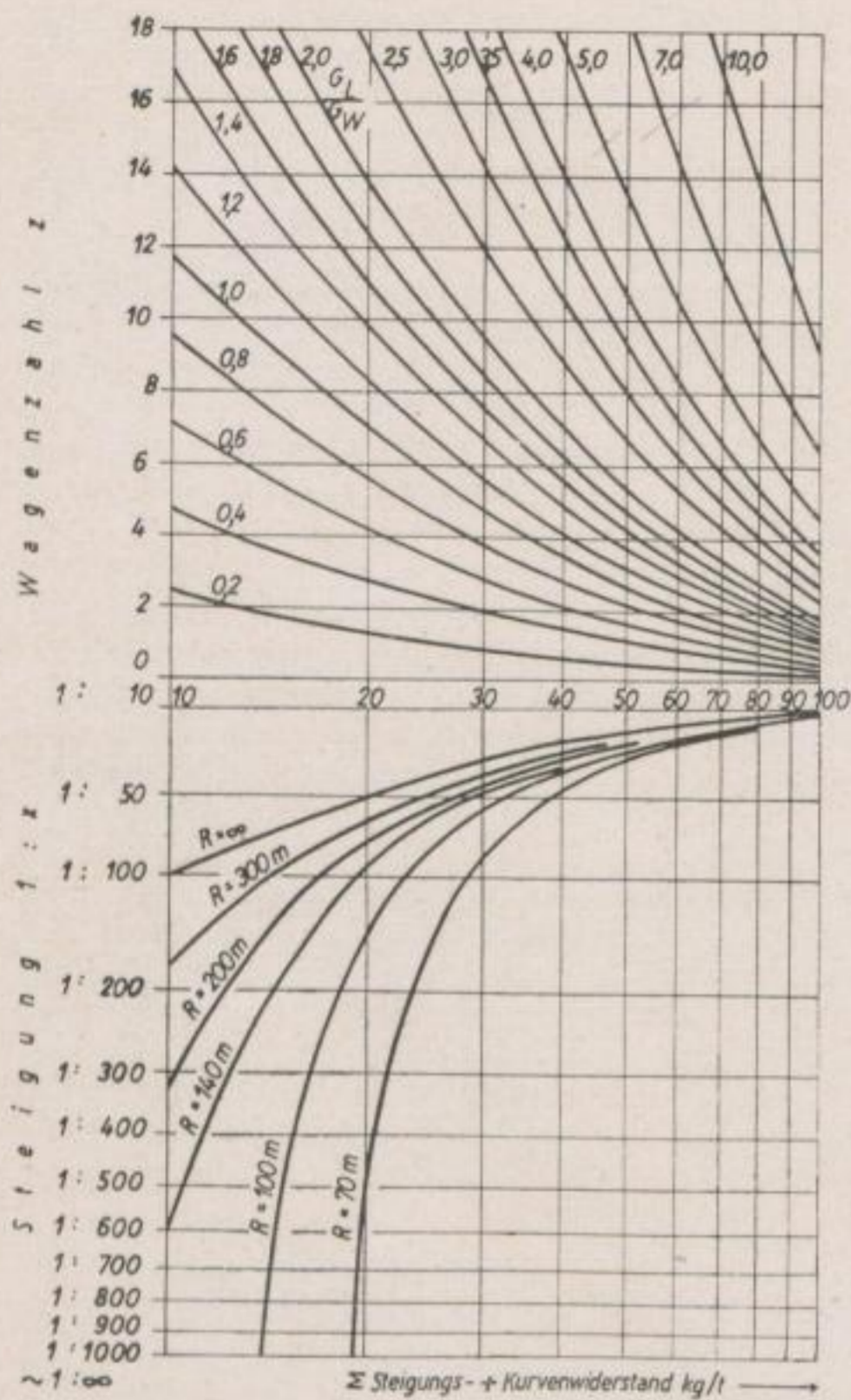


Bild 14. Ermittlung der bei maximaler Zugkraftausnutzung von einer E-Lok zu ziehenden Wagenzahl z (Normalspur 1435 mm)

$G_L$  = Gewicht der Lok  
 $G_W$  = Gewicht eines Wagens  
 $R$  = Kurvenradius (m)

Die wichtigsten Werte $G_L/G_W$ für Abraumwagen und mittleren Boden						
Lok $G_L$ (t)	100		150		200	
Wagen $V_N$ (m <sup>3</sup> )	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$
36	3,5	1,13	5,2	1,70	7,0	2,26
40	3,0	1,00	4,4	1,50	5,9	2,00
55	2,2	0,75	3,3	1,13	4,4	1,50
60	2,4	0,74	3,6	1,10	4,8	1,47
85	1,8	0,53	2,7	0,80	3,6	1,06

$V_N$  = Nenninhalt des Wagens  
 $G_{Wl}$  = Leergewicht des Wagens  
 $G_{Wv}$  = Vollgewicht des Wagens bei  $\gamma = 1,3 \text{ t/m}^3$  (geschütteter, mittelschwerer Boden)

Diese besagt, daß die Zahl der Wagen gleich dem Verhältnis Lokgewicht zu Wagengewicht mal konst. Lokwiderstände minus veränderliche äußere Widerstände durch konst. Wagenwiderstand plus veränderliche äußere Widerstände ist.

Mit dieser Funktion läßt sich die Wagenzahl z graphisch in Abhängigkeit von den äußeren Widerständen  $W_a$  darstellen, was im Bild 14 oben auf

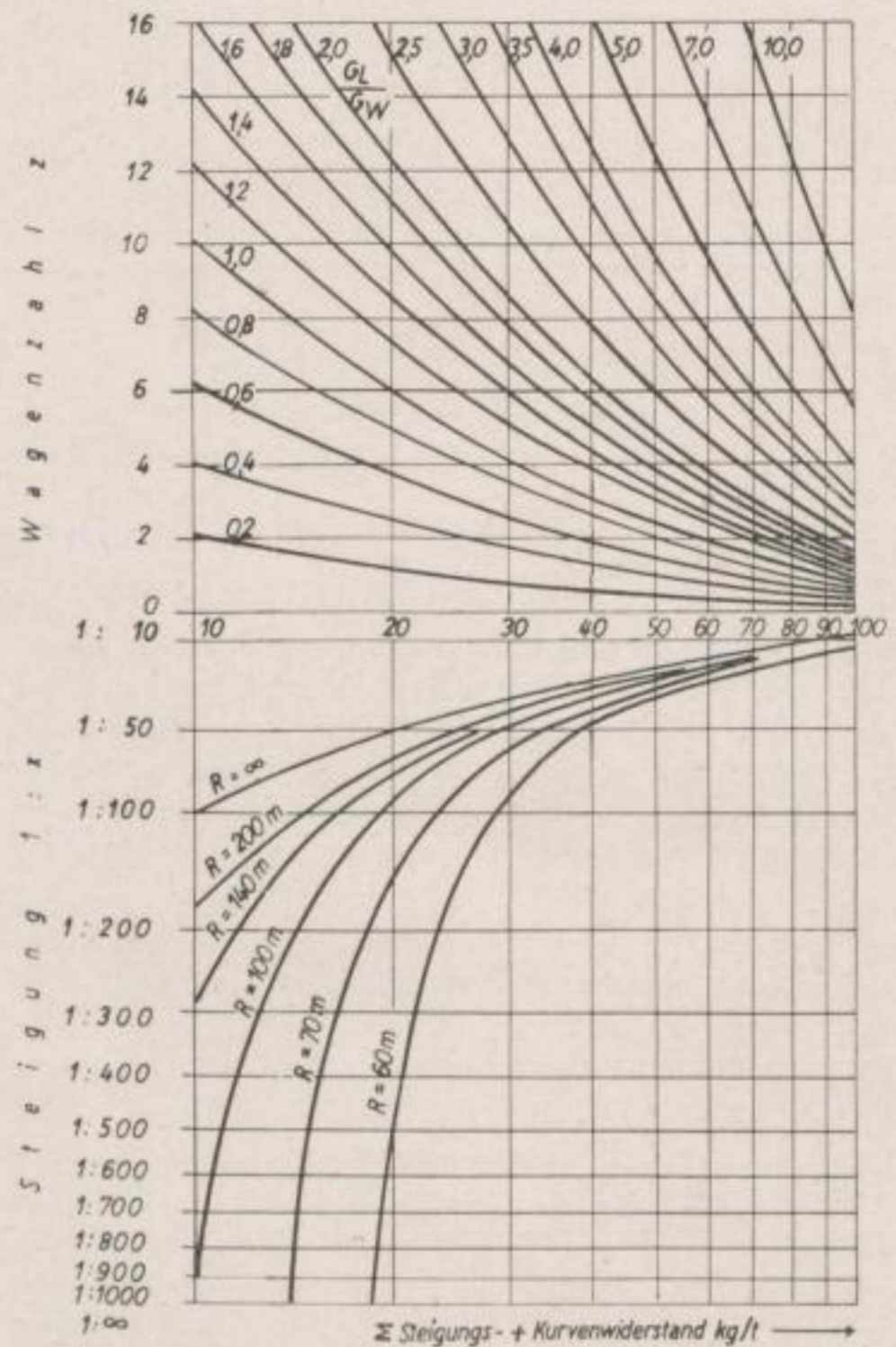


Bild 15. Ermittlung der bei maximaler Zugkraftausnutzung von einer E-Lok zu ziehenden Wagenzahl z (Schmalspur 900 mm)

$G_L$  = Gewicht der Lok  
 $G_W$  = Gewicht eines Wagens  
 $R$  = Kurvenradius (m)

Die wichtigsten Werte $G_L/G_W$ für Abraumwagen und mittleren Boden								
Lok $G_L$ (t)	43		60		75		120	
Wagen $V_N$ (m <sup>3</sup> )	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$	$\frac{G_L}{G_{Wl}}$	$\frac{G_L}{G_{Wv}}$
6	9,4	3,0	12,7	4,2	—	—	—	—
16	2,6	1,0	3,6	1,4	4,5	1,75	7,2	2,80
25	2,1	0,7	3,0	0,98	3,75	1,22	6,0	1,95
36	1,5	0,5	2,1	0,68	2,63	0,85	4,2	1,35

$V_N$  = Nenninhalt  
 $G_{Wl}$  = Leergewicht des Wagens  
 $G_{Wv}$  = Vollgewicht des Wagens bei  $\gamma = 1,3 \text{ t/m}^3$



einfach logarithmischem Papier geschehen ist. Das Verhältnis Lokgewicht : Wagengewicht  $\frac{G_L}{G_W}$  erscheint darin als Parameter.

In dem darunter angesetzten Diagramm ist auf doppeltlogarithmischem Papier das Steigungsverhältnis in Abhängigkeit von den äußeren Widerständen dargestellt. Hier erscheint der zweite äußere Widerstand, der Krümmungswiderstand, als Parameter. Der dritte, der Beschleunigungswiderstand, wurde vernachlässigt. Dies ist möglich, weil der Beschleunigungswiderstand  $< 10 \text{ kg/t}$  ist, das Diagramm aber erst bei  $10 \text{ kg/t}$  einsetzt, d. h., daß von jedem Zug unabhängig von den Betriebsverhältnissen verlangt wird, daß er äußere Widerstände von  $10 \text{ kg/t}$  auf alle Fälle überwinden kann. Diese Forderung ist auf Grund von Unebenheiten in den Strossengleisen usw. berechtigt.

Sollten durch die Vernachlässigung des Beschleunigungswiderstandes beim Anfahren auf der widerstandsreichen Strecke Schwierigkeiten entstehen, so kann dann immer noch mit Hilfe der Sandstreuvorrichtungen der Haftwiderstand zwischen Triebrod und Schiene und damit die Zugkraft während des Beschleunigungsvorganges erhöht werden.

In einer kleinen Tabelle ist schließlich das Verhältnis  $G_L/G_W$  für die wichtigsten Lok- und Wagentypen und mittleres spezifisches Gewicht der Abraummassen zusammengestellt.

Das Doppeldiagramm und die kleine Tabelle lassen sich auf je einem DIN-A 4-Blatt für Normalspur (Bild 14) und 900-mm-Spur (Bild 15) getrennt übersichtlich zusammenstellen, so daß ohne jegliche Berechnung mit Hilfe dieses Blattes für beliebige Betriebsverhältnisse die maximale Wagenzahl  $z$  direkt abgelesen werden kann.

Durch drei Beispiele möchte ich die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten dieses Blattes vor Augen führen:

1. Normalspurbetrieb mit 100-t-Loks, 40-m<sup>3</sup>-Wagen (Vollzüge) und einer maßgebenden geradlinigen Steigung von 1:80.

Wie groß ist die maximal mögliche Wagenzahl?

(Bild 14) Aus der Tabelle entnimmt man den Wert Lokgewicht : Wagengewicht gleich 1,0. In dem unteren Diagramm geht man nun bei dem Steigungsverhältnis 1:80 waagrecht bis zu der Widerstandslinie für einen Krümmungsradius  $R = \infty$  ( $12,5 \text{ kg/t}$ ). Für diesen Wert ist bei einem  $G_L/G_W$  von 1,0 die Wagenzahl 10.

2. 900-mm-Spur mit Zügen zu zehn 25-m<sup>3</sup>-Vollwagen und einer maßgebenden geradlinigen Steigung von 1:40.

Wie schwer muß die Lok sein?

(Bild 15) In dem unteren Diagramm geht man bei dem Steigungsverhältnis 1:40 waagrecht bis zur Widerstandslinie für einen Krümmungsradius  $R = \infty$  ( $25 \text{ kg/t}$ ). Für diesen Wert muß, wenn 10 Wagen gezogen werden sollen, das Verhältnis Lokgewicht zu Wagengewicht gleich 2,0 betragen. Geht man nun in die Tabelle und sucht für 25-m<sup>3</sup>-Wagen (voll) die Lok, bei der

das Verhältnis  $G_L/G_W = 2,0$  beträgt, so ergibt sich, daß das Lokgewicht etwa 120 t betragen muß ( $G_L/G_W = 1,95$ ).

Dieses Beispiel zeigt zugleich, daß die 120-t-Lok in Betrieben mit starken Steigungen ihre Daseinsberechtigung hat!

3. 900-mm-Spur, Hilfsbetrieb mit Zügen von 50-t-Loks, acht 6-m<sup>3</sup>-Wagen (voll) und 70 m Krümmungsradius. Wie groß kann die Steigung in der Kurve sein?

(Bild 15) Das Verhältnis Lokgewicht : Wagengewicht ergibt sich aus der Tabelle mit 2,1 (halber Wert des Wertes für die 60-t-Lok). Züge mit diesem Verhältnis und 8 Wagen können  $54 \text{ kg/t}$  äußere Widerstände überwinden. Bei  $54 \text{ kg/t}$  und 70 m Krümmungsradius ergibt sich eine zulässige Steigung von 1:50.

Sollten sich die verwendeten Reibungswerte für E-Lokbetrieb als richtig und allgemeingültig erweisen, so dürfte dieses Verfahren dazu beitragen, die Projektierung zu erleichtern und die Betriebskontrolle sowie die Aufstellung der VEB-Pläne hinsichtlich der Bestimmung der sogenannten „optimalen Zugleistung“ zu verbessern.

#### Betriebliche Sicherheit

Mit dem Größerwerden der Geräte und Zugeinheiten und der damit verbundenen Steigerung der Anschaffungskosten gewinnt auch die Sicherheit der technischen Einrichtungen gegen Abrutschen an Bedeutung. Auf diesem Gebiet läuft z. Z. ein Forschungsauftrag am Institut für Kohlenbergbau und Bergwirtschaftslehre an der Bergakademie Freiberg, in dessen Rahmen u. a. der hier hauptsächlich interessierende Einfluß der Zugschwingungen auf die technische Entwicklung der Geräte und Fördermittel untersucht werden soll. Daß Schwingungen Einfluß auf den Rutschvorgang haben, liegt nahe und wird durch langjährige Beobachtungen von Tagebaufachleuten — z. B. in Golpa — bestätigt. Um die Ausbreitung der Schwingungen und Erschütterungen durch Züge und Geräte in Tagebaubetrieben festzustellen, wurden Schwingungsmessungen durchgeführt, die zwar noch am Anfang stehen, aber doch schon gewisse



Bild 16.  
Seismometer

Schlußfolgerungen zulassen. Die für diese Schwingungsmessungen benutzte Meßanordnung war in einer Diplomarbeit von cand. rer. mont. *Strzodka* zusammengestellt und erprobt worden.

Als Schwingungsaufnehmer dienten bei dieser Meßanordnung Seismometer nach Prof. *Meißer*, Freiberg, (Bild 16) und als Registriereinrichtung ein Dreischleifenoszillograph mit Zubehör (Bild 17). Einen Ausschnitt aus dem Diagrammstreifen zeigt Bild 18. Hierin ist die oberste Kurve die durch 50 Hz Wechselstrom aufgezeichnete Zeitmarkierung. Die zweite Schwingungslinie wurde durch ein Seismometer in 15 m Entfernung, die dritte durch ein Seismometer in 55 m Entfernung vom Fahrgleis einer mit 17 km/h vorbeifahrenden Normalspurlok aufgenommen.

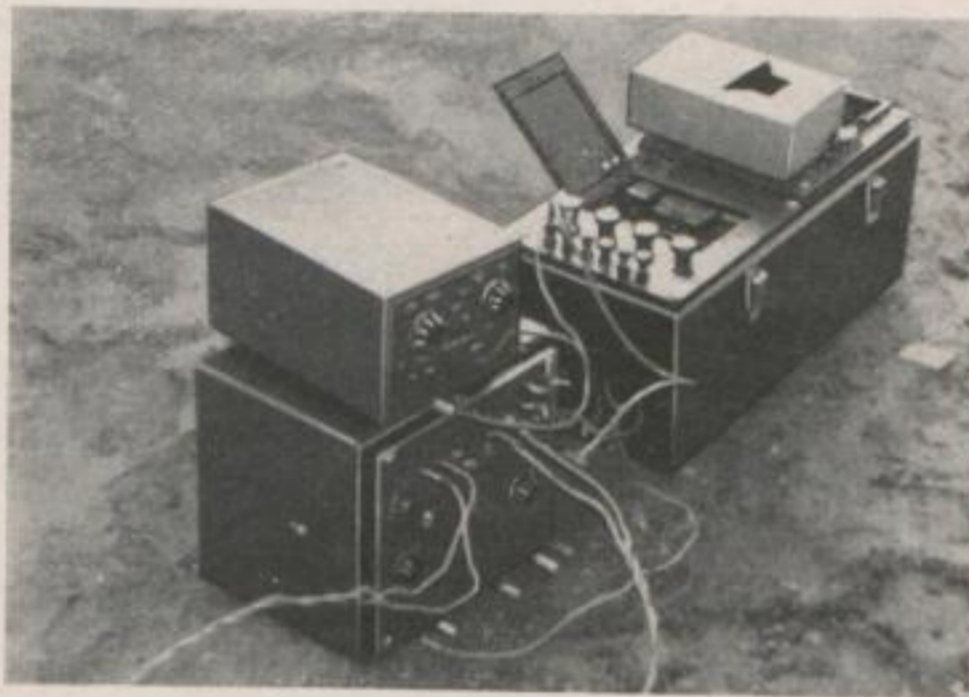


Bild 17. Schleifenoszillograph mit Zubehör

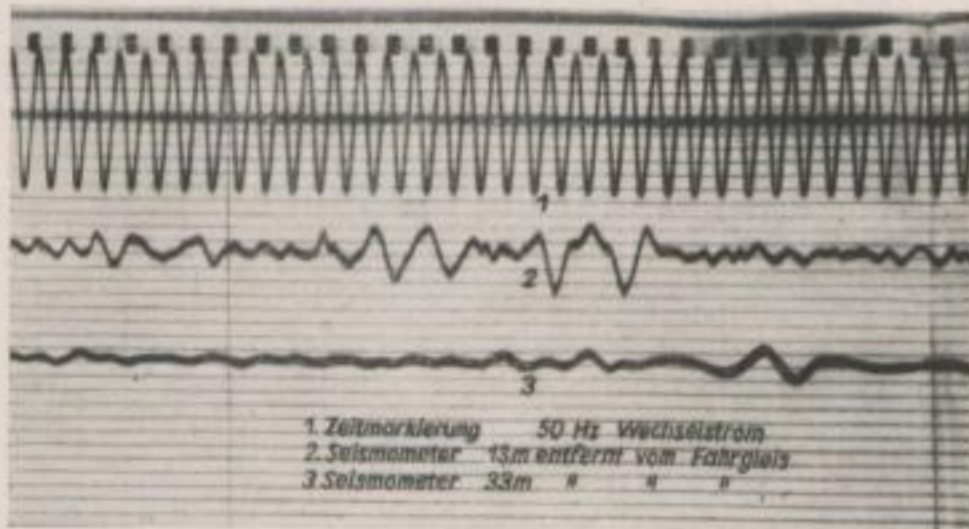


Bild 18. Bodenschwingung durch eine 150-t-Lok bei 17 km/h Fahrgeschwindigkeit

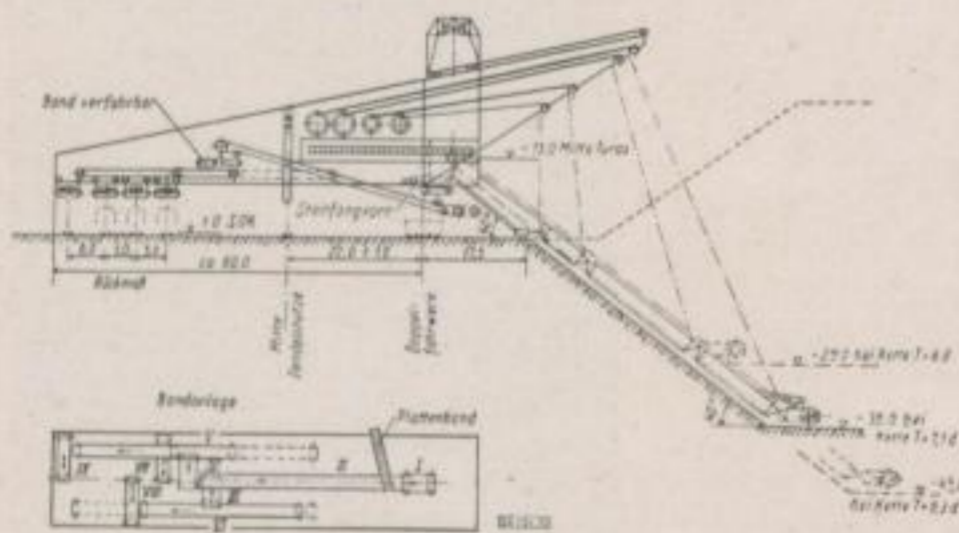


Bild 19. Ladegleisanordnung künftiger Großgeräte (nach Wirtz)

Aus den bisherigen Aufnahmen ergibt sich, daß erst bei einer Entfernung von über 50 m die Zugschwingungen soweit gedämpft sind, daß sie in der Größenordnung der Baggerschwingungen bei etwa 5–10 m Abstand vom Gerätefahrgleis zu liegen kommen.

Sollen unnötige, die Rutschung auslösende Momente vermieden werden, so darf im Zentrum der Rutschung, das im allgemeinen zwischen Böschung und böschungseitigem Gerätefahrgleis liegen wird, die Amplitude der Zugschwingungen nicht größer sein als die der Geräteschwingungen. Das heißt aber bei vorgegebener Gerätegleislage, daß die Zugfahrgleise soweit vom böschungseitigen Gerätefahrgleis entfernt verlegt sein müßten, daß die Zugschwingungsamplitude nicht mehr größer ist

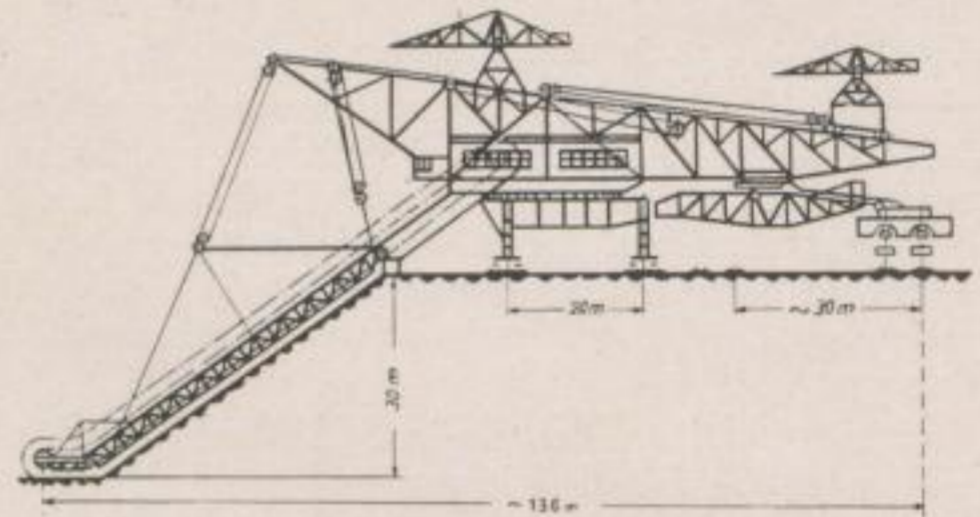


Bild 20. Ladegleisanordnung künftiger Großgeräte (D 4000 Rheinhausen)

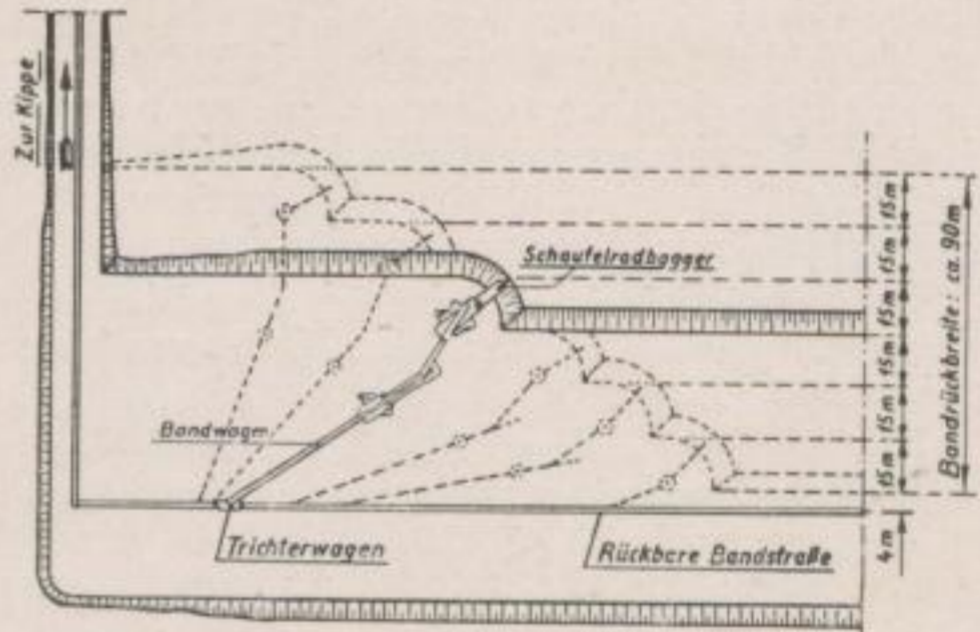


Bild 21. Geräteanordnung bei Förderung mit rückbarem Strossenband (nach LMG)



Bild 22. Geräteanordnung bei Förderung mit rückbarem Strossenband (nach LMG)

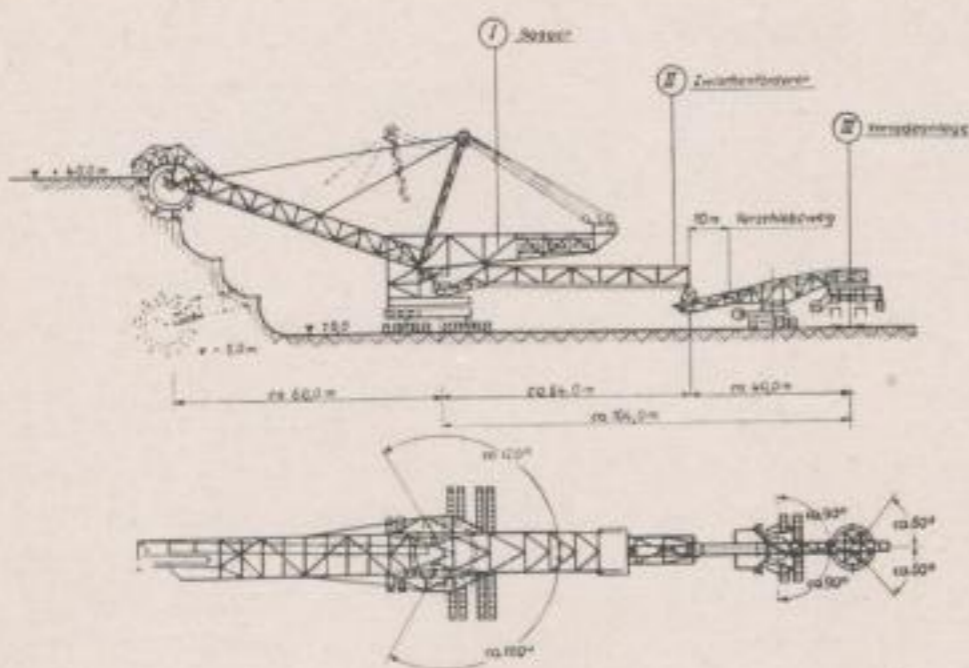


Bild 23. Für Strossenbandförderung geeigneter Großschaufelradbagger  
 $\frac{Rs\ 5600}{5} 48$  der LMG

als die der Baggerschwingungen. Nach den bisherigen Meßergebnissen müßte hiernach der Abstand böschungseitiges Baggerfahrgeleis — Zugfahrgeleis  $> 25$  m sein.

Da aber auch für Großgeräte Baggertorbreiten  $< 25$  m vorgesehen sind, bedeutet das, daß vom Standpunkt minimaler Rutschungsauslösungsgefahr die Ladegleise außerhalb des Baggertores auf der Ballastseite der Geräte verlegt werden müßten.

Bei Prüfung der z. Z. in Konstruktion befindlichen Großeimerkettentiefbagger ergibt sich, daß, sowohl vom ZKB (Bild 19) als auch vom Stahlbau Rheinhausen (Bild 20) aus konstruktiven Gründen ein Weg eingeschlagen wurde, der die Rutschungsgefahr zu verringern geeignet ist. In beiden Fällen sind nämlich bereits die Ladegleise außerhalb des Baggertores auf der Ballastseite vorgesehen. Das gleiche gilt für die zweiteiligen Großabsetzer, bei denen man das Zugfahrgeleis auf der Hochkippenseite anordnet. Mit der Verlegung der Lade- und Kippgleise auf die Ballastseite der Geräte wird bei vorgegebener Gerätegleislage die Gefahr, daß Rutschungen durch Schwingungen ausgelöst werden, auf ein Minimum reduziert. Vollkommen beseitigen läßt sich diese Gefahr aber erst dann, wenn die Schwingungen von den Böschungen weggenommen werden, d. h. aber Gewinnung und Förderung so gestalten, daß sie weitgehend schwingungsfrei sind. Diese Bedingungen erfüllen ausreichend lediglich der Schaufelradbagger als Gewinnungsgerät und das Strossenband als Fördermittel (Bild 21).

Bei einer Kombination dieser beiden Aggregate würden die rutschungsauslösenden Schwingungen praktisch gleich Null. Gleichzeitig hätte diese Kombination den Vorteil, daß die Geräteauflasten von den abfallenden Böschungen wegkommen und dadurch die Auslösungsgefahr durch Auflasten gleich Null wird.

Dr. Rüppel:

Bei den Kurven war nicht klar zu ersehen, welche Widerstandswerte zugrunde gelegt wurden. Wenn ein Wert von  $180\text{ kg/t}$  als Haftwiderstand zwischen Trieb- und Schiene verwendet worden ist, dann gilt dieser für die Reichsbahn, kann aber keinesfalls im Tagebau

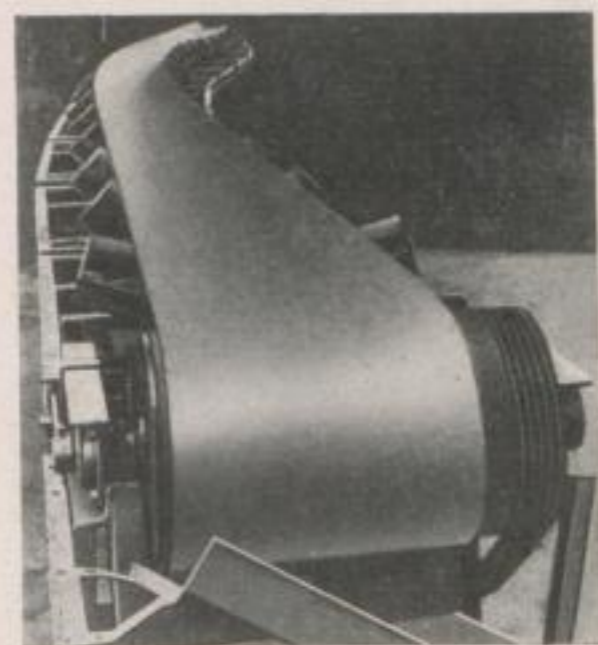


Bild 24.  
 S-Kurvenband der  
 Conti

Der dritte und bedeutendste Vorteil hinsichtlich der Rutschungen wäre bei dieser Kombination Schaufelradbagger—Strossenband, daß die Gewinnung und Förderung so weit von den abfallenden Böschungen wegkommen, daß auch bei natürlichen Rutschungen keine Gefahr besteht, daß die Geräte oder Fördermittel abgehen. Über die Vorteile der Strossenbandförderung bei der Bekämpfung von Rutschungen auf der Kippenseite vgl. [7].

Daß diese Kombination Schaufelradbagger—Strossenband bereits technisch realisierbar ist, zeigt Bild 22, daß sich auch die im Bau befindlichen Großschaufelradbagger mit ihrer vom Bagger abgetrennten Verladeanlage für Strossenbandförderung eignen, zeigt Bild 23.

Daß schließlich auch Bandanlagen in der Entwicklung sind, die die an Strossenbänder zu stellenden Bedingungen erfüllen, zeigt Bild 24.

Es sind also bereits Ansätze in der technischen Entwicklung vorhanden, die die Einführung der Schaufelradbagger-Strossenband-Kombination im Großbetrieb ermöglichen würden.

Die Verwirklichung dieses hinsichtlich der Sicherheit gegen Rutschungen anzustrebenden Zieles würde aber bedeuten, daß das Band den Zugbetrieb in seiner überragenden Bedeutung für die Abraumförderung ablösen würde.

— 417 —

#### Literatur

- [1] HOLTGREVE: Neue schwere Tagebaulokomotiven. Siemens Zeitschr. 1951 S. 187—191.
- [2] Der Elektrolokomotivbau der DDR. Elektrotechnik 1952 S. 462—463.
- [3] REX: Zug- und Fernsteuerung von Tagebaulokomotiven mittels elektrischer Wellen. Braunkohle 1951 S. 253—255.
- [4] GEISTERT: Elektrische Zahnradlokomotiven für den Braunkohlenbergbau. Elektrische Bahnen 1950 S. 215—221.
- [5] KEGEL: Über die von Abraumlomotiven zu ziehenden Lasten. Bergbau und Energiewirtschaft 1951 S. 17.
- [6] RÜPPEL: Die Frage der Spurweite im Großabraumbetrieb der Braunkohlentagebaue. Braunkohle 1950 S. 143.
- [7] KLITZING: Kippenrutschungen und Maßnahmen zu deren Verhütung. Braunkohle 1951 S. 301 und 342.

#### Diskussion

verwendet werden. Im Tagebau kann man bei trockenen Schienen  $150\text{ kg/t}$ , bei nassen Schienen  $130\text{ kg/t}$  und bei rostigen Schienen oder Sandstreuungen  $180\text{ kg/t}$  zugrunde legen.

Weiter möchte ich sagen, daß nicht klar war, inwieweit die Kurvenwiderstände einbezogen waren. Es gibt

für die Berechnung des Kurvenwiderstandes nur eine Formel, die den Achsabstand des Wagens berücksichtigt, die Formel von Protopapadakis. Diese Formel wurde von der Reichsbahn angenommen. Sie ist die einzige, die allen Betriebsbedingungen Rechnung trägt und damit den Betriebsverhältnissen nahekommt. Die anderen Formeln gelten nur für einen bestimmten Bereich.

Zu der Zahnradlok wäre zu sagen, daß diese für unsere Tagebaue nicht in Frage kommt. Ich habe s. Z. eine Forschungsarbeit im Braunkohlenbergbau durchgeführt, bei der sich herausstellte, daß in unseren Betrieben Zahnradbahnen unwirtschaftlich sind.

cand. rer. mont. Strzodka, Freiberg:

Herr Werner hat darauf hingewiesen, daß der Zugbetrieb ausschlaggebende Bedeutung bei der Erzeugung von Schwingungen hat. Diese Feststellung muß ich bestätigen. Bei meiner Diplomarbeit ist mir darüber hinaus noch aufgefallen, daß sich die Energiegröße auf die Übertragung der Schwingungen bemerkbar macht. Die Absorption ist von der Größe der Energie abhängig, und zwar nimmt die Absorption mit zunehmender Energiegröße ab. Deshalb ist es besonders wichtig, die Zuggleise, auf denen die weitaus größten Energieimpulse auftreten, recht weit ab von der Böschungskante zu legen. Die Absorption bei verschiedenen Energieimpulsen muß im einzelnen noch näher untersucht werden. Zum Schluß möchte ich nochmals feststellen, daß — wie Herr Werner ausführte — die Zugschwingungen auf alle Fälle die weitaus größten der in Tagebauen auftretenden Schwingungen sind.

Dr. Matschak, Berlin:

Gewiß treten in den Tagebauen Schwingungen auf, doch darf man dieses Moment nicht überschätzen. Die praktischen Erfahrungen in dieser Hinsicht müssen berücksichtigt werden. Es ist richtig, wenn wir die Gleise von der Böschungskante wegnehmen. Nun haben wir aber diese neuen Geräte noch nicht. Wir müssen uns mit denen begnügen, die uns zur Verfügung stehen. Führen wir uns doch mal die Bedeutung von Rutschungen vor Augen, die seit 40 Jahren aufgetreten sind! Es waren nur 5 Fälle (Golpa, Brigitte, Clara und zwei weitere), d. h. sehr wenig bei der großen Zahl eingesetzter Bagger. Diese Tatsache der Praxis muß berücksichtigt werden, wenn man die Bedeutung von Böschungsrutschungen erkennen will. Wir müssen ferner beachten, daß die Schwingungen nicht auszuschalten sind und außerdem keinen erheblichen Einfluß auf die Standfestigkeit haben. Ausschlaggebend sind die geologischen Verhältnisse. Zum Beispiel zeigt der Tagebau Greifenhain, daß bei günstigen geologischen Verhältnissen die Böschungen, selbst wenn die Züge nahe entlang der Böschungskante fahren, standfest sein können. Wenn wir die geologischen Verhältnisse nicht kennen oder die Ablagerung stark gestört ist, müssen besondere Anweisungen gegeben und Maßnahmen getroffen werden, um Rutschungen zu verhüten. Jedenfalls werden wir diese Aufgabe bei den vorhandenen Geräten lösen müssen.

Bender, Leipzig:

Ich kann mir nicht vorstellen, daß sich der neue Sachsige Wagen im Betrieb bewähren wird. Bei den Kurven, die wir zu befahren haben, wird ein ungeheuer großer Bandagenverschleiß auftreten, der einen häufigen Ausfall der Wagen zur Folge hat.

Prof. Dr. Spackeler, Freiberg:

Dazu kann ich bemerken, daß man sehr zufrieden ist und daß die neuen Tagebaue ausschließlich mit 85-m<sup>3</sup>-Wagen ausgerüstet werden.

Dipl.-Ing. Werner:

Herr Dr. Rüppel meint, daß nicht ganz klar zu ersehen war, welche Widerstandswerte ich verwendet habe. Hierzu möchte ich bemerken: Als ausschlaggebender Widerstandswert tritt der Haftwiderstand zwischen Triebrod und Schiene auf. Diesen habe ich mit 210 kg/t angenommen. Sie halten diesen Wert für zu hoch. Ich bin aber der Meinung, daß man bei der Projektierung nicht von den ungünstigen Verhältnissen ausgehen kann, weil dann in einem Tagebau jeder Zug nur noch mit 3 oder 4 Wagen fahren könnte. Die verwendeten 210 kg/t sind ein Mittelwert, denn in der Literatur sind die Grenzwerte für E-Lokbetriebe und für trockene Schienen ohne Sandstreuung mit 200 bis 220 kg/t angegeben. Zu den anderen Reibungswiderständen wäre zu sagen: Auch hier ist es an sich natürlich eine etwas einschneidende Maßnahme, daß man für alle Betriebe einen einzigen Widerstandswert annimmt, und zwar habe ich für Loks und Wagen getrennt Mittelwerte für Normalspurwiderstände und Schmalspurwiderstände angenommen. Das ist damit zu begründen, daß wir in Zukunft ja die typisierten Loks und Wagen laufen haben werden, die innerhalb derselben Type nur einen geringen Unterschied im Widerstand aufweisen werden. Ferner rechtfertigt sich die Annahme von Mittelwerten damit, daß die Betriebe selbst meist nicht so genau über die Widerstände in ihren Wagen Bescheid wissen und den Wert einfach annehmen. Zu den Steigungswiderständen gibt es nichts zu bemerken; sie sind gleich dem Steigungsverhältnis in ‰. Die Krümmungswiderstände habe ich nach der von Herrn Dr. Rüppel erwähnten Formel von Protopapadakis errechnet. Allerdings ist bei dieser Formel nicht ganz klar, welcher Wert für  $\mu$  einzusetzen ist. Zahlenwerte für diesen habe ich in der Literatur nicht gefunden. Ich habe deshalb einen Widerstandswert nach einer Veröffentlichung von Graebing, der einen bestimmten Achsabstand und einem bestimmten Kurvenradius entspricht, in die erwähnte Formel eingesetzt und daraus den  $\mu$ -Wert errechnet. Damit sind dann die Kurvenwiderstände bei verschiedenen Radien errechnet worden, und zwar für den Achsabstand der 25-m<sup>3</sup>-Wagen der LOWA bei Schmalspur und für den Achsabstand der 40-m<sup>3</sup>- der LOWA bei Normalspur.

Zum Diskussionsbeitrag des Herrn Strzodka über die Schwingungsmessungen ist zu sagen, daß ich seine Arbeit noch nicht habe einsehen können; letzten Endes unterstreicht er nur, daß wir bei den Messungen die gleichen Ergebnisse unabhängig voneinander erzielt haben. Die Energiegröße war von mir noch nicht berücksichtigt. Das ist aber nicht so wesentlich in diesem Fall, weil die Messungen im Tagebauaufschluß Goitsche durchgeführt worden sind, wo die schwersten Zugeinheiten fahren, die wir in der DDR z. Z. in Betrieb haben. Diese Einheiten werden für abschbare Zeit auch die schwersten bleiben. Daher sind in den vorliegenden Messungen bereits die Energieimpulse berücksichtigt, die in Zukunft maximal auftreten werden. Herr Dr. Matschak betonte, daß wir die Bedeutung der Schwingungen nicht überschätzen sollten. Diese Mahnung mag angebracht sein. Jedoch sollte man, wenn es nichts kostet, die Rutschungsgefahr infolge Erschütterungen durch entsprechende Bauart der Geräte zu verringern, die Geräte auch entsprechend bauen; und es dürfte in den Kosten der Geräte nicht allzuviel Unterschied sein, ob man nun die Verladungen in das Baggertor hineinbaut oder auf die Ballastseite verlegt. Außerdem ist aus ganz anderen Gründen eine Bandverladung auf der Ballastseite wünschenswert. Ich denke z. B. daran, daß man dadurch eine niedrigere Turaslage erzielen kann. Die Bemerkung, daß Rutschungen an den Böschungen verhältnismäßig selten auftreten, ist an sich richtig, aber

es sind in der Anzählung nicht die Rutschungen genannt, die laufend, wenn auch meist ohne Störungen, auf den Kippen auftreten. Ich habe die Kippen etwas kurz behandelt, weil sie in Westdeutschland von Klitzing bereits ausführlich — allerdings nicht eingehend auf Schwingungen — behandelt wurden. Bezieht man die Kippenrutschungen ein, für die ja das gleiche gilt, nämlich daß man möglichst geringe Schwingungen in den rutschungsgefährdeten Stellen haben möchte, dann gewinnt das Problem der Rutschungen doch ganz erheblich an Bedeutung. Zu der Äußerung von Herrn Dr. Matschak, daß wir in nächster Zeit mit den vorhandenen Geräten weiterarbeiten müssen und somit die Erkenntnisse über die zweckmäßige Anordnung der Ladegleise doch nicht realisieren können, wäre zu unterstreichen,

daß die Forschungsergebnisse bei Beginn der Konstruktionsarbeiten an den Geräten vorliegen müssen. Derartige Betrachtungen sind demnach nicht als verfrüht zu bezeichnen. Auf die Bedenken von Herrn Bender, daß sich 8achsige Abraumwagen kaum im Betrieb bewähren dürften, ist bereits Herr Prof. Spackeler kurz eingegangen. Ich möchte dazu noch bemerken, daß diese 4achsigen Drehgestelle konstruktiv nichts anderes als zwei 2achsige Drehgestelle sind, so daß nicht einzusehen ist, wodurch der befürchtete höhere Verschleiß in den Spurkränzen untragbar anwachsen soll. Außerdem möchte ich noch auf die 3achsigen Drehgestelle bei den 55-m<sup>3</sup>-Abraumwagen verweisen, die sich unter Anwendung von Längs- und Querausgleich meines Wissens gut bewährt haben.



## Verbesserungsmöglichkeiten des Honigmann-Schachtbohrverfahrens

Von Dipl.-Ing. KONRAD NEUMANN, Freiberg

Das Schachtbohren nach dem Verfahren von *Honigmann* bietet den anderen Abteufarten gegenüber viele Vorteile, so daß fast alle, die es in der Praxis kennengelernt haben, davon überzeugt sind, daß es sich in der Zukunft durchsetzen wird. Zur Zeit ist es allerdings — vor allem im Braunkohlenbergbau — wenig verbreitet.

Bisher sind, soweit auf Grund von Veröffentlichungen festgestellt werden konnte, 25 Schächte nach diesem Verfahren abgebohrt worden, und zwar 15 im Steinkohlen- und 8 im Braunkohlenbergbau. Die 15 erstgenannten Schächte wurden der Bohrfirma von 5 Gesellschaften, die 8 letzteren von 4 Gesellschaften in Auftrag gegeben. Von den 8 Schächten des Braunkohlenbergbaus liegen 3 im Gebiet der DDR, 1 in Westdeutschland und 4 in Österreich.

Einige Zahlenangaben mögen ein etwas genaueres Gesamtbild vermitteln:

Die Teufen schwanken zwischen 52 und 428 m. Die größte Teufe im losen Gebirge beträgt 370 m. Die teufenmäßige Aufgliederung ist folgende:

bis 100 m	7 Schächte
100—200 m	14 Schächte
200—300 m	0 Schächte
300—400 m	1 Schacht
über 400 m	1 Schacht

Die lichte Weite der Schächte schwankt zwischen 1,50 und 6 m und zeigt in der Übersicht folgendes Bild:

unter 2 m lichte Weite:	3 Schächte
2—3 m lichte Weite:	6 Schächte
3—4 m lichte Weite:	6 Schächte
4—5 m lichte Weite:	7 Schächte
5—6 m lichte Weite:	1 Schacht

Aus der für die Fertigstellung des Schachtes erforderlichen Gesamtzeit ergeben sich Abteufleistungen von 7,01 bis 22,6 m/Monat. Bei zwei Schächten, die ohne Vorbohrung mit geringem Durchmesser niedergebracht wurden, betrug die Abteufleistung etwas über 32 m/Monat.

Die Schächte im Steinkohlenbergbau erhielten einen Anschluß von 8—12 m im festen Gebirge, um einen guten Wasserabschluß nach dem Hangenden zu erhalten.

Die Braunkohlenschächte zeigen grundsätzlich andere Verhältnisse. Bei ihnen erfolgt der Aus-

bruch in der relativ weichen und wasserführenden Braunkohle, die in die lockeren Hangend- und Liegendsschichten eingeschlossen ist. Wird nach Einbringen des Ausbaues die Schachtwandung durchbohrt und der Wasserdruck gemessen, so wird man meist den vollen hydrostatischen Druck feststellen.

Diese Tatsache hat wahrscheinlich viel dazu beigetragen, die Anwendung des Honigmann-Verfahrens als wenig vorteilhaft erscheinen zu lassen und damit die Anwendung des Schachtbohrverfahrens zu verzögern.

Nachfolgend soll das Honigmann-Verfahren in seinen wesentlichen Arbeitsabschnitten kurz beschrieben werden:

1. Das Abbohren des Schachtes erfolgt im toten Wasser.
2. Das Lösen der Massen geschieht durch maschinell angetriebenen rotierenden Bohrer.
3. Die Massenförderung erfolgt durch die im Bohrgestänge aufsteigende Spültrübe, die durch das Einpressen von Luft in das Bohrgestänge, also nach dem Prinzip der Mampumppe, in Bewegung gesetzt wird.
4. Die Schachtwandung steht bis zur Ausfüllung des Zwischenraumes zwischen Schachtausbau und Bohrungswandung frei und wird durch den hydrostatischen Druck der Bohrtrübe gehalten.
5. Der Durchmesser der Schachtbohrung ergibt sich aus der gewünschten lichten Weite des Schachtes, zuzüglich der doppelten Stärke des Abbaues und des erforderlichen Zwischenraumes zwischen Schachtausbau und Bohrungswandung.
6. Der Schachtausbau wird nach Beendigung der Bohrarbeiten von über Tage aus eingehangen. Der Zusammenbau der eisernen Schachtringe erfolgt über Tage, wobei der erste Ring durch einen entsprechend starken Zementpfropfen nach unten abgeschlossen wird.
7. Nach Einhängen des Schachtausbaues und seinem Einsetzen in die auf die Bohrungssohle eingebrachte Zementtrübe wird der Zwischenraum zwischen Schachtausbau und Bohrlochwandung durch Zementierung oder Einbringen von Beton geschlossen.
8. Nach Beendigung der vorstehend angeführten Arbeiten wird der Schacht gesümpft, und die Einbauten können eingebracht werden.

Die Herstellung eines Honigmannschachtes erfordert eine vorherige Untersuchung des Gebirges, die sich auf Zusammensetzung und

Körnung der Gebirgsschichten sowie auf deren Wasserführung erstreckt.

Nach der Errichtung des Bohrgerüsts, der Aufstellung der Maschinenanlage und dem Bau eines Vorschachtes bis zum Wasserspiegel wird die Vorbohrung mit einem Durchmesser von 600 bis 700 mm angesetzt. Die Vorbohrung dient dazu, das Gebirge besser kennenzulernen und die Führung für den Hauptbohrer herzustellen. Sollte sich ergeben, daß die Vorbohrung nicht lotrecht verläuft, so werden bei der Hauptbohrung geeignete Maßnahmen angewendet, um den Fehler möglichst auszugleichen.

Die Hauptbohrung erfolgt je nach dem gewünschten Enddurchmesser in mehreren Stufen.

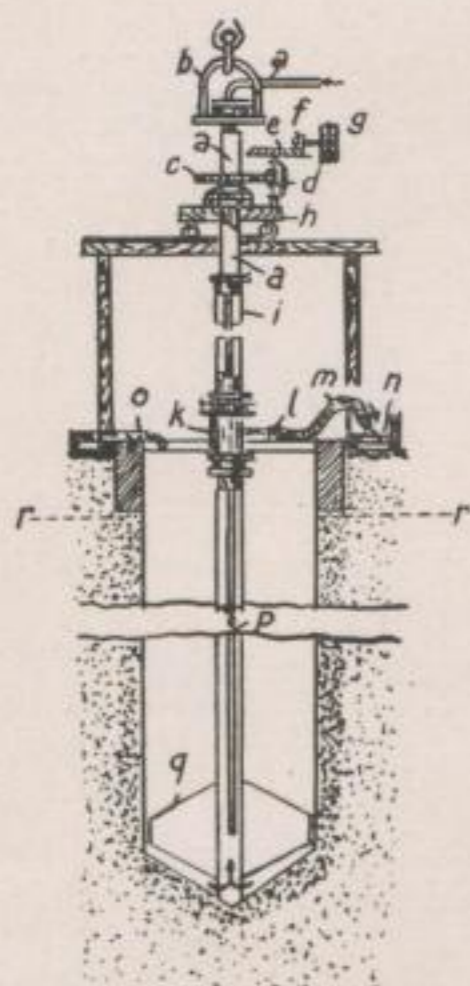


Bild 1.  
Honigmannsche  
Schachtbohr-  
einrichtung

Die Bohrer sind konisch gebaut, an der tiefsten Stelle befindet sich das Rohr für die Austragung des Bohrgutes. Von hier aus gehen die konisch nach oben gerichteten Bohrarme, die mit auswechselbarem Schneidmeißel besetzt sind. Darüber befindet sich eine Führungstrommel. — Bei größeren Bohrungen ist diese Einrichtung zweimal übereinander vorhanden. Die unteren Arme dienen in diesem Falle nur zum Aufrühren des in der Vorbohrung abgesetzten Schlammes.

Das Lösen der Massen im losen Gebirge geschieht durch die Schneidmeißel. Im festen Gebirge werden Rollenmeißel verwendet.

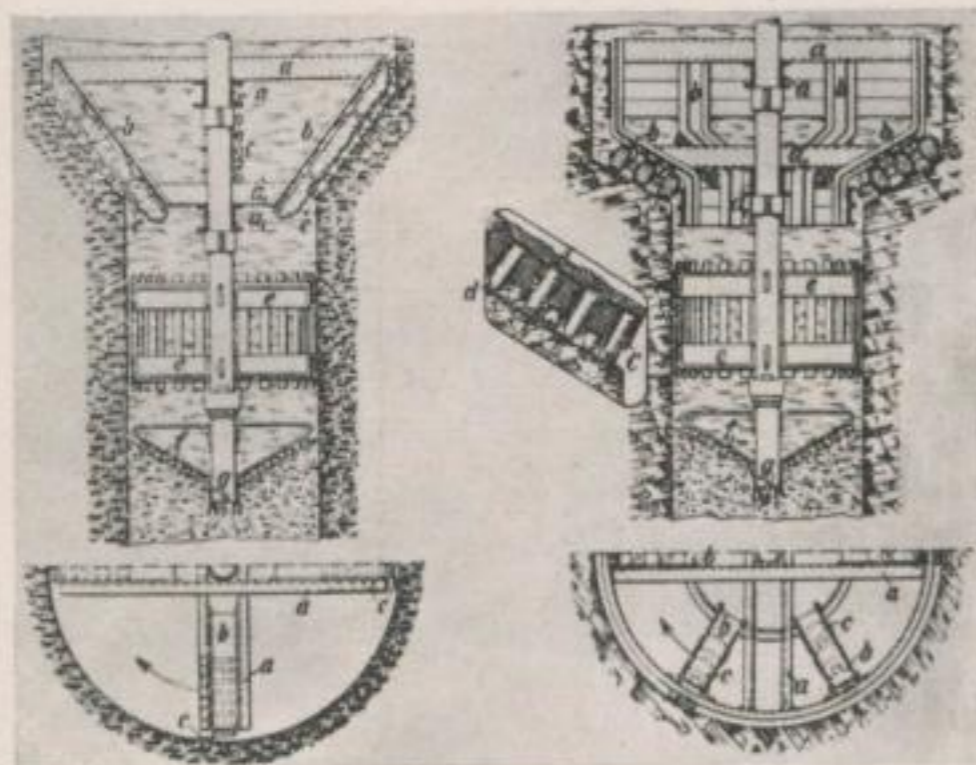


Bild 2. Schachtbohrer für Honigmann-Schächte  
a) für sandig-toniges Gebirge  
b) für hartes Gebirge (Rollenbohrer)

Die Sicherung der Gebirgswandung erfolgt durch die Dickspülung oder die Bohrtrübe. Diese hat gleichzeitig die Aufgabe, Träger des gelösten Bohrgutes zu sein und es im Spülstrom auszutragen. Der Spülstrom wird durch Einblasen von Luft in das Gestänge (ca. 10–15 m unter dem Flüssigkeitsspiegel) nach dem Prinzip der Mammutpumpe in Bewegung gesetzt. Der Spülstrom ist so stark, daß, wie Kever in einer Veröffentlichung in „Glückauf“ 15, (1924), S. 231 ff angibt, sogar feste Stücke bis zu einem Gewicht von 17 kg ausge-tragen wurden.

Nach Fertigstellung der Bohrung wird der Ausbau eingehängt und der Zwischenraum zwischen Ausbau und Bohrlochwandung zementiert.

Über die letzten für den Braunkohlenbergbau abgeteufte Schächte liegen folgende Veröffentlichungen vor:

1. *Mantel*: Abteufen von Schächten nach dem verbesserten Honigmann-Schachtbauverfahren. Braunkohle, 1950, H. 5/4, S. 33.
2. *Stellungnahme* der westdeutschen Tiefbau- und Schachtbaugesellschaft, Braunkohle, 1952, H. 5/6, S. 84.
3. *Schmitz*: Entwicklungsaufgaben des Braunkohlentiefbaues in der niederrheinischen Bucht. Braunkohle, 1949, H. 5/6, S. 72.
4. *Mülot*: Das Abteufen von Entwässerungsschächten nach dem verbesserten Honigmann-Verfahren unter Berücksichtigung der beim Neuaufschluß Espenhain gemachten Erfahrungen. Bergbau-Technik, 1952, H. 10, S. 448.

In zwei Fällen ist der Schachtbau nach dem Honigmann-Verfahren nicht ohne Hemmungen vor sich gegangen.

In Espenhain haben sich bei 2 abgeteufte Schächte, nachdem die Schachtherstellung glatt verlaufen war, Schwierigkeiten beim Ausbrechen gezeigt, die in einem Falle sogar zu einem zeitweiligen Ersaufen des Schachtes geführt haben. Erst nach Einsetzen eines neuen Schachtmantels an

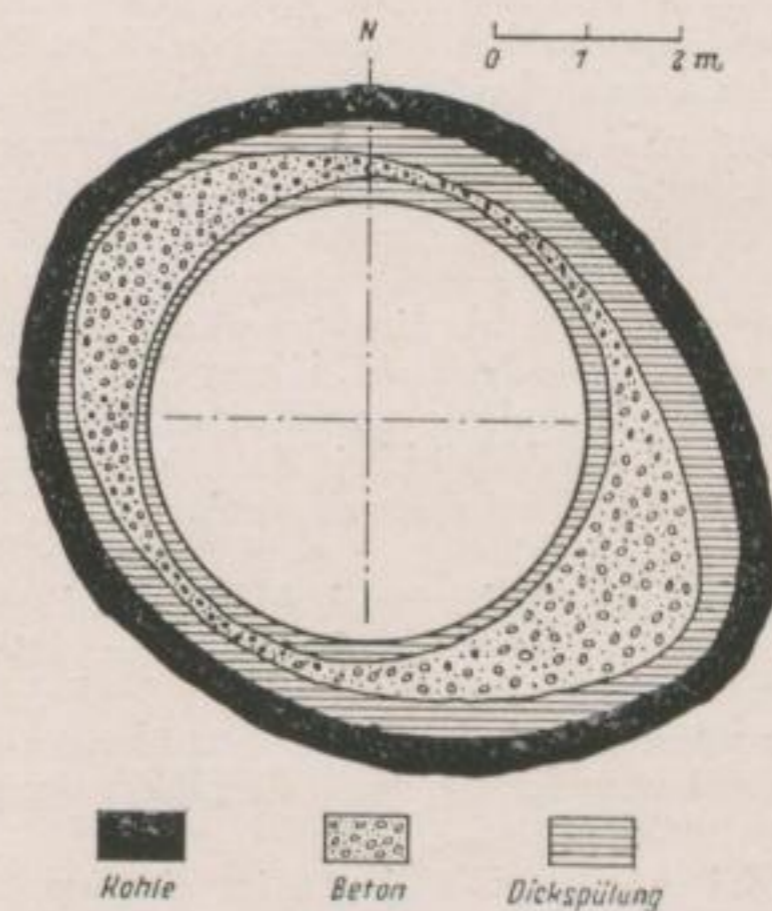


Bild 3. Ausbruchräume im Flöz beim Honigmann-Schacht in Morsenich (Schmitz, Braunkohle 1949, Seite 81)

der Ausbruchstelle und nachfolgenden Zementierungsarbeiten konnte der Schacht wieder nutzbar gemacht werden.

Die Ursache für diesen Wassereinbruch ist nicht ganz geklärt, doch halte ich das Auswaschen der an der Bohrungswandung abgesetzten Tonschicht für den wahrscheinlichsten Grund.

Schwierigkeiten anderer Art sind bei dem Unions-Schacht I im Rheinland aufgetreten. Während der Bohrung ist es zu Ausbrüchen gekommen, vor allem in Tonschichten und in der Kohle. Dadurch wurde z. B. beim Niederbringen der letzten Bohrstufe von 6,15 m Durchmesser in einer Teufe von etwa 140 m der Bohrer festgeklemmt, so daß er nur mit Gewalt gezogen werden konnte. Dieser Ausbruch war kegelförmig mit der Spitze nach unten und ging bis 1,40 m über die Bohrungsperipherie hinaus in das Gebirge hinein. Im Flöz kam es ebenfalls zu ähnlichen Ausbrüchen.

Ausbrüche der Bohrlochwand waren übrigens in Espenhain nicht zu verzeichnen. Erst beim Versuch, die Bohrlochwand abzukehren, ist Nachfall entstanden.

Trotz der großen Ausbrüche hat der Unions-Schacht I nach einem Bombenangriff im letzten Kriege noch etwa zwei Jahre lang nur mit der Trübefüllung gestanden, ohne daß weitere Schäden an der Bohrlochwandung eingetreten sind. Eine ähnlich lange Standdauer ohne Einbringen des Ausbaues aus wirtschaftlichen Gründen war beim Schacht Arsbeck zu verzeichnen, der eine Teufe von 390 m bei 7,50 m Bohrungsdurchmesser besitzt. Auch an diesem Schacht wurde das einwandfreie Stehenbleiben der Bohrungswandung festgestellt.

Um über die geschilderten Erscheinungen ein richtiges Bild zu gewinnen, ist es notwendig, die Vorgänge beim Bohren und die Voraussetzungen für die Standfestigkeit der Bohrlochwandung zu klären.

Beim Bohren im losen, feinkörnigen Gebirge schneidet der Bohrmeißel dünne Späne ab. Die Spanstärke liegt bei etwa 5 mm. Der Bohrfortschritt hängt von der Umdrehungszahl des Bohrers und der Anzahl der Meißelarme ab.

Die Anzahl der Schneidarme ist begrenzt, da mit steigender Zahl die Bohrkonstruktion an Gewicht zunimmt und der Kraftbedarf sowie das durch das Gestänge zu übertragende Drehmoment größer werden. Auch die Spanstärke ist aus den gleichen Gründen begrenzt. Hinzu treten noch die Gefahr des Einhakens an feststehenden Einlagerungen und die Möglichkeit des Abdrängens des Bohrers aus der Lotrechten oder seine Beschädigung (z. B. Meißelbruch).

Die Zahl der Bohrerumdrehungen richtet sich nach dem Durchmesser der Bohrung. Die Geschwindigkeit der Bohrrarme entlang der Bohrungswandung ist so zu halten, daß Ausspülungen durch Trübeströmung bzw. durch Wirbelbildungen vermieden werden.

Im kiesigen Gebirge ist die Spanstärke unter Umständen zu vermindern, damit die Beschädigungen an den Seitenwänden auf ein Mindestmaß beschränkt bleiben und die gelösten Steine

nicht plötzlich herausgerissen, sondern nach und nach gelockert werden. Auf diese Art läßt es sich außerdem noch am ehesten erreichen, daß größere, feststehende Steine nicht herausgerissen, sondern die in das Bohrloch hineinragenden Teile abgeschnitten werden. Sind Findlinge eingelagert, so wird man versuchen, sie durch einen zwischen die Bohrrarme eingebauten Stoßbär zu zerkleinern. Unter Umständen kommt auch der Einbau des Rollenmeißels in Frage. Bei der Möglichkeit größerer Steineinlagerungen kann es zweckmäßig sein, die Teufe der Schachtbohrung zu vergrößern. Es können dann die beim Bohren gelösten Steine mit größerem Durchmesser in das Schachttiefste absinken und dort später mit einzementiert oder, wenn es die notwendige Teufe erfordert, vorher mit einer entsprechenden Vorrichtung von dort entfernt werden.

Wie oben bereits ausgeführt, bleibt die Bohrung normalerweise ohne jeden Ausbau stehen. Man muß jedoch dem jeweiligen Erddruck eine entsprechende Kraft entgegensetzen, damit ein Hereinbrechen der Bohrlochwandung vermieden wird.

Der Erddruck errechnet sich aus

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\alpha}{2} \right)$$

Hierbei ist  $h$  = Teufe

$\gamma$  = spezifisches Gewicht des Gebirges  
und  $\alpha$  = innerer Reibungswinkel des Gebirges.

Legt man der Berechnung einen inneren Reibungswinkel für z. B. Ton von  $\alpha = 20^\circ$  und ein spez. Gewicht des Gebirges von 2 zugrunde, so ergibt sich in 10 m Teufe ein Erddruck von  $0,98 \text{ kg/cm}^2$ , der also fast dem Wasserdruck entspricht. Es ist zuzugeben, daß der Reibungswinkel klein gewählt ist (Ton bzw. Schwimmsand!). Da aber keine Kette mehr trägt als ihr schwächstes Glied, sollte man hier keine zu hohen Werte ansetzen, denn geringe Zwischenschichten können das sonst günstige Bild der Festigkeit der Bohrlochwandung verändern.

Der Unterschied zwischen einem Erddruck von  $0,98 \text{ kg/cm}^2$  und dem Wasserdruck ist sehr gering, und man ist daher gezwungen, dem Wasser zur Gewichtserhöhung Ton beizumischen. Bei den Schachtbohrungen in Espenhain betrug das spez. Gewicht der Trübe  $1,09 - 1,12 \text{ g/cm}^3$ , so daß der Sicherheitsfaktor ziemlich klein war.

Inwieweit die obige Erddruckformel für die beim Bergbau üblichen Teufen gilt und welche zusätzlichen Kräfte evtl. auftreten, sei vorläufig dahingestellt; das muß noch näher untersucht werden.

Eines aber scheint aus den Beobachtungen hervorzugehen, daß nämlich eine Erhöhung des Trübegewichts angebracht ist.

Keper berichtet zwar in der o. a. Arbeit, daß die Trübe nach Beendigung der Bohrung im Schacht gefahrlos durch Wasser ersetzt werden könne. Das mag für die Schächte, die Anschluß an das feste Gebirge haben, auch stimmen. Für die Schächte aber, aus denen im losen Gebirge ausgebrochen werden muß, besteht die Gefahr, daß durch die Entlastung unter Umständen in der



Braunkohle eine Kluftzone entsteht, die beim Ausbruch Schwierigkeiten bereiten kann. Ein Teil der Schwierigkeiten beim Ausbruch aus Schacht IV in Espenhain dürfte m. E. auf diese Erscheinung zurückzuführen sein.

Es ist noch zu erwähnen, daß beim Durchteufen von Gebirgsschichten mit Wasserauftrieb bzw. artesisch gespanntem Wasser eine entsprechend schwerere Trübe angewendet werden muß.

Nunmehr ist zu erörtern, wie es zu der Druckwirkung der Trübe kommt.

Ist die Bohrröhre vollkommen dicht, so übt die Trübesäule ihren vollen hydrostatischen Druck aus. Ist das Gebirge stark wasserdurchlässig, so wird bei einer Füllung der Bohrung mit Wasser dieses so lange abfließen, bis der hydrostatische Ausgleich hergestellt ist. Ersetzt man das Wasser durch Tontrübe, so werden sich die Poren des Gebirges allmählich zusetzen; die Bohrungswand wird dicht werden. Je größer die Poren sind, desto länger wird dieser Prozeß dauern, um so größer wird die Ablagerungszone von Trübeteilchen im Gebirge sein. Von einer gewissen Porengröße an wird sich die Trübe wie Wasser verhalten und einfach abfließen. Dieses Abgehen der Trübe ist ein das Abteufen bedrohendes Ereignis und aus diesem Grunde sehr gefürchtet.

Die Ausbildung der abdichtenden Schicht an der Bohrlochwandung wird nach Vorbeigang des Bohrers nicht mehr gestört und kann in Ruhe erfolgen. Auf der Bohrlochsohle jedoch wird diese Schicht während der Bohrung fortwährend wieder entfernt, so daß man annehmen könnte, daß dort große Trübeverluste eintreten. Das ist jedoch von vornherein nicht der Fall. Bei dem Wegschneiden der Massen an der Bohrlochsohle werden mehr oder weniger kleine Körnchen frei, die durch die ins Gebirge gehende Strömung sofort vor die Poren gepreßt werden und diese ganz oder teilweise verschließen. Diesen Vorgang kann man leicht an Hand eines Versuches nachprüfen. Füllt man einen Trichter mit einem gröberen Sand von unterschiedlichen Korndurchmessern, so fließt beim Aufgießen von Wasser dieses fast ungehindert ab. Gießt man nunmehr Tontrübe auf, so beobachtet man den gleichen Vorgang. Rührt man aber die obere Schicht bei darüberstehender Trübe um, so kann man nach kurzer Zeit feststellen, daß die Durchflußmenge geringer wird, bis es allmählich zur vollen Abdichtung kommt.

Die gleiche Wirkung tritt ein, wenn man der Trübe ein etwas höheres Gewicht gibt und ihr Feinsand beimischt. Auch dann stellt sich die Abdichtung bald ein.

Hiermit ist uns ein Gegenmittel gegen das Abgehen der Trübe gegeben, falls dieses nicht allzu rasch erfolgt. Es heißt: Einstellen der Bohrtätigkeit, Aufrechterhaltung der Spülung und Zugabe von Feinsand verschiedener Körnung zur Trübe. Die in das Gebirge eindringenden Trübeteilchen setzen die Poren mehr oder minder zu, d. h., sie verbessern die Abstützung der Körner bzw. schränken ihre Bewegungsmöglichkeit ein und führen

somit eine Befestigung gerade des locker gelagerten Gebirges in der Randzone herbei.

Wie bereits ausgeführt wurde, ist zum Halten der Bohrlochwand ein Überdruck der Trübesäule gegenüber dem außerhalb herrschenden hydrostatischen Druck erforderlich. Es ist also in der Schachtbohrung ein Überdruck vorhanden, der eine dauernde Trübeströmung nach außen herbeizuführen sucht. Es wird sich dabei zunächst eine Filterschicht ausbilden, die von außen nach innen an Kornfeinheit zunimmt, bis der Durchflußwiderstand so groß geworden ist, daß in der Tat eine vollkommene Abdichtung erzielt wird. Diese Schicht kann man sich in viele Teilschichten mit von außen nach innen zunehmendem Durchflußwiderstand unterteilt denken. Man erkennt dann, daß die außenliegende Tonschicht genau so wie im Ödometersversuch gedrückt wird. Das zwischen den Tonteilchen stehende Wasser wird langsam nach außen gepreßt, und die Tonteilchen kommen dadurch einander näher. Es tritt also eine Verfestigung der Tonlagen ein. Die Stärke sowie die Verfestigung der Schicht sind Funktionen der Druckdifferenz, der Durchlässigkeit des Gebirges, der Kornzusammensetzung der Tonschicht und der Zeit der Druckeinwirkung.

Aus dem eben Gesagten ist zu ersehen, daß es bei einer Bohrung in undurchlässigem Gebirge nicht zur Ausbildung der Tonschicht kommen wird, da keine in das Gebirge gehende Trübeströmung vorhanden ist. Damit ist geklärt, warum sich bei den Steinkohlenschächten mit ihrem Anschluß an das feste Gebirge keine Schwierigkeiten beim Wasserabschluß der Hangendschichten ergeben haben.

Anders verhält es sich bei den in der Braunkohle stehenden Schächten. Die Braunkohle ist mehr oder minder porös. Folglich wird es zur Ausbildung einer abdichtenden Schicht kommen, zumal dann, wenn durch Klüfte der Abfluß der gefilterten Trübe (Wasser) erleichtert wird.

Die Entstehung einer Tonschicht ist somit eine Eigentümlichkeit des Honigmann-Verfahrens. Diese Tonschicht würde auch dann auftreten, wenn man mit reinem Wasser, d. h. ohne Trübe, zu bohren versuchte. Infolge der Aufwirbelung feiner und feinsten Teilchen durch den Bohrer würde sich wiederum eine abdichtende Schicht ausbilden.

Bei dem Schacht II in Espenhain ist der Wasserdurchbruch mit größter Wahrscheinlichkeit auf das Wegwaschen dieser Tonschicht durch das entlang der Tonlage nach der Strecke zufließende Wasser zurückzuführen. Der Wasserdurchbruch hätte sich wahrscheinlich vermeiden lassen, wenn damals bereits Klarheit über die Gefährlichkeit der Tonschicht bestanden hätte. Wäre die Tonschicht damals rings um die Ausbruchsöffnung etwa 20 bis 50 cm tief herausgenommen und diese Öffnung mit Zement, dem ein Schnellbindemittel zugesetzt war, ausgefüllt sowie die Ausbruchsstrecke in Eisen gesetzt und mit einem Zementmantel mit eingesetzten Filterrohren versehen worden, so würde es wahrscheinlich nicht zu dem zeitweiligen Ersaufen gekommen sein.

Dieses Ereignis, so bedauerlich es auch war, hat insofern etwas Gutes bewirkt, als es dem kritisch

urteilenden Bergmann gezeigt hat, welche Möglichkeiten zur Schadenbeseitigung das Honigmann-Verfahren selbst in ziemlich aussichtslosen Lagen noch bietet. Die Schachtreparatur wäre bei Anwendung anderer Abteufmethoden unmöglich oder nur mit sehr großem Zeitaufwand durchführbar gewesen.

Wie bereits festgestellt, scheint eine Klarspülung des Schachtes, d. h. die Beseitigung der Tontrübe aus der Bohrung vor dem Einsetzen des Schachtausbaues, nicht immer günstig zu sein. Der Zweck des Klarspülens ist, einen größeren Gewichtsunterschied beim Einsetzen des Ausbaues und bei der Ausfüllung des Raumes zwischen der Zementierungstrübe und der im Schacht stehenden Flüssigkeit zu schaffen. Auf diese Weise sollen Einschlüsse von Trübe im Zementmantel verhindert und ein gleichmäßiges Ansteigen des Zements und seine Anlagerung an den Schachtausbau und die Bohrlochwandung gewährleistet werden.

Hat die Trübe thixotrope Eigenschaften, d. h., neigt sie in der Ruhe zu Erstarrungen, so besteht die Möglichkeit, daß Trübeile an den Wandungen haften bleiben. Der Gewichtsunterschied zwischen Spül- und Zementtrübe reicht dann nicht aus, die thixotrop erstarrte Trübe zu verdrängen.

Dieser Vorgang scheint bei dem Bau des Unions-Schachtes I stattgefunden zu haben, bei dem sowohl am Schachtausbau als auch an der Bohrlochwandung ein Trübezylinder stehengeblieben ist. Zwischen beiden ist die Zementtrübe aufgestiegen und erstarrt. Die Entfernung der Trübe hat umfangreiche Nachzementierungsarbeiten erfordert.

Soll der Ausbau in die Trübe eingesetzt werden, so ist zu prüfen, wie die beim Unions-Schacht aufgetretenen Störungen vermieden werden können. Es kann einmal das spezifische Gewicht der Zementtrübe durch Beschwerung mit Schwerspat erhöht

werden, so daß die Tontrübe durch die Schwertrübe einwandfrei verdrängt wird. Weiter ist die Aufhebung der Thixotropie durch Erzeugung von Schwingungen etwa in Höhe des jeweiligen Zementpiegels durch entsprechende Schwingungserregung möglich. Die Schwingungen dürfen jedoch nur eine Aufhebung der Thixotropie, aber nicht eine Beschädigung der Schachtwandung herbeiführen.

Der Ausbruch aus dem Honigmann-Schacht mußte bisher fast immer gegen den vollen Wasserdruck erfolgen. Darin liegt eine gewisse Gefahr. Es wurde versucht, eine Verminderung des Wasserdruckes durch den Bau von Filterbrunnen herbeizuführen, doch muß diese Maßnahme, wenn sie wirksam sein soll, zeitig genug und in größerem Ausmaße begonnen werden. Der Erfolg ist mitunter ungewiß, da man die Wasserführung meist nicht von vornherein kennt.

Es ist in den letzten Jahren durch Veröffentlichungen das „Filterschachtverfahren“ von *Issel-Boie* bekanntgeworden, das geeignet erscheint, in Verbindung mit dem Honigmann-Verfahren eine bessere Lösung des Ausbruchproblems zu bringen. Vorschläge in diese Richtung sind durch Dr. *Hellström*, *Mülot* u. a. erfolgt. Beim Filterschacht von *Issel-Boie* wird der Schacht als Filterbrunnen ausgebildet und ist somit die tiefste Stelle des Entwässerungstrichters. An der Ausbruchstelle herrscht also der geringste hydrostatische Druck, so daß beim Ausbruch selbst eine wesentliche Entspannung des wasserführenden Gebirges vorhanden ist. Die Ausbildung der am Schachtmantel anzuordnenden Kiesfilter, Fallrohre usw. bedarf in bezug auf Art und Eigenschaften noch einer eingehenden Erörterung.

Bei der Kopplung des Filterschachtes mit dem Honigmann-Verfahren sind 2 Schwierigkeiten zu überwinden.

1. Das Einfüllen des Filterkieses, der den Zwischenraum zwischen Schacht und Bohrungswandung ausfüllen soll, erfolgt durch Rohre, die außerhalb der Schachtwandung bis etwa in die Höhe des Kiesspiegels hinabgeführt werden. Der Filterkies wird also schonend unter Wasser abgelagert und befindet sich dadurch in der lockersten Lagerung. Bei dem später zu erwartenden Wasserdurchgang wird es zu einer Umlagerung der Kieskörner kommen, die eine entsprechende Setzung bedingt.

Treten bei der Setzung infolge der geringen Ringbreite Brückenbildungen ein, die später nachgeben und ein Nachsacken größerer Massen mit sich bringen, so ist u. U. der Ausbau gefährdet.

Es wird daher vorgeschlagen, die Kiesschüttung während des Einbringens einzurütteln, so daß bereits eine sehr dichte Lagerung erzielt wird. Dann dürfte jede Gefahr gebannt sein.

2. Eine weitere Schwierigkeit liegt darin, daß die abdichtende Tonschicht durch den bei der Bohrung herrschenden Überdruck so fest ist, daß sie durch den im Gebirge herrschenden hydrostatischen Druck nicht überwunden werden

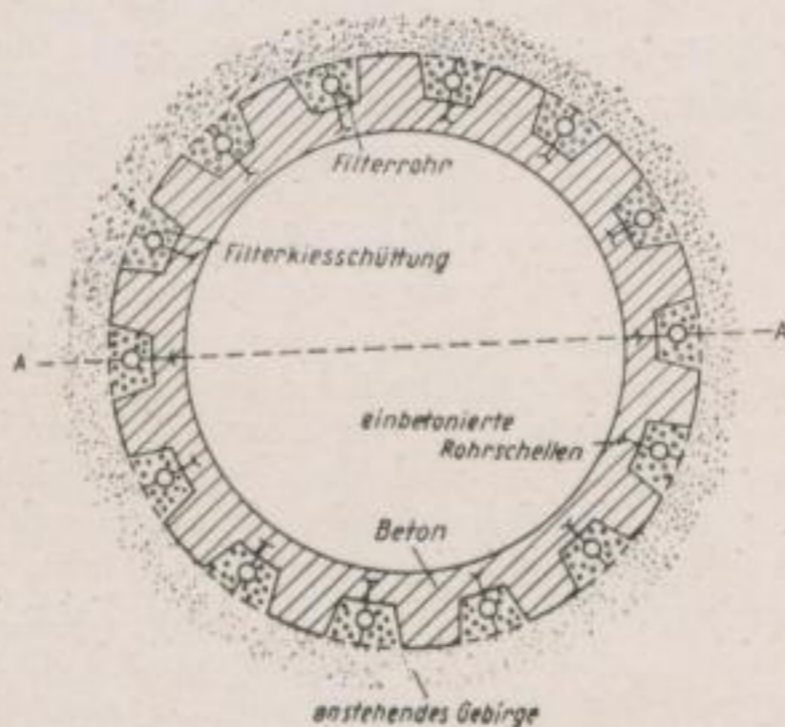


Bild 4. Filterschicht nach Issel-Boie

14 Filterrohre von 200 mm Dmr. und etwa 9,0 m<sup>2</sup> Filterfläche je m Schachttiefe, entsprechend einem Filterbrunnen von 2,8 m Dmr. Größte Wasserspende je Filterbohrloch rd. 3800 l/min, größte Wasserspende des Schachtes 5,3 m<sup>3</sup>/min

Vereinfachter Querschnitt eines Filterbrunnen-Schachtes

(Glückauf 1950, Seite 516)

kann, zumal sie gegen die Schachtwandung durch den Filterkies abgestützt wird.

Es ist daher notwendig, vom Schacht aus an einer ganzen Anzahl von Stellen durch vorgeordnete Stopfbüchsen hindurch die Tonschicht zu durchstoßen. Nach Einleitung der Wasserbewegung wird die Tonschicht von selbst weggewaschen, wenn dafür gesorgt wird, daß die eingebrachte Kiesfilterschicht in der Körnung so gewählt wird, daß sie zwar Gebirgsteilchen zurückhält, für die Tonteilchen jedoch durchlässig ist.

Die Ausfüllung des Zwischenraumes kann ganz dem Gebirge angepaßt werden; es kann z. B. in Tonschichten durch Einleiten von Zementtrübe Wasserabfluß nach oben erzielt werden. Dies ist auch im Hangendton der Kohle der Fall, wenn er mächtig genug ist.

Soll der Ausbruch durch eine mitgeführte Filterschicht hindurch erfolgen, so ist diese in Ausbruchhöhe entweder zu zementieren oder anderweitig zu verfestigen. Falls die Zementierung geplant ist, wird es notwendig sein, die Korngröße der Filterschicht vorsorglich so groß zu halten, daß die einpressende Zementtrübe eindringen kann.

Ein zweiter Weg besteht darin, daß ober- und unterhalb der Ausbruchstelle in vertikaler Richtung Filterschichten aufgebaut werden, die u. U. an eine Zementierungszone grenzen, so daß eine Vertikalbewegung des Wassers möglichst ausgeschlossen ist. In der Ausbruchzone selbst wird die Filterkiesfüllung jedoch so grob wie irgend möglich gehalten. In der tiefsten Zone dieser Grobschüttung werden im Schachtausbau Filterbleche angeordnet, die während der Einbauperiode mit Deckblechen verschlossen sind. Vor dem Ausbruch werden die Deckbleche abgeschraubt, und das Wasser kann in den Schacht eintreten und dort gesümpft werden.

Infolge der oberen und unteren schwer durchlässigen Schichten wird die grobe Schüttungsschicht nahezu leerlaufen und das aus den Seitenstößen eindringende Wasser abführen. Die Filterzone kann dann ohne große Gefahr von Sandausspülungen durchfahren werden.

Es ist wahrscheinlich, daß für die Ausbrucharbeiten noch wesentliche Verbesserungen vorgeschlagen werden. Der Zweck meiner Ausführungen ist aber auch, die Diskussion über Anwendungs- und Verbesserungsmöglichkeiten des Honigmann-Verfahrens anzuregen.

Es würde zweckmäßig sein, möglichst bald einen Versuchsschacht nach dem Honigmann-Verfahren abzuteufen, damit auf Grund der dort erzielten Erfahrungen die weitere Entwicklung vorwärtsgetrieben werden kann.

Abschließend und zugleich zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Schachtabbohrverfahren nach Honigmann durchaus geeignet erscheint, verstärkt im Braunkohlenbergbau angewendet zu werden, da das Abteufen der Schächte sehr schnell geht und das Ausbrechen eine ziemlich hohe Gewähr für sicheren Erfolg bietet. Es steht fest, daß die nach anderen Verfahren abgeteuften Schächte prozentual mehr Wassereinbrüche aufzuweisen hatten, als nach dem Honigmann-Verfahren hergestellte.

Der Bau der Schächte könnte wesentlich verbilligt werden, wenn eine transportable Bohranlage zusammengestellt und eine Belegschaft hierfür ausgebildet würde, die bei allen wichtigen Bohrarbeiten eingesetzt werden könnte.

Der Bau des vorgeschlagenen Versuchsschachtes würde wahrscheinlich viele Zweifler bekehren und damit das aussichtsreiche und schnelle Honigmann-Schachtabteufenverfahren für unseren Bergbau nutzbar machen.

— 555 —

#### Diskussion

Dr.-Ing. Krüger, Berlin:

Meine Herren, ich möchte die Worte von Herrn Neumann noch durch einige Ausführungen ergänzen. Wir haben das Problem des Schachtabteufens in den letzten Monaten im „Arbeitskreis für Abteuffragen“ besprochen. Die Veröffentlichungen über einen Teil dieser Themen sind bereits in der „Bergbautechnik“ erschienen. Schachtbau ist und bleibt ein Risiko. Es handelt sich also darum festzustellen, wie wir das Risiko für künftiges Schachtabteufen erniedrigen können.

Als erstes stand zur Debatte: Das Schachtabteufen im Gefrierverfahren. Diese Erörterungen sind bereits veröffentlicht worden. Wir haben darauf bereits im Arbeitskreis hingewiesen. Es sind jedoch im Gefrierverfahren so viele katastrophale Fälle, gerade in den letzten eineinhalb Jahrzehnten eingetreten, daß wir uns nicht allein auf das Gefrierverfahren verlassen können. Aus diesem Grunde ist gerade das, was Herr Neumann heute brachte, im Arbeitskreis bereits besprochen und auch in öffentlichen Sitzungen dargelegt worden. Wir haben verlangt, daß das Honigmann-Verfahren untersucht wird, und bereits Vorschläge gebracht, wie das Honigmann-Verfahren vervollkommen werden kann. Die bisher aufgetretenen Mängel, gerade wie zuletzt bei dem Schacht in Morsenich, müssen wir beseitigen, um mit größerer Sicherheit einen Honigmann-Schacht

im Braunkohlengebirge herunterbringen zu können. Dabei ergeben sich zwei Wege:

Einmal kann man den Honigmann-Schacht für die Vorentwässerung von Tagebaufeldern teufen, zum anderen für den Aufschluß von Tiefbauanlagen.

Es soll also, wie von Dr. Hellström in seiner Veröffentlichung dargestellt, einmal eine Grundwasserabsenkung erreicht, zum anderen eine Grundwasserabsenkung vermieden werden. Die Ausführungen von Herrn Neumann möchte ich also ergänzen. Wenn wir uns anlehnen an dieses neue Verfahren, müssen wir den gesamten Grundwasserspiegel absenken und können dann erst ausbrechen. Wenn man hingegen ausbrechen will, dann muß man den Grundwasserspiegel halten und den Schacht abdichten, um dann sofort ausbrechen zu können. Es wäre interessant gewesen zu erfahren, wie gerade die letzten Arbeiten in Morsenich verlaufen sind, mit welchem Grade der Sicherheit die Abdichtungen dort erreicht wurden und wie der kostmäßige Aufwand gewesen ist. An sich sind die Honigmann-Schächte früher einmal billiger gewesen als die Gefrierschächte, und wir wollen gerade erreichen, daß wir mit Honigmann-Schächten für geringere Teufen in der Braunkohle ein billigeres Verfahren haben, das auch größere Sicherheit bietet. Wir wollen einmal arbeiten mit allmählichem Absinken des Grundwasserspiegels

und späterem Ausbrechen, und zum anderen wollen wir den Wasserabschluß erreichen, um schneller ausbrechen zu können. Vorschläge für Verbesserungen zum Honigmann-Verfahren sind bereits vor Monaten gebracht worden. Gerade in dem letzten Bilde des Vortrages haben wir das *Issel-Boie*-Verfahren mit einer Abkehr vom Stahlmantelausbau dargestellt gesehen. Es wäre jetzt zu untersuchen — bzw. es wird schon untersucht und nächstens noch erhärtet — und festzustellen, ob wir auch beim Honigmann-Verfahren eine Abwendung vom Stahlmantel und einen Übergang etwa zu einem gemauerten Zylinder erreichen können. Das sind Probleme, die bereits oft besprochen wurden und die es wünschenswert erscheinen lassen, daß unsere aufgenommenen Arbeiten noch in diesem Jahre zum Abschluß kommen.

Die Dinge stehen zur Debatte, und ich hoffe, daß wir in den diesjährigen Untersuchungen noch zu Ergebnissen kommen, wobei sich wahrscheinlich die Anwendung eines gemauerten Ausbaues ergeben wird. So haben wir also die beiden Möglichkeiten, einmal den Vorschlag *Hellström* und zum anderen den Vorschlag *Issel-Boie*. Es wäre nun wünschenswert, daß von seiten der Institute in dieser Richtung noch weiterhin notwendige Untersuchungen angestellt würden.

Prof. Spackeler, Freiberg:

Herr Dr. *Krüger* hat die Frage angeschnitten, ob man auch beim Honigmann-Verfahren mit Mauerung auskommt. Herr *Neumann* hatte die Frage der Spülverluste berührt. Ich glaube, beides hängt innig miteinander zusammen, denn m. E. ist der Spülverlust (der Trübeverlust) nicht zu fürchten, sondern im Gegenteil zu begünstigen. Je mehr Trübe wir verlieren, desto besser ist unser Schacht, denn diese Trübe dringt ja doch in die Sandschichten ein und soll sie abdichten, und wenn wir durch Ton die Sache abgedichtet haben, dann ist die Betonhinterfüllung nachher bei weitem nicht mehr so notwendig. Sie muß selbstverständlich den Raum ausfüllen, aber sie hat dann nur in geringerem Maße für die Wasserabdichtung des Schachtes zu sorgen, und das ist doch das Wesentliche. Wir werden unbedingt mit einer Mauerung arbeiten können, wenn diese Mauerung nicht unbedingt wasserdicht sein soll, denn unbedingte Wasserabdichtung können wir nur durch Eisen erreichen. Es tritt um so mehr Wasser und mit ihm Trübematerial in das Gebirge ein, je höher das spezifische Gewicht der Trübe ist, und ich glaube, daß hierbei dieser ganz entscheidende Gesichtspunkt zu beachten ist. Allerdings liegt eine Schwierigkeit darin, daß wir nun in der Kohle nach unten unbedingt mit Beton abdichten müssen und daß hier der Beton nicht mehr die Aufgabe hat, den Raum auszufüllen, sondern daß er unbedingte Wasserabdichtung ergeben muß.

Ein Problem, das ich heute noch nicht lösen kann, das aber m. E. nach wesentlich ist, wird das sein, in der Kohle nicht mehr mit Tontrübe zu arbeiten, sondern nur etwa mit einer Schwerspattrübe oder dgl. Wir müssen uns im klaren sein, daß wir auf die Thixotropie verzichten und in der verhältnismäßig kurzen Zeit des Abteufens in der Kohle die Garantie haben müssen, daß keine Störung eintritt, daß wir also mit einer nicht-thixotropen Lösung arbeiten können.

Ich glaube, daß darin ein Problem liegt, das uns der Lösung der Schwierigkeiten wesentlich näher bringen würde.

Dr. Krüger:

Es liegt hierüber ein Forschungsauftrag vor. In Bluno wird gegenwärtig mit den Mitteln dieses Auftrages ein Schacht niedergebracht. Hier wurden nun ganz systematisch und wissenschaftlich alle Unterlagen geprüft, und wir werden sehen, wie dieses Experiment gelingt. Als dann wird sich sicher an weiteren Stellen die Möglichkeit ergeben, auch einmal einen Schacht nach Honigmann in Anlehnung an *Issel-Boie* oder einen Schacht lediglich nach den Prinzipien von *Issel-Boie* niederzubringen. Und wenn diese 3 Schächte niedergebracht sind, dann werden wir zumindest in der Braunkohle wissen, wie wir uns zu verhalten haben, wobei stets zu klären ist, wollen wir unten ausbrechen und das Wasser über uns stehen lassen, oder wollen wir, was natürlich das Teurere ist, erst den Wasserspiegel senken und dann ausbrechen.

Dipl.-Ing. Neumann:

Auf den Schachtausbau bin ich nicht eingegangen, weil ich nur die Grundzüge des Honigmann-Verfahrens schildern wollte. Die verschiedenartig zusammengesetzten Trüben — darunter auch die Schwerspattrübe — werden jetzt in Laboratoriumsversuchen erprobt. Der Abschluß des Hangendwassers dürfte meiner Ansicht nach im Ton gegeben sein. In der Kohle wird man aber immer eine Anlagerungsschicht zwischen anstehender Kohle und Zement haben, und dort besteht immer die Gefahr, daß Auswaschungen erfolgen können. Es ist also darauf zu achten, daß man im Hangenden den Wasserabschluß bekommt, und dann kann man durch Bohrungen in der Schachtwandung feststellen, ob man gut ausbrechen kann oder nicht; u. U. muß man die Zwischenschicht auswaschen. Das kann man durch systematisches Durchbohren der Schachtwandungen, durch Hinterspülung und Nachfüllen von Zementtrübe erreichen. Dann ist der Wasserabschluß auch hier gewährleistet. Im Rahmen dieses Vortrages war eine ausführliche Schilderung aller Probleme infolge der beschränkten Zeit nicht möglich.



## Möglichkeiten zur modellmäßigen Nachbildung gebirgsmechanischer Vorgänge

Von Dipl.-Ing. LOTHAR NEUBER, Freiberg

Der Wunsch des Bergmannes, zu wissen, was im Gebirge über und unter seinen Grubenbauen vor sich geht, entspringt nicht einer bloßen Neugierde, sondern einem begründeten, schwerwiegenden Interesse. Wie eingehend gerade an diesem Problem gearbeitet wird, ist z. B. daraus ersichtlich, daß man versucht, mit Hilfe von tieferen Bohrlöchern und speziellen Betrachtungsgeräten einen Einblick in das Verhalten der einzelnen Schichten über dem Abbau zu bekommen [1]. Natürlich kann man trotz dieser angewendeten Hilfsmittel immer nur Aufschluß über das Verhalten eines sehr beschränkten Teiles des Gebirges erhalten. Eine andere Möglichkeit zur Ermittlung des Gebirgsverhaltens in größerer Entfernung vom Abbau besteht in den z. T. schon durchgeführten Berechnungen. Leider sind die Formeln bereits für die einfachsten Fälle derartig kompliziert, daß sie für den praktischen Bergmann z. Z. noch nicht anwendbar sind.

An Hand eines Bildes (Bild 1) soll verdeutlicht werden, welche Bedeutung eine einigermaßen richtige Vorstellung vom Gebirgsverhalten für die Entwicklung von Abbaufahren hat. Das von *Dehne* [2] zuerst veröffentlichte Bild zeigt, wie man sich das Verhalten des Braunkohlengebirges über einem sog. Schildabbau vorstellte. *Dehne* nimmt also an, daß selbst ein verhältnismäßig wenig kohärentes Gebirge, wie es entwässerter Sand darstellt, über dem Abbau in Ruhe bleibt, wenn man nur genügend große Verchiebgeschwindigkeiten anwendet. Erst in größerer Entfernung vom Abbau brechen dann die hangenden Gebirgsmassen herein, ohne dem Bergmann irgendwie schädlich zu sein.

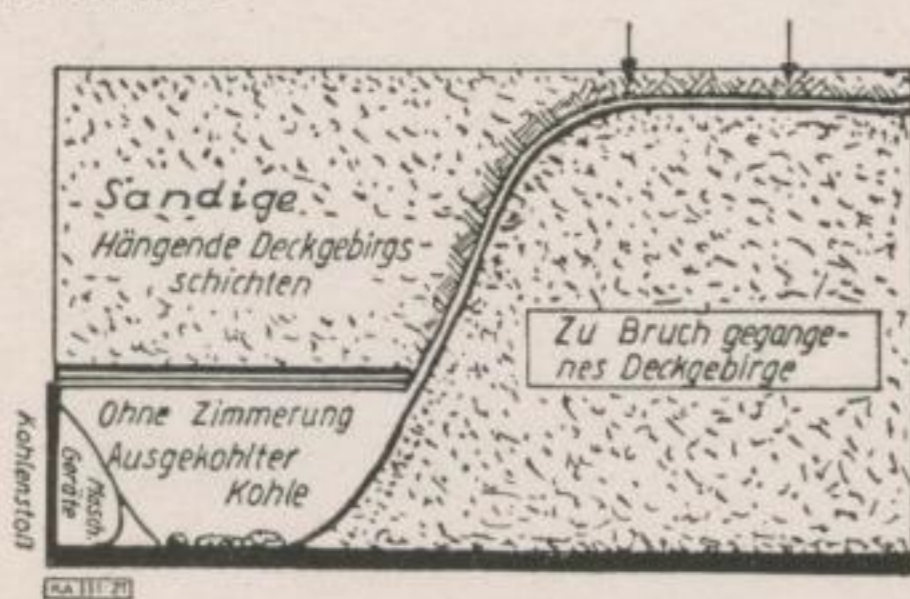


Bild 1. Deckgebirgsverhalten bei Schildabbau unter Sandhangendem nach *Dehne* [2]

Es sind auch Bilder vorhanden, auf denen das Gegenteil zu sehen ist [5]. Dort sind nämlich gerade die Teile des hangenden Gebirges, die nach *Dehne* in absoluter Ruhe und in ihrer ursprünglichen Höhe verbleiben, hereingebrochen und haben den Schildausbau umgekippt.

Natürlich werden die Meinungen nicht in allen Fällen soweit auseinandergehen, wie in diesem von mir zitierten drastischen Beispiel. Immerhin ist daraus zu ersehen, wie nützlich es ist, eine einigermaßen zutreffende Vorstellung vom Gebirgsverhalten zu haben. Es scheint nun so, als ob es außerordentlich schwierig und dies in den spezifischen Eigenheiten des Bergbaues begründet sei, zu einer derartigen Vorstellung zu gelangen. Dem ist aber nicht ganz so. Es gibt außer im Bergbau auch auf anderen Gebieten noch eine ganze Reihe von Problemen, denen man durch Beobachtungen am Original oder durch komplizierte Berechnungen nicht beikommen konnte. In derartigen Fällen pflegt der Ingenieur heute Modellversuche durchzuführen. Allgemein sind ja die Erfolge bekannt, die damit beim Schiffbau, bei der Entwicklung günstiger Tragflächenprofile im Flugzeugbau usw. erzielt worden sind. Alle Strömungsvorgänge lassen sich modellmäßig wiedergeben, wenn nur die den Strömungsvorgang charakterisierende sog. *Reynoldssche* Zahl im Original dieselbe ist wie beim Modell. Auch der Bergbau hat sich gerade die Möglichkeit, Strömungsvorgänge modellmäßig nachzubilden zu können, zunutze gemacht. Ich erinnere nur an die modellmäßige Ermittlung der Wetterwiderstände von Schachteinbauten und Streckenausbauarten, über die in den letzten Jahren im deutschen und ausländischen Schrifttum berichtet wurde. Daneben hat sich aber die Bergbauforschung auch schon länger mit der modellmäßigen Wiedergabe von gebirgsmechanischen Vorgängen befaßt.

Am bekanntesten sind wohl die Versuche mit Hilfe der Spannungsoptik [4] und die Versuche mit Plastillinmodellen [5] geworden, auf die ich hier deshalb nicht näher einzugehen brauche.

Eine andere Methode, Aufschluß über das Gebirgsverhalten insbesondere in der Umgebung von Strecken zu erlangen, verwendet die sog. Gipsplättchen-Modelle [6]. Auf diese Versuche möchte ich an Hand der Bilder 2 und 3 etwas näher eingehen, weil sie von ähnlichen Gedankengängen ausgehen, wie sie dem vom Verfasser entwickelten Modell zugrunde liegen. Das Modell ist aus Gipsplättchen aufgebaut und wird mit Hilfe einer Preßvorrichtung unter Druck gesetzt. Bild 2 zeigt, wie durch die Zu-

nahme des Druckes in der Umgebung des Streckenhohlraumes Risse auftreten und sich die für Strecken, auch bei geschichtetem Gebirge, charakteristische Gewölbebildung herausstellt.

Versuche mit derartigen Modellen hat man z. B. angewendet, um die Wirksamkeit von Firstvernagelung oder Zugankern nachzuprüfen. Das Bild 5 läßt erkennen, wie die Gipsplättchen, die die Gebirgsschichten unmittelbar über dem Streckenhohlraum darstellen, mit Hilfe von nagelähnlichen Eisenbolzen zusammengehalten werden. Diese Zuganker werden in Bohrlöcher eingebracht. Sie sind

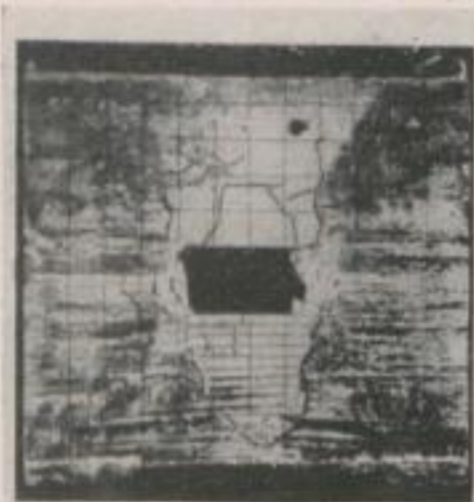


Bild 2.  
Gipsplättchenmodell,  
Gewölbebildung um  
Strecken nach Jacobi [6]

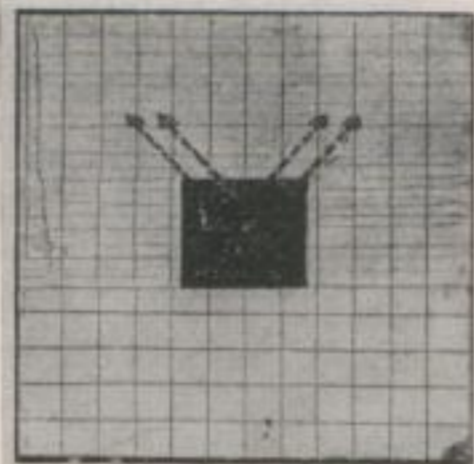


Bild 3.  
Gipsplättchenmodell,  
Wirkung von Zugankern  
nach Jacobi [6]

im Bohrlochtiefsten durch Spreizhülsen gegen das Gebirge gepreßt und tragen am streckenseitigen Ende eine Platte, die mittels einer Mutter fest gegen das Gebirge gedrückt wird. Auf diese Weise werden die einzelnen Schichten zu einer dickeren Platte zusammengehalten, und bei erhöhter Belastung (siehe Bild 3b) ist keine so deutliche Gewölbebildung mehr zu beobachten.

Alle diese Versuche beruhen auf gewissen Ähnlichkeitsprinzipien, sind aber häufig nicht streng auf der Gültigkeit der Modellgesetze aufgebaut. Welche Unterschiede im Gebirgsverhalten auftreten können, je nachdem, ob die jeweils gültigen Modellgesetze erfüllt sind oder nicht, soll das folgende Beispiel zeigen [7]. Bild 4 a zeigt das Modell in seinem ursprünglichen Zustand. Es stellt einen Gebirgsblock dar, aus dem eine dünne Schicht herausgebaut ist. Wird dieses Modell nun durch eine senkrechte Kraft von oben belastet, dann tritt ein Bruch auf, wie auf Bild 4c zu sehen ist. Erfolgt dagegen die Belastung nicht durch senkrechten Druck von oben, sondern durch Zentrifugalkraft, also durch ein noch näher zu beschreibendes Verfahren, bei dem die Modellgesetze erfüllt sind, dann bricht der auf Bild 4b dargestellte, gewölbe-

förmige Gebirgsklotz heraus. Das Ergebnis ist also gänzlich verschieden von dem vorhergehenden.

Zum Verständnis der modellmäßigen Nachbildung ist es nun doch notwendig, sich mit einigen Formeln zu beschäftigen. Sie gelten für die Maßstäbe, die in Betracht kommen, wenn die Modellgesetze streng eingehalten werden sollen. Untersuchen wir zunächst den Fall 1: Es treten nur Schwerkraft auf. Dann gelten folgende Formeln für die Maßstäbe:

*Froude* sches Modellgesetz.

$\lambda =$  frei wählbar

$$\tau = \sqrt{\lambda \frac{g}{g}} \quad x = \frac{M \cdot B}{m \cdot b} = \frac{(g)}{g} \cdot \lambda^3 \cdot \tau^2$$

$$x = \frac{(\gamma)}{\gamma} \cdot \lambda^3 \quad x = \frac{K}{k} = \frac{Q}{q} = \frac{(\gamma)}{\gamma} \cdot \lambda^3$$

Der Längenmaßstab  $\lambda$  ist frei wählbar. Der Kraftmaßstab  $x$  ergibt sich aus der Bedingung, daß einmal das *Newton*sche Gesetz Kraft = Masse  $\times$  Beschleunigung, zum anderen die Voraussetzung, daß der Kraftmaßstab dem Verhältnis von Gewicht des Originals  $Q$  zu Gewicht des Modells  $q$  entspricht, erfüllt ist. Aus diesen beiden Bedingungen ist dann der Kraftmaßstab und Zeitmaßstab  $\tau$  leicht zu ermitteln. Hat man aber einmal diese drei Grundmaßstäbe des technischen Maßsystems in Abhängigkeit vom gewählten Modellmaßstab ermittelt, dann lassen sich die Maßstäbe für alle anderen Größen ohne weiteres durch die Betrachtung der Dimensionen angeben. Dieses Modellgesetz hat Bedeutung für Gebirgskörper, in denen nur die Erdanziehung und die von den Schwerkraft abhängigen Reibungskräfte wirken. Dieser Fall liegt z. B. vor bei einem rein sandigen Gebirge, und ich werde

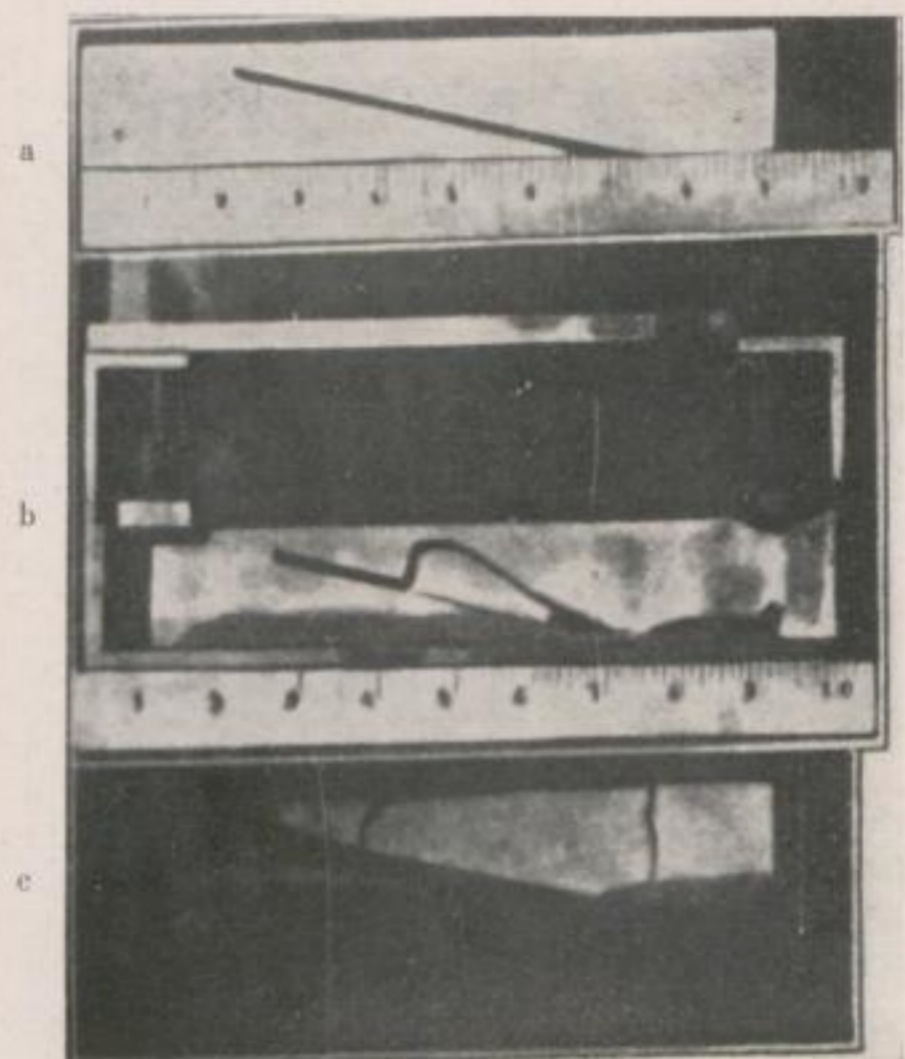


Bild 4. Ergebnis eines Modellversuches (nach Bucky)  
a) unbelastetes Modell  
b) Bruchform nach Belastung unter Beachtung der Modellgesetze  
c) Bruchform nach Belastung ohne Beachtung der Modellgesetze

über ein für diesen Fall entwickeltes Modell anschließend noch ausführlicher sprechen.

Ein anderer Fall liegt vor, wenn nur elastische Kräfte auftreten. Es gilt dann das sog. *Cauchy'sche* Modellgesetz.

Die größte Bedeutung hat aber zweifellos ein dritter Fall. Es werden elastische Kräfte durch die Erdschwere hervorgerufen, und nach dem Brechen des Gebirges an irgendeiner Stelle werden auf den Bruchflächen Reibungskräfte wirksam. In diesem Falle sind sowohl das zuerst als auch das zu zweit erwähnte Gesetz gleichzeitig zu erfüllen. Das bedeutet, daß nunmehr der Längenmaßstab des Modells nicht mehr frei wählbar, sondern von anderen Faktoren abhängig ist. Die hierfür gültigen Gesetze sehen folgendermaßen aus:

Es wirken gleichzeitig Schwer- und Elastizitätskräfte

$$\lambda = \frac{(e) \rho \cdot g}{e(\rho) \cdot (g)}$$

$$\tau = \sqrt{\lambda \frac{g}{(g)}}$$

$$x = \frac{(e)^3 \cdot (\rho)^2 \cdot (g)^2}{e^3 \cdot \rho^2 \cdot g^2}$$

Stellt man nun das Modell aus denselben Gesteinsarten her, aus denen sich das Original aufbaut, dann sind im Modell und im Original die Festigkeiten und die E-Module des Materials gleich. Die Formeln nehmen die folgende, wesentlich einfachere Form an

Spezialfall:  $(e) = e(\rho) = \rho$

$$\lambda = \frac{g}{(g)}$$

$$\tau = \lambda$$

$$x = \lambda^2$$

Man sieht, daß der Längenmaßstab jetzt nur noch abhängig ist vom Verhältnis der Erdanziehung im Original zu der Anziehungskraft im Modell. Die Erdanziehung kann man nicht verändern. Wendet man aber für das Modell statt der Erdbeschleunigung eine Zentrifugalbeschleunigung an, dann kann man, je nach der Größe der gewählten Zentrifugalbeschleunigung, jeden beliebigen Längenmaßstab für das Modell erhalten. Das bedeutet:

Bildet man z. B. einen Teil des Gebirges mit den darin enthaltenen Grubenbauen im Maßstab 1:500 nach, setzt dieses Modell in eine Zentrifuge, die eine derartige Umfangsgeschwindigkeit hat, daß die erzeugte Zentrifugalbeschleunigung 500mal so groß ist wie die Erdbeschleunigung, dann wird im Modell dasselbe geschehen, was sich auch im Original abspielen würde. Wir halten diese Methode der Modellversuche zunächst insbesondere für die Erforschung der Gebirgsdruckverhältnisse im Kalibergbau für anwendbar. Dort wird es am ehesten möglich sein, die das Gebirge aufbauenden Schichten in einem einigermaßen tragbaren Verkleinerungsverhältnis auch für den Aufbau eines derartigen Modells zu verwenden. Wir haben deshalb eine Zentrifuge konstruiert, in die diese Modelle

eingesetzt und bei der Anwendung einer entsprechenden Umdrehungsgeschwindigkeit beobachtet werden können (Bild 5). Das Beobachten der Vorgänge im Modell kann nicht etwa nur nach dem Versuch, sondern auch während des Versuches stattfinden, indem man die rotierende Zentrifuge mit Hilfe eines Lichtblitzstroboskopes beleuchtet. Durch Hilfseinrichtungen kann man erreichen, daß ein Lichtblitz immer gerade zu dem Augenblick erscheint, in dem sich das Modell an einem bestimmten Punkt befindet. Wir hoffen, auf diese Weise zusätzliche Unterlagen dafür zu bekommen, welche Belastung z. B. einem Pfeiler im Kalibergbau zugemutet werden kann.

Weiter oben wurde dargelegt, daß ein einfacheres Modellgesetz gültig ist, wenn es sich um sandiges Gebirge handelt, weil dann nämlich keine elastischen Kräfte, sondern nur Erdanziehung und Reibungskräfte wirksam sind.

Dieser Fall eines rein sandigen Gebirges trifft bei entwässertem, rein sandigem Braunkohlengebirge zu. Da uns das Gebirgsverhalten des Braunkohlengebirges beim Abbau im Rahmen eines Forschungsauftrages besonders interessierte, haben wir ein Modell entwickelt, das die Beobachtung der Gebirgsvorgänge im Sand unter Beachtung der geltenden Modellgesetze gestattet. Bild 6 zeigt den Aufbau dieses Modells.

Aus Winkeleisen ist ein Kastenrahmen zusammengeschweißt, dessen Seitenwände von dicken Glasplatten gebildet werden. Diese Glasplatten sind zum Schutze gegen eine Durchbiegung durch

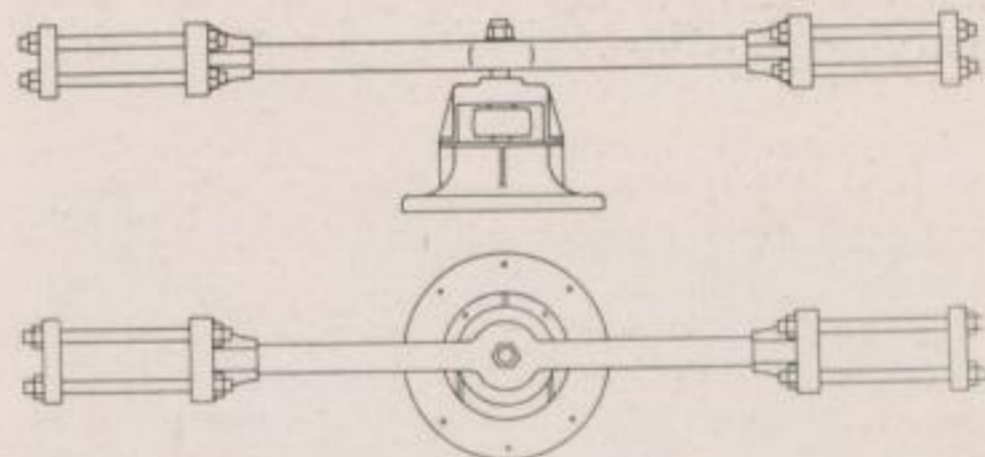


Bild 5. Zentrifuge für Modellversuche

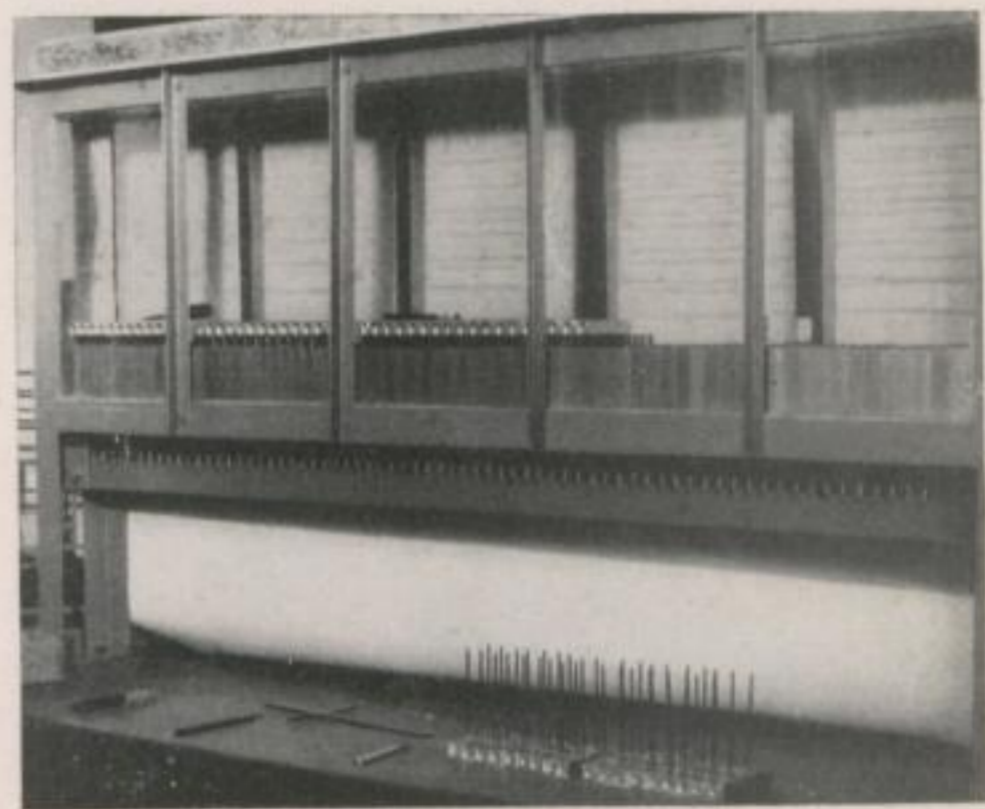


Bild 6. Gesamtansicht des Modells für die Nachbildung des Gebirgsverhaltens im Braunkohlengebirge

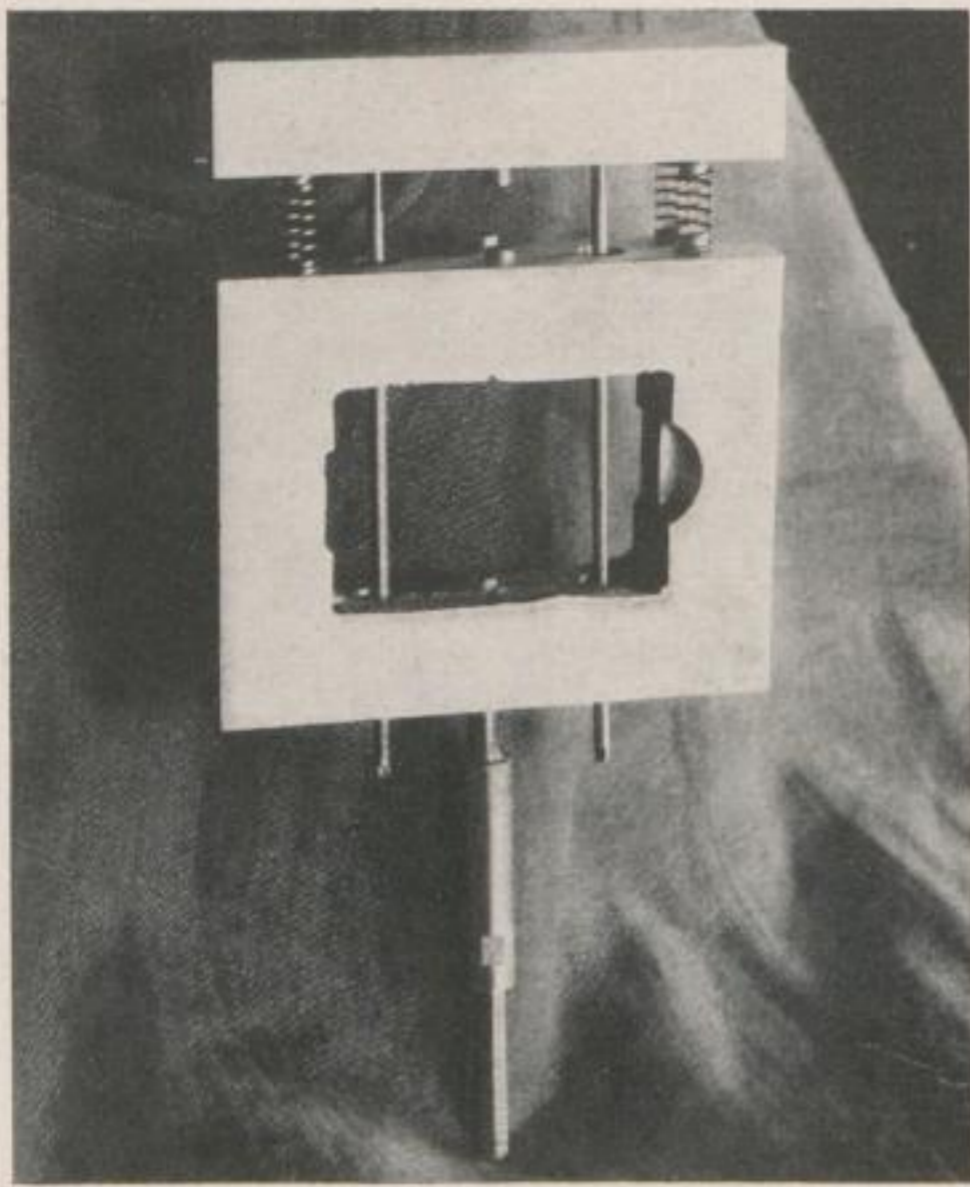


Bild 7. Meßelemente für das Modell nach Bild 8

zusätzliche Winkeleisen abgestützt. Den Boden dieses Glaskastens bilden einzelne Elemente von 2 cm Breite. Diese Elemente sind absenkbar eingerichtet, da sie sich mit Hilfe einer mit Rechts- und Linksgewinde versehenen Spindel gegen eine unter dem Modell angebrachte, rechteckige Stange abstützen.

Bild 7 stellt den Aufbau eines einzelnen Elementes dar. Es besteht aus Ober- und Unterteil. Beide sind mit 4 Federn verbunden. Die Zusammendrückung der geeichten Federn kann mit Hilfe der am Oberteil befestigten Meßstifte als Relativbewegung dieser Meßstifte gegen das Unterteil gemessen werden. Das Messen selbst geschieht mit einer für diesen Zweck besonders hergerichteten Meßuhr. An diesem Element ist wieder die Spindel mit dem Doppelgewinde zu erkennen. Wenn diese

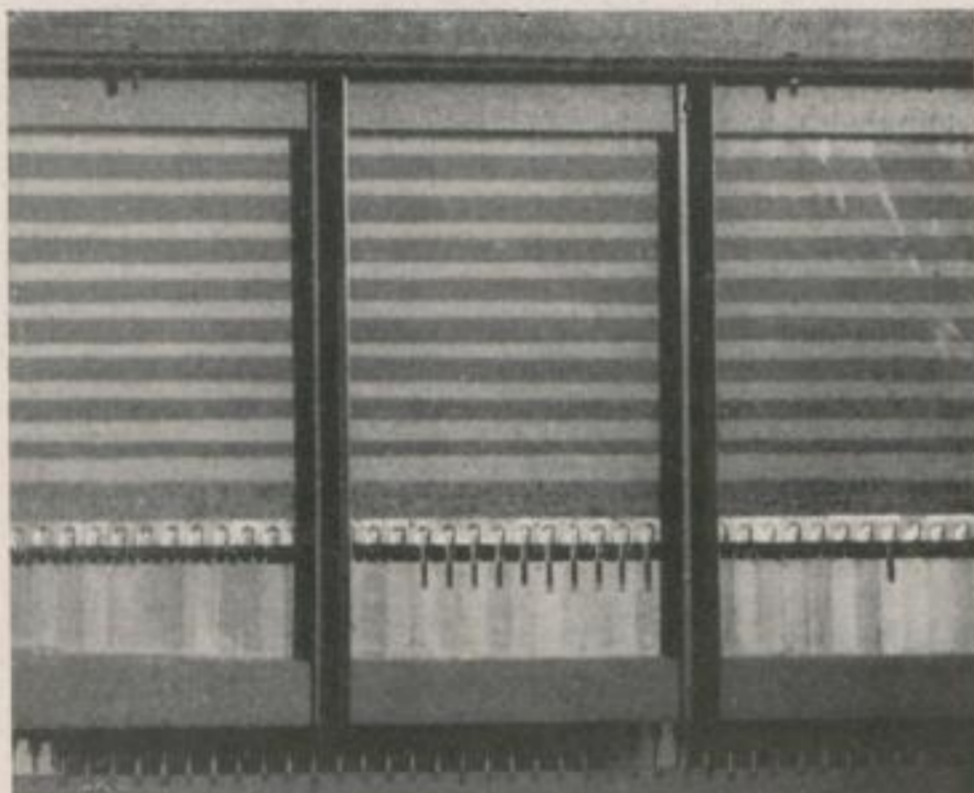


Bild 8. Mit geschichtetem Sand gefülltes Modell

Spindel gedreht wird, kann man den gesamten Meßblock heben oder senken.

Bild 8 zeigt das mit Sand gefüllte Modell. Um die Bewegungen, die im Sand auftreten, besser sichtbar zu machen, wurden abwechselnd Schichten gefärbten und ungefärbten Sandes eingefüllt. Die untersten Sandschichten sind etwas grobkörniger, um zu vermeiden, daß Feinsand zwischen die einzelnen Meßblöcke bzw. zwischen Meßblöcke und Glaswand eindringen kann und so ein Klemmen hervorruft.

Nach dem bisher Gesagten ist man demnach in der Lage, die Druckverteilung am Boden des Modells zu ermitteln und durch Beobachtung durch die

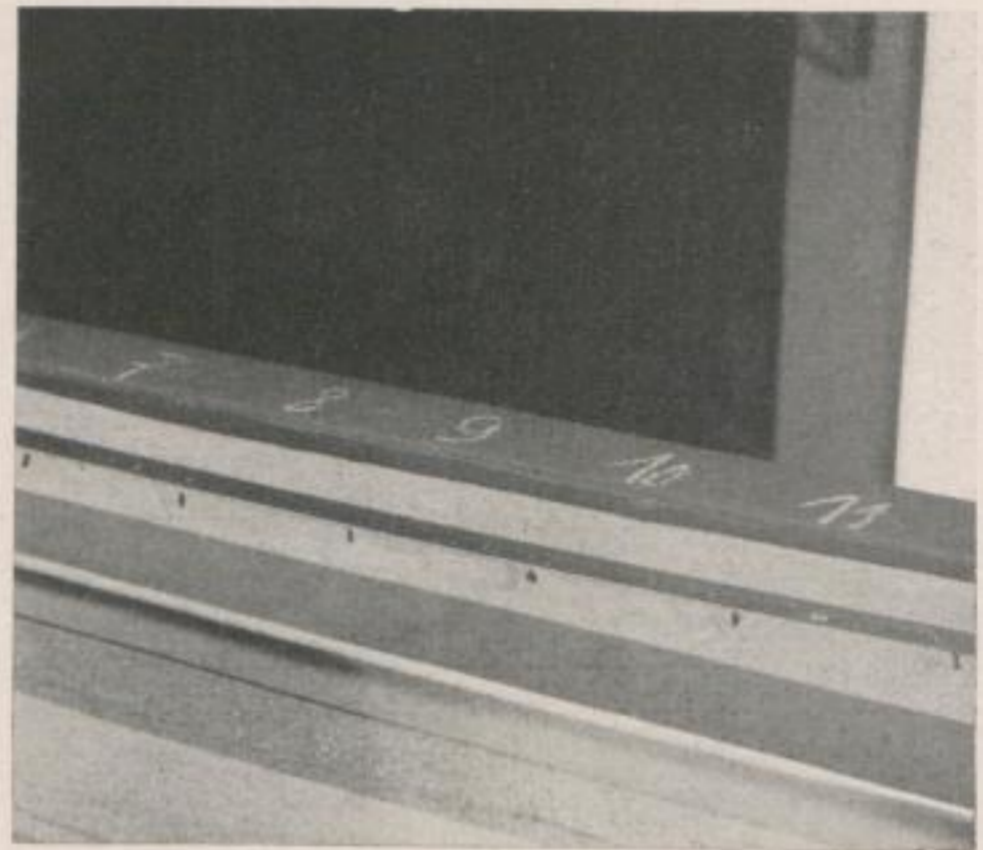


Bild 9. Festpunkte „über Tage“ beim Modell nach Bild 6 und 7

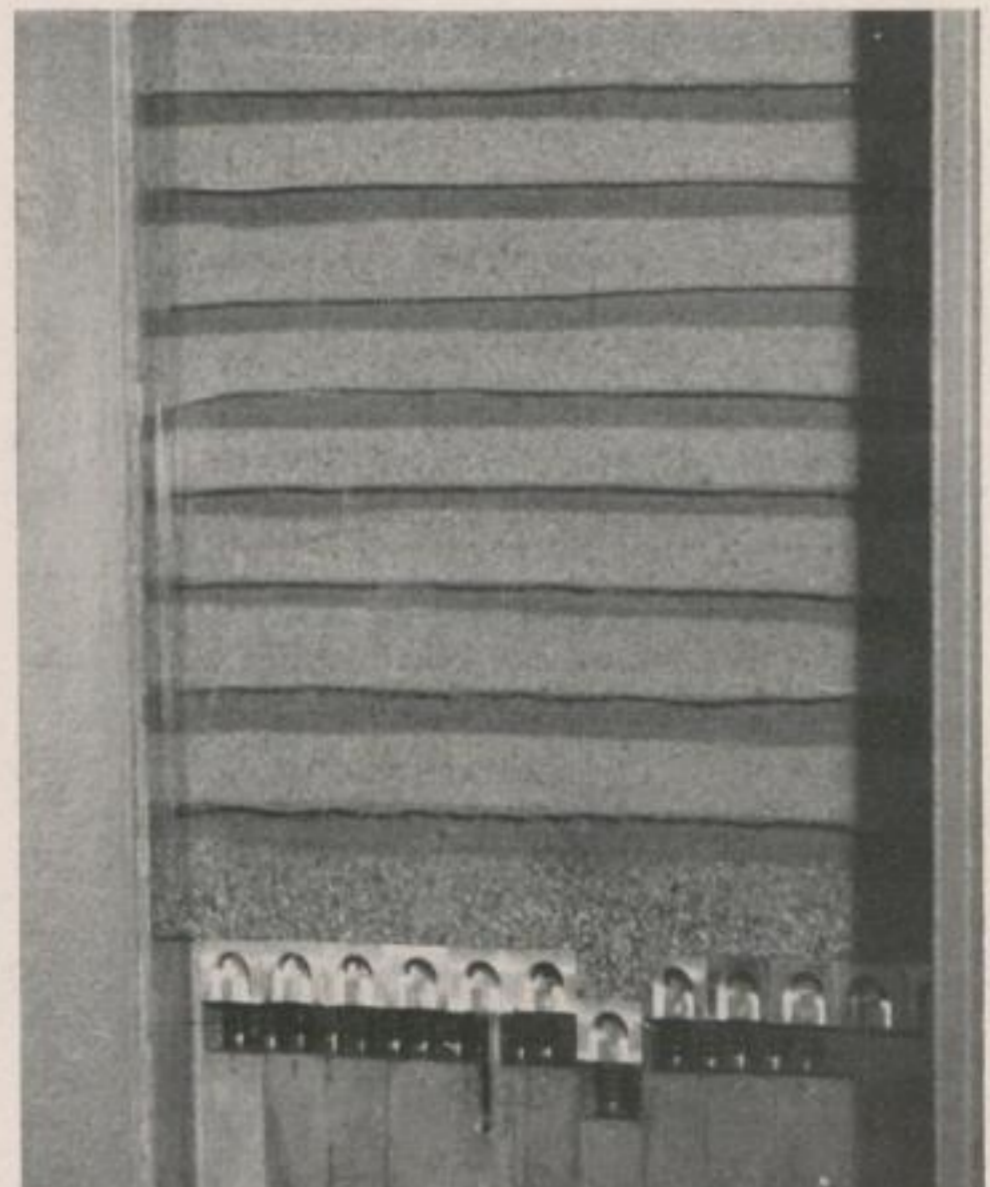


Bild 10. Nachbildung eines Bruches, Anfangsstadium



Glasscheiben die als Folge des Abbaus eintretenden Bewegungen im Sand zu verfolgen. Außerdem sind aber auf der obersten Sandschicht, also gewissermaßen an der Tagesoberfläche, eine Reihe von Festpunkten angebracht (Bild 9). Diese Festpunkte bestehen aus kurzen, oben angespitzten Stahlstäben. Sie begannen nun beim Abbau zu wandern, und ihre Längsverschiebung wurde mit einem Stahlmeßband eingemessen.

Im Bild 10 ist das Ergebnis eines ersten Vorversuches dargestellt. Durch Absenken einer kurzen Reihe von Meßblöcken wurde gewissermaßen ein Bruch im Braunkohlentiefbau nachgeahmt. Während sich bei der verhältnismäßig kleinen freigelegten Fläche auf diesem Bild noch keine weitreichenden Verschiebungen im Sand feststellen lassen,

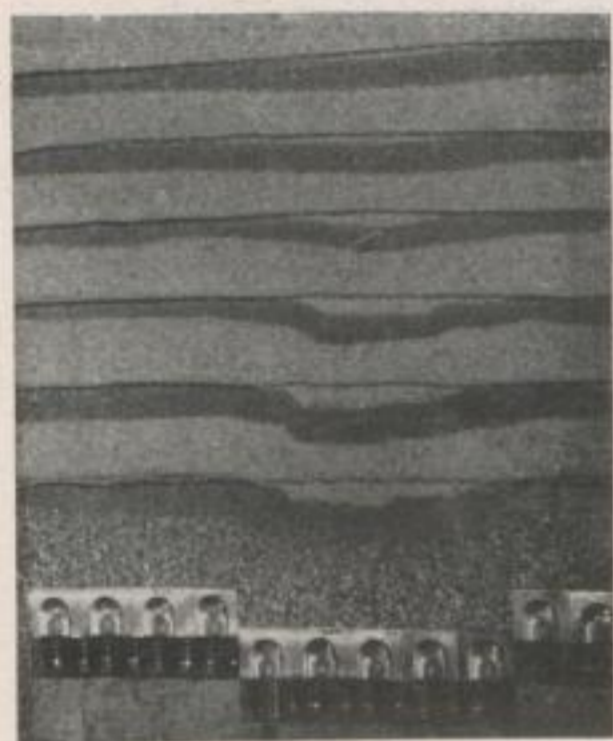


Bild 11. Nachbildung eines Bruches, Endstadium

kann man auf Bild 11 eine Absenkung der Schichten bis zu einer gewissen Höhe über dem Abraum beobachten. Deutlich ist zu erkennen, daß nicht etwa der Sand von allen Seiten nach dem entstandenen Hohlraum zu drängt, sondern daß die einzelnen Sandschichten flexurartig längs einer ziemlich scharfen Begrenzungslinie durchgebogen werden. Diese Begrenzungslinie folgt der bekannten typischen Gewölbeform. Unmittelbar nach dem Absenken, also solange noch nicht durch Erschütterungen nachträgliche Bewegungen im Sand stattgefunden hatten, konnte man innerhalb dieser Gewölbelinie die aufgetretene Auflockerung, ja z. T. sogar einen feinen Riß beobachten. Die Sandschichten biegen oder gleiten also nicht etwa bloß in einem von E-Modul und innerer Reibung abhängigen Maße, sondern — glücklicherweise — die Sandkörner verspannen sich gegenseitig.

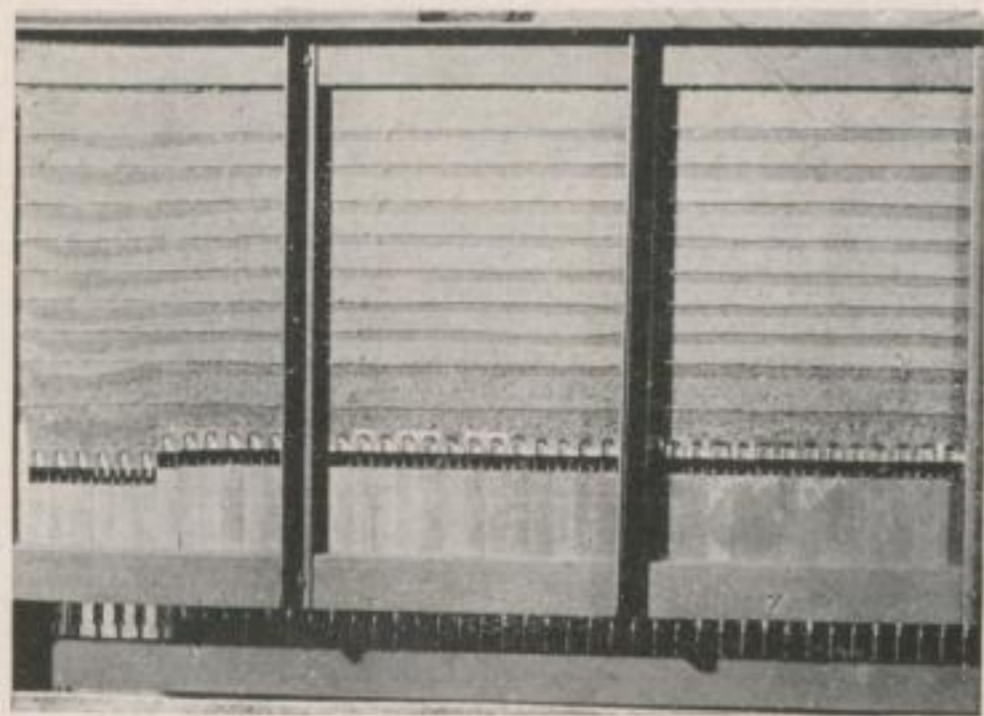


Bild 12. Nachbildung des Kurzstrebbruchbaues

Durch diese Beobachtung erklärt sich z. B. das allen Braunkohlentiefbauleuten bekannte und von ihnen gefürchtete sog. „Wegdrehen“ von Brüchen. Wenn sich nämlich durch übermäßige Nachgiebigkeit des Bruchausbaus im sandigen Hangenden die eben skizzierte Rißlinie im Sand, und zwar auch bei etwas tonigem Sand, hat ausbilden können, dann lastet der innerhalb dieses Gewölbes aufgelockerte und nicht mehr fest gegen das übrige Gebirge verspannte Sand als lose geschüttete Masse auf dem Bruchausbau. Sobald dieser durch das Brechen eines Stempels oder beim Fehlen von Spreizen nicht mehr die genügende Stabilität und Abstützung gegen die Bruchseiten hat und deshalb dieser lose Sand an irgendeiner Stelle zu laufen beginnt, wird durch die hereinstürzenden Sandmassen in Bruchteilen von Sekunden ein Stempel nach dem anderen weggeschoben oder weggeschlagen, so daß der ganze Bruch zusammengeht.

Bild 12 soll die Gebirgsbewegungen beim sog. Kurzstrebbruchbau veranschaulichen. Die Verhältnisse beim tatsächlichen Abbau wurden auf folgende Weise nachgeahmt: Die links des deutlich sichtbaren Absatzes liegenden Felder bilden den zu Bruch geworfenen Feldesteil. Die sich an diese Bruchlinie anschließenden Meßblöcke sind nur um einen geringen Betrag abgesenkt, der etwa beim gewählten Maßstab der tatsächlichen Hangenddurchbiegung beim Kurzstrebbruchbau entspricht. Die restlichen Meßblöcke nach rechts bleiben in ihrer ursprünglichen Lage, stellen also gewissermaßen den noch anstehenden Kohlenpfeiler dar. Das Bild läßt erkennen, wie sich bereits zu diesem Zeitpunkt, also kurz nach dem Beginn des Abbaus, die schon bei der Nachbildung des Pfeilerbruchbaus beobachtete Gewölbelinie ausbildet, was besonders deutlich an der Abbaukante sichtbar wird.

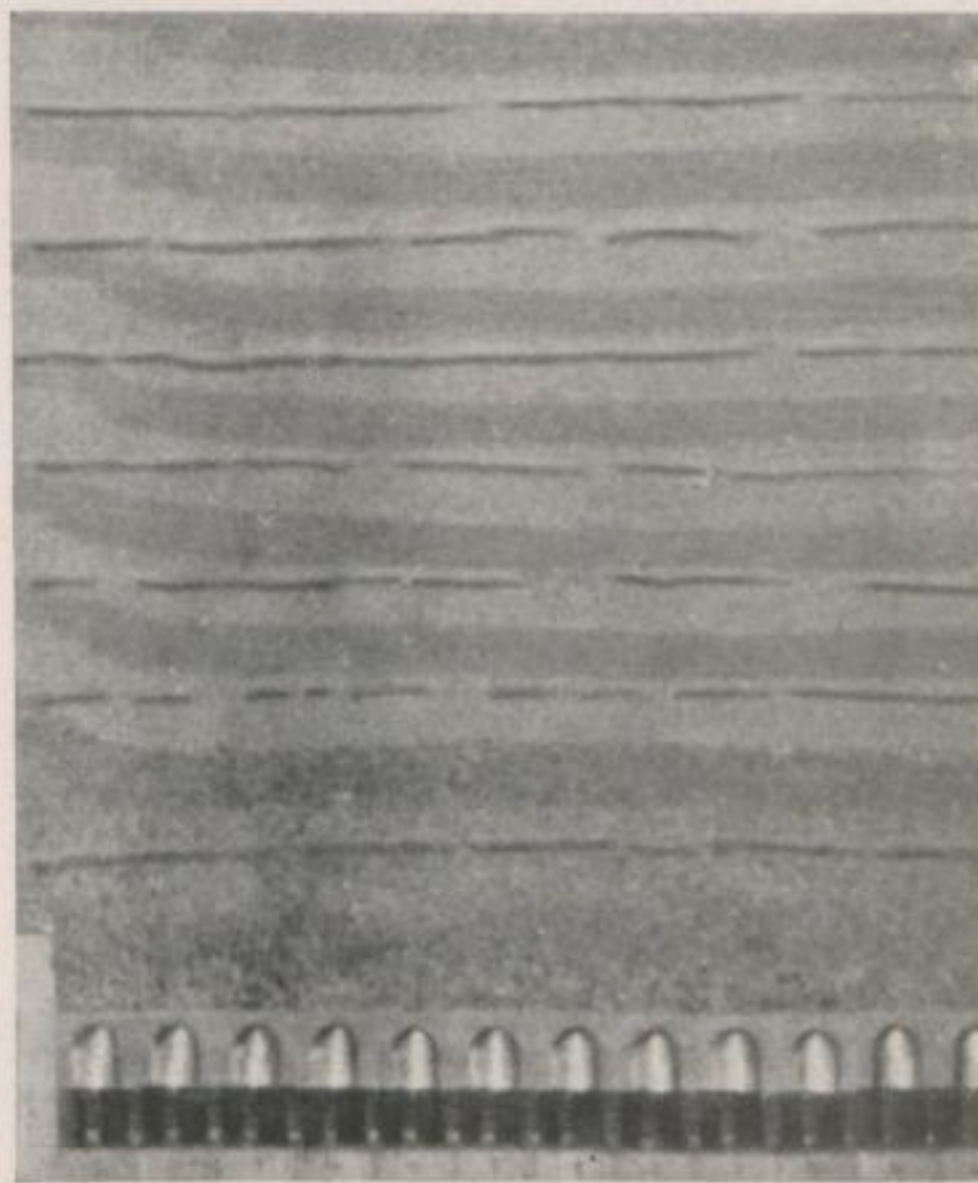


Bild 13. Gewölbelinie am stehenden Stoß

Bei weiterem Vorrücken des Abbaus bildet sich diese Gewölbelinie mit sehr großer Deutlichkeit

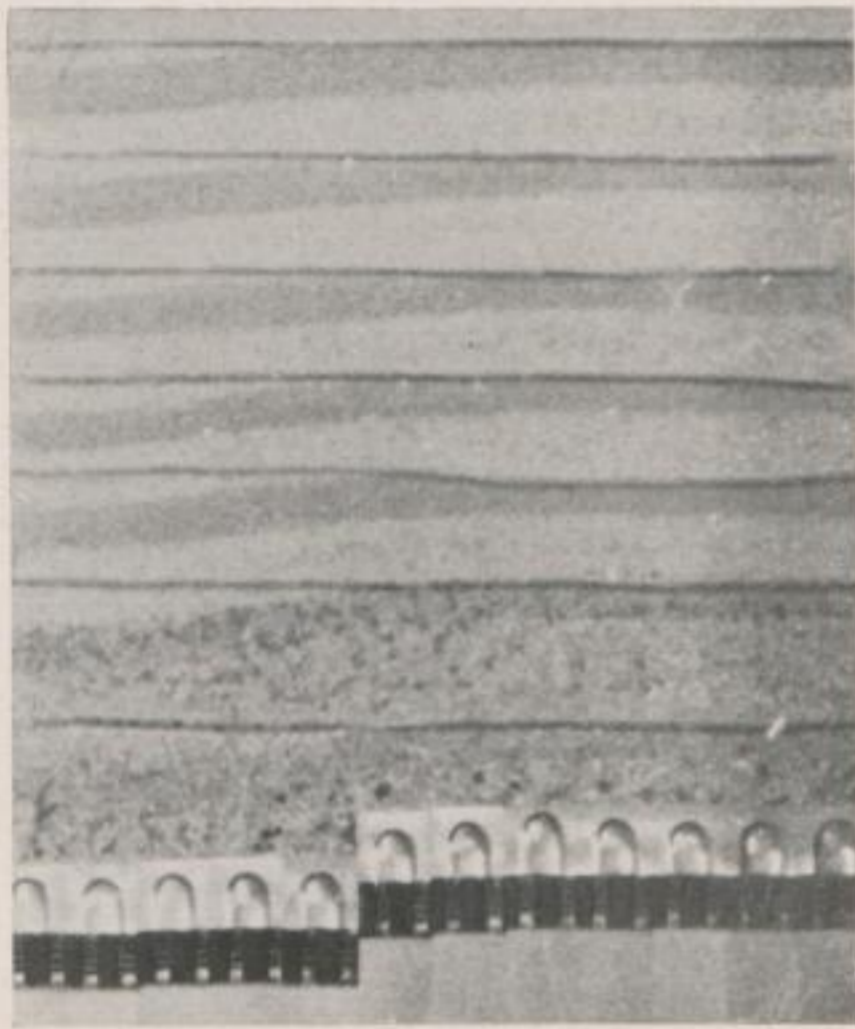


Bild 14. Gewölbelinie am wandernden Stoff

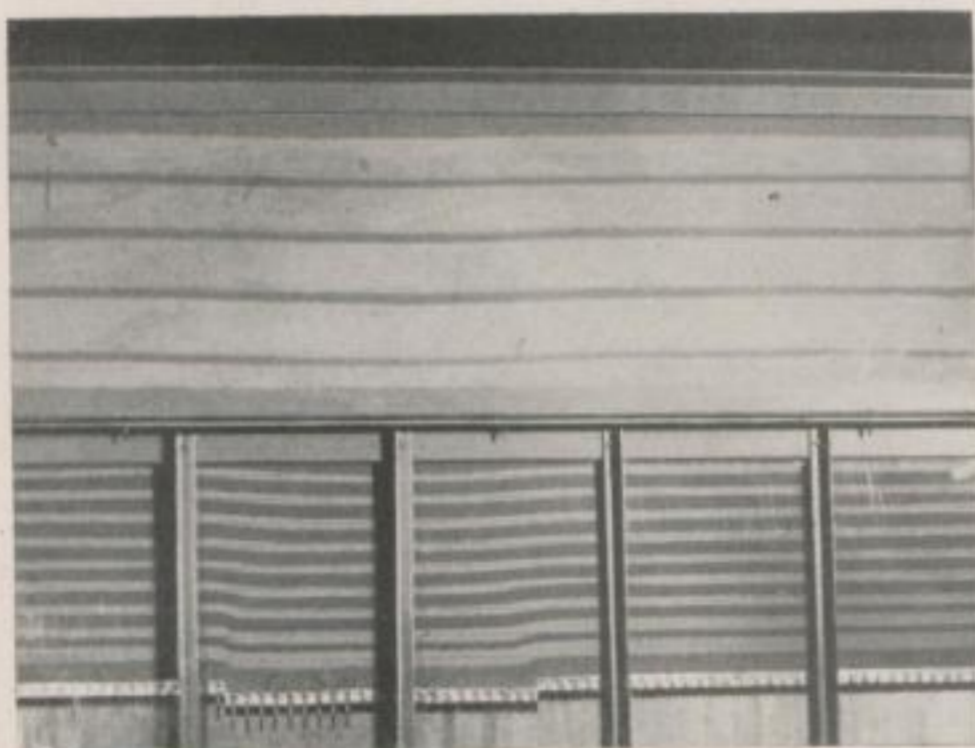
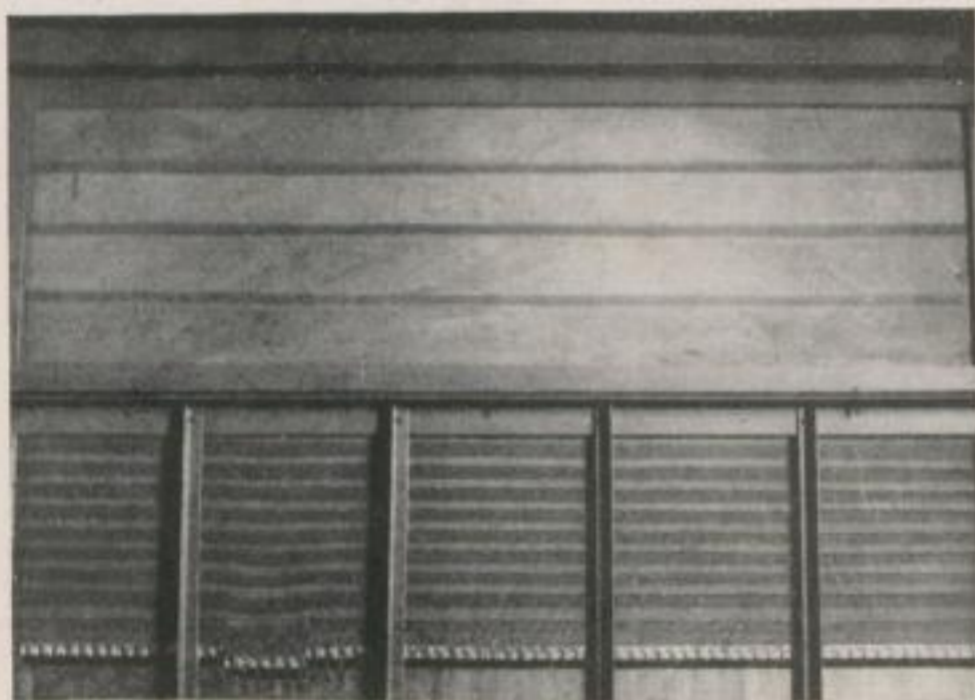


Bild 15 u. 16. Gebirgsbewegungen beim Kurzstrebbau bei mächtigerer Überlagerung

aus. Am stehenden Abbaustoß bleibt sie auch beim weiteren Abbau erhalten (Bild 15), während die Gewölbelinie über dem eigentlichen Abbau nicht so deutlich hervortritt (Bild 14). Natürlich kann man über dem Abbau die sich zum Versatz bzw. zum Bruchfeld hin spannende Gewölbelinie nicht beobachten, weil ja dort nur eine allmähliche Verfestigung und Verdichtung des Sandes eintritt.

Die beiden folgenden Bilder zeigen, daß sich auch bei erhöhter Überlagerung grundsätzlich dieselben Vorgänge wiederholen. Wie aus den Bildern 15 und 16 zu ersehen ist, hatten wir auf den ersten Rahmen einen zweiten aufgebaut, um auf diese Weise zu einer erhöhten Überlagerung zu kommen. Während mit Hilfe des unteren Kastens allein eine Überlagerungshöhe von 35 cm — sie entspricht nach dem gewählten Modellmaßstab 35 m — nachgebildet werden konnte, war es mit Hilfe des aufgesetzten Rahmens möglich, eine Überlagerung von 85 m nachzubilden.

Welche Ergebnisse brachten nun die an diesem Modell vorgenommenen Messungen? Zweifellos sind die interessantesten Beobachtungen die der überträgigen Punktverschiebungen. Bild 17 zeigt die Verschiebung der einzelnen Punkte bei einem Versuch

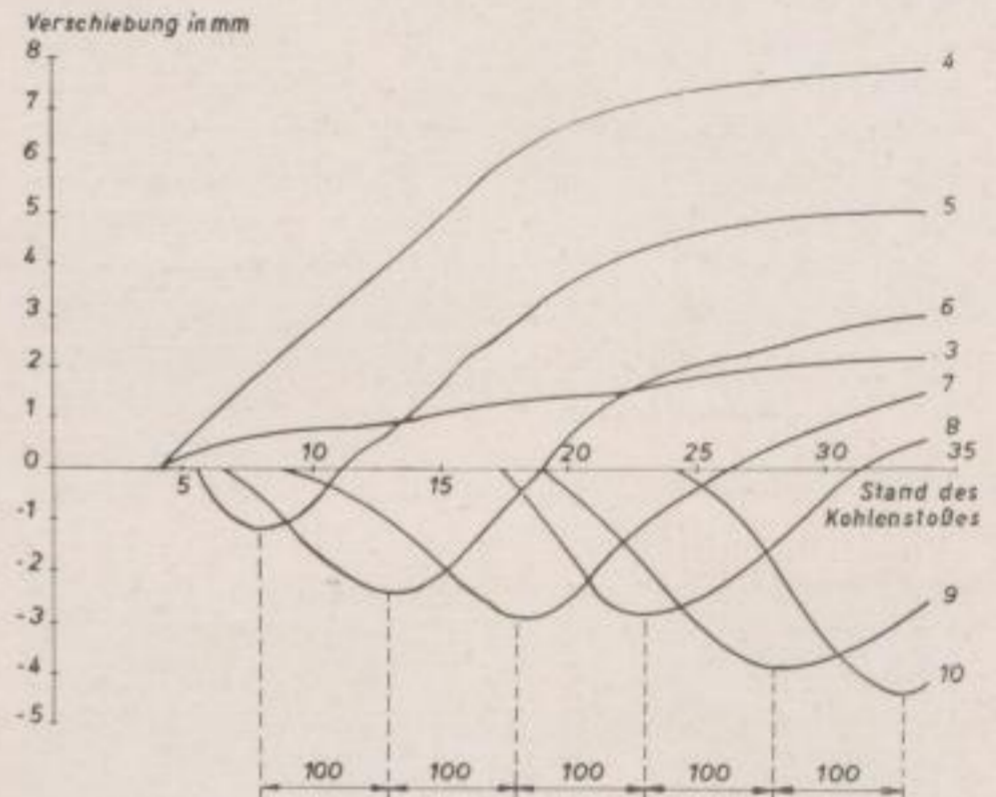


Bild 17. Punktverschiebung über Tage bei 35 cm Überlagerung, 5 cm Stribraumtiefe

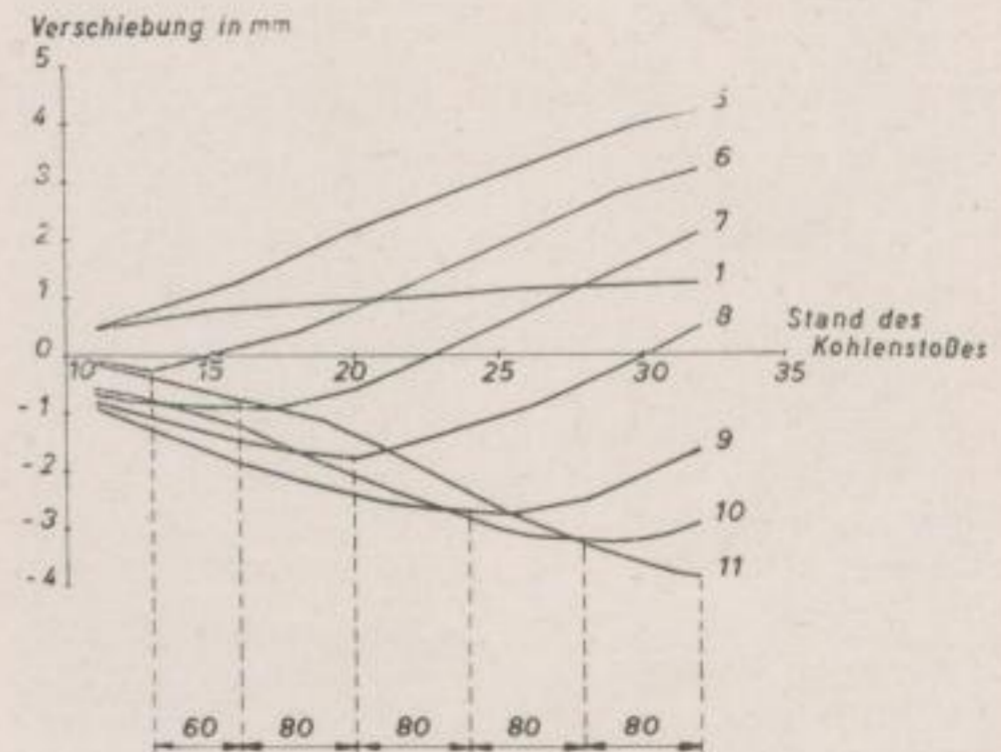


Bild 18. Punktverschiebung über Tage bei 85 cm Überlagerung, 7 cm Stribraumtiefe

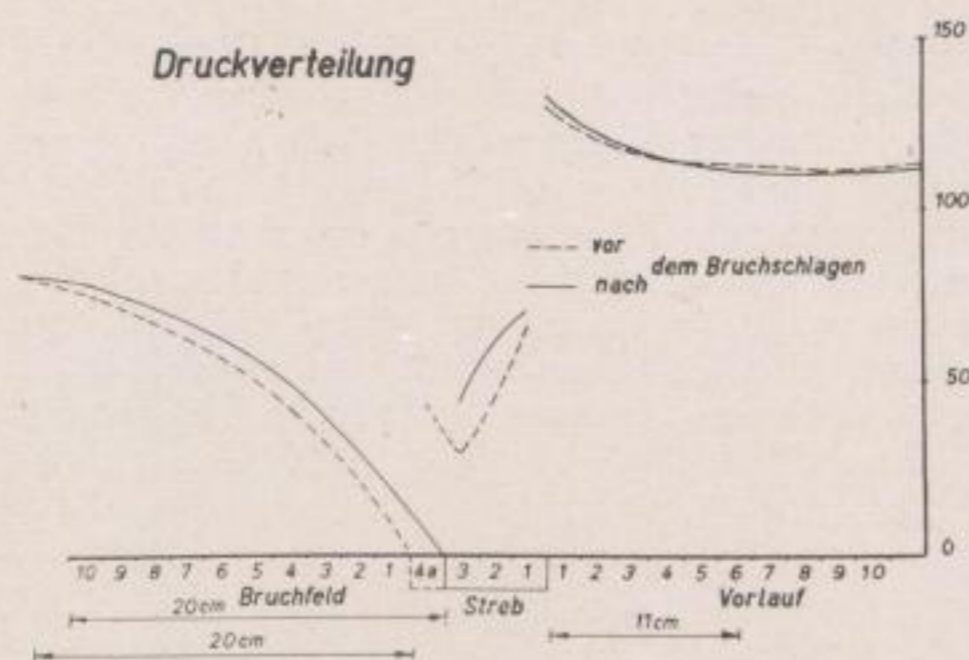


Bild 19. Druckverteilung beim Kurzstrebbbruchbau

mit 55 cm (also entsprechend 55 m) Überlagerung. Die links von der Abbaukante liegenden Punkte Nr. 5 und 4 erfahren dabei lediglich eine Verschiebung nach dem Abbaufeld zu. Die über dem Abbaufeld selbst liegenden Punkte machen dagegen eine hin- und rückläufige Bewegung. Dabei ist deutlich die Tendenz zu erkennen, daß die Punkte schließlich wieder auf ihren Ausgangspunkt zurückkehren. Während sich der Einsatz der Bewegungen schon allein deshalb, weil er natürlich außerordentlich langsam erfolgt, nicht genau festlegen ließ, konnte die Stelle der Punktumkehr außerordentlich präzise erfaßt werden. Da die einzelnen Festpunkte einen gleichmäßigen Abstand voneinander hatten, war zu erwarten, daß auch die Stellen der Punktumkehr für die einzelnen Punkte einen konstanten Abstand voneinander haben. Wie Bild 17 zeigt, war das auch tatsächlich der Fall. Aus dem jeweiligen Stand des Kohlenstoßes bei der Umkehr eines Punktes konnte auch der Abstand vom Kohlenstoß ermittelt werden, in dem diese Punktumkehr stattfindet. Man kann sich das Erscheinen dieser Punktumkehr etwa folgendermaßen vorstellen (vgl. Bild 15): Alle Punkte außerhalb des Gewölbes wandern nach dem Gewölbe zu, bedingt durch die Verdichtung des Sandes längs der Gewölbeline. Der Punkt, der sich immer gerade oberhalb des Gewölbescheitels befindet, führt keine Horizontalbewegung mehr aus. Es erweckt somit den Anschein, als ob der Abstand der obertägigen Punktumkehrstelle vom Kohlenstoß charakteristisch ist für die Größe des sich ausbildenden Gewölbes.

Grundsätzlich dieselben Bewegungen der Punkte über Tage wurden, wie aus Bild 18 zu ersehen ist, auch bei der erhöhten Überlagerung von 85 cm, entsprechend 85 m, festgestellt. Hier fällt lediglich der Abstand zwischen den beiden ersten Punktumkehren etwas aus dem Rahmen heraus. Das ist aber durch die Randbedingungen leicht erklärlich. Der geringere Abstand der einzelnen Punktumkehren im Vergleich zum vorhergehenden Bild wird dadurch erklärt, daß bei diesem Versuch die obertägigen Meßpunkte dichter aneinander standen.

Während nun bei 55 cm Überlagerung die Punktumkehr 6 cm hinter dem Kohlenstoß erfolgte, lag die Punktumkehr bei 85 cm Überlagerung 11 cm hinter dem Kohlenstoß. Es scheint somit, als ob mit zunehmender Teufe der Scheitel des Gewölbes — bei sonst gleichen Bedingungen — einen immer



Bild 20. Belastung des Strebraumes (in % vom Überlagerungsdruck)

größeren Abstand vom Kohlenstoß erlangt. Es ist außerordentlich interessant und erwähnenswert, daß diese beiden Erscheinungen, nämlich die obertägige Punktumkehr jeweils nach dem Abbauschwerpunkt bzw. dem Gewölbescheitel zu und die Zunahme der Gewölbegröße mit zunehmender Teufe, auch durch Messungen im Gelände bestätigt gefunden wurden. Die obertägige Punktumkehr wurde bei der meßtechnischen Überwachung eines Kurzstrebbbruchbaues auf der Tiefbaugrube Oberöblingen gefunden, während sich die Zunahme der Gewölbegröße mit zunehmender Teufe bei sonst gleichen Bedingungen mit Hilfe von Druckmeßdosenmessungen nachweisen ließ. Über diese Beobachtungen beim praktischen Grubenbetrieb soll zu einem späteren Zeitpunkt berichtet werden.

Welche Beobachtungen ergaben sich nun durch die Druckmessungen? Bild 19 zeigt den grundsätzlichen Verlauf: Vor dem Kohlenstoß, in einem bestimmten Abstand vorherlaufend, eine Druckerhöhung, hinter dem Bruchfeld allmähliches Ansteigen des Druckes auf einen Maximalwert. Der Druckverlauf im Strebraum selbst zeigt auf diesem Bild eine nach dem Bruchfeld zu abfallende Tendenz bis auf den Anstieg im letzten Strebfeld. Diese abfallende Tendenz wurde aber bei diesem Versuch künstlich hervorgerufen durch eine nach der Bruchkante zu außerordentlich stark vergrößerte Nachgiebigkeit in den einzelnen Feldern.

Bild 20 zeigt dagegen den Einfluß verschiedener Versuchsbedingungen auf die Druckhöhe im Strebraum in Prozenten vom Überlagerungsdruck: Ganz links die eben gesehene Druckverteilung bei nach der Bruchkante außerordentlich stark zunehmender Nachgiebigkeit und 55 cm Überlagerung, in der Mitte konstante Nachgiebigkeit und 85 cm Überlagerung. Hier sieht man auch das bekannte Ansteigen des Druckes nach dem Alten Mann zu bzw. den an der Bruchkante zu erwartenden leichten Druckrückgang. Trotz verschieden hoher Überlagerung erreicht man nahezu gleiche Druckhöhe in Prozenten vom Überlagerungsdruck. Bei all dem entsteht ein verhältnismäßig hoher Druck, verursacht durch die außerordentlich große Strebraumtiefe. Im Gegensatz dazu ist der Druck bei dem schmälere Strebraum ganz rechts auf Bild 20 wesentlich niedriger. Bei allen Versuchen ist zu beobachten, daß nach dem Bruchschlagen ein Druckanstieg zu verzeichnen ist, und zwar insbesondere bei

den Feldern am Kohlenstoß. Das erklärt die beim Kurzstrebbruchbau im Braunkohlentiefbau bekannte und immer wieder beobachtete Erscheinung, daß während und kurz nach dem Bruchschlagen die Druckzunahme im Streb steigt und daß zu diesem Zeitpunkt besonderes Augenmerk darauf zu richten ist, daß kein Abriß am Kohlenstoß erfolgt.

Die bisher mit diesem Modell durchgeführten Versuche wurden ausschließlich mit reiner Sandüberlagerung durchgeführt, also in einem Gebirge, in dem reine Gewölbewirkung zu erwarten ist [8],

da wegen der Homogenität keine Plattenwirkung auftreten kann. Aus diesem Grunde konnten auch alle gemachten Beobachtungen allein mit dieser Theorie befriedigend erklärt werden. Es besteht die Absicht, die Einwirkungen, die durch die Einlagerung einer Tonschicht hervorgerufen werden, unter voller Beachtung der geltenden Modellgesetze zu ermitteln, um auch die unter solchen Bedingungen veränderten Verhältnisse am Modellversuch zu erfassen.

— 469 —

#### Literatur

- [1] FLEISCHER: Die Anwendung meßtechnischer Verfahren der Materialprüfung in der Gebirgsdruckforschung. Bergbau-Archiv Bd. 10 S. 128.
- [2] DEHNE: Mannloser Strebbaue oder Steinkohlenhobelstreb. Bergbau u. Energie 1949 S. 306.
- [3] BENEDIX: Vortrag vor dem Braunkohlentiefbauausschuß.
- [4] DORSTEWITZ: Spannungsoptische Untersuchungen, ein Beitrag zur Klärung von Gebirgsspannungen um bergmännische Hohlräume. Archiv für bergbauliche Forschung Jahrg. 1, Heft 1, 1940 S. 3.
- [5] JACOBI: Modellversuche zur Klärung von Ausbaufragen druckhafter Strecken. Vortrag bei der Fachtagung für Gebirgsdruckfragen Leoben 1950. Leobener Gebirgsdrucktagung.
- [6] JACOBI u. MIDDENDORF: Ankerbau in Abbaustrecken. Glückauf 1952, S. 636.
- [7] BUCKY: Die Benutzung von Modellen für das Studium von Bergbauproblemen. The American Institute of Mining and Metallurgical Engineers. Technische Veröffentlichung Nr. 425, Klasse A 1931 Nr. 44.
- [8] NEUBER: Der Einfluß der Eigenschaften des Deckgebirges auf die Gebirgsdruckwirkungen im Tiefbau. Freiburger Forschungshefte A 3 S. 38.

Prof. Spackeler

ergänzte die Ausführungen des Vortragenden wie folgt:

Für mich ist das Interessanteste bei diesen Versuchen, daß wir schon eine Reihe markscheiderischer Messungen aus dem Steinkohlenbergbau haben, während die Zahl der aus dem Braunkohlenbergbau bekannt gewordenen

Messungen noch gering sind. Die Versuche haben uns gelehrt, daß die Gebirgsbewegungen grundsätzlich die gleichen sind, gleichgültig, ob es sich dabei um festes oder körniges Gebirge handelt, daß es immer also nur Unterschiede sind, die von der Eigenart des Gesteins abhängen, so daß es nunmehr notwendig sein wird, diese Einflüsse im einzelnen zu erforschen.



## Zur Gebirgsmechanik im Kalibergbau

Von Dr. A. BAAR, Weimar

Nach *Spackeler* [1, S. 76] treten in den vom Bergmann durchfahrenen Gesteinen primär zwar nur Druckspannungen auf, sekundär kommen jedoch weitere Beanspruchungen zur Geltung, so daß neben der

Druckfestigkeit die Zug-, Biege- und Scherfestigkeit sowie die Elastizität und Plastizität der Gesteine von Wichtigkeit sind. Um die Auswirkungen einer Gleichgewichtsstörung des Gebirges durch Grubenbaue richtig beurteilen zu können, ist daher in jedem Falle eine genaue Kenntnis aller Eigenschaften der Gesteine notwendig, eine Forderung, die leider bisher wenig beachtet ist, so daß die Untersuchungen auf diesem Gebiet noch sehr im Rückstand sind.

Diese Ausführungen *Spackelers* sowie die Schlußfolgerungen von *Junghans* in seiner Arbeit über den Einfluß der Hangendschichten auf die Gebirgsdruckerscheinungen im Kalilager [2] haben mich zu dem Versuch veranlaßt, durch Analyse der petrographischen Struktur und des Verhaltens gegenüber tektonischen Druckwirkungen in früheren Erdzeitaltern ein genaueres Bild zu gewinnen über einige Eigenschaften der Gesteine, die für die Gebirgsmechanik im Kalibergbau von Bedeutung sind. Die Reihenfolge, in der die Gesteine der Kalilagerstätten im folgenden besprochen werden, wurde nach der Fähigkeit zur plastischen Verformung gewählt, weil insbesondere diese Fähigkeit der Gebirgsmechanik im Kalibergbau ein besonderes Gepräge gibt.

### 1. Trümmercarnallit

Der Ausdruck „Trümmercarnallit“ wurde von *M. Naumann* für den bis dahin gebräuchlichen Ausdruck „Konglomeratcarnallit“ eingeführt. *Naumann* erkannte, daß der Trümmercarnallit aus geschichtetem Carnallit durch tektonisch bedingte Bewegungen entstanden ist. Die überwiegend aus Carnallit bestehenden Schichten des Carnallitgesteins konnten dem tektonischen Druck durch plastische Verformung nachgeben, während bei den steinsalz- und anhydritreichen Bänken die zulässige Verformung [5, S. 7] überschritten wurde, so daß diese Schichtglieder zerbrachen. Die Bruchstücke der wenigen plastischen Einlagerungen liegen regellos in der carnallitischen Grundmasse, so daß die Plastizität des Trümmercarnallits nicht wesentlich von der des reinen Carnallits abweichen wird. Viele Anzeichen sprechen dafür, daß die Bewegungen des Trümmercarnallits unter Durchtränkung mit Lau-

gen erfolgten, wodurch die Plastizität noch erhöht wurde. Reste solcher Laugen treten oft aus Bohrlöchern im Trümmercarnallit aus.

Die Plastizität des Trümmercarnallits ermöglichte teilweise beträchtliche Verlagerungen der Carnallitmassen der Kalilagerstätten. Carnallitverpresungen waren oft Folgeerscheinungen der Umbildung der Kalilager durch aufsteigende Tiefenwässer [4, 5].

Massiger Carnallit und Trümmercarnallit (Bild 1, 2, 3, 4) stellen durch ihre Plastizität den Bergmann vor schwierige Probleme. Ich möchte hier auf die instruktiven Aufnahmen von *Junghans* hinweisen (Bild 4). Des weiteren sei noch ein Beispiel vom Werk Bleicherode angeführt. Hier wurden im Trümmercarnallit mit einer Streckenvortriebsmaschine Strecken mit kreisrundem Querschnitt aufgeföhren. Trotzdem dieser Querschnitt für die Standfestigkeit als sehr günstig bezeichnet werden muß, hat er sich innerhalb kurzer Zeit verhältnismäßig stark verengt, so daß die Maschine nicht rückwärts fahren konnte. Als sie zurückgeholt werden sollte, mußte sie um 180° gedreht werden, um den verengten Streckenquerschnitt wieder entsprechend größer zu schneiden.

### 2. Geschichteter Carnallit

Im geschichteten Carnallitgestein werden durch eingelagerte Schichten überwiegend anderer petrographischer Zusammensetzung (Steinsalz, Kieserit, Anhydrit) die plastischen Formänderungen des Carnallits solange abgebremst, bis der Formänderungswiderstand der weniger plastischen Schichten durch Bruch unwirksam wird. Je nach Lage des bergmännischen Hohlraums hat der Carnallit außer den Reibungs- und Scherwiderständen auch die Zug- oder Biegefestigkeit der Schichten anderer Zusammensetzung zu überwinden. *Kegele* [5, S. 42] weist darauf hin, daß die Standfestigkeit der Pfeiler im geschichteten Carnallitgestein erheblich nachläßt, wenn die Zugfestigkeit der weniger plastischen Schichtglieder überwunden wird. Durch den plötzlichen Abfall der Festigkeitswerte kann es zu gebirgsschlagähnlichen Pfeilerbrüchen kommen.

### 3. Steinsalz, Sylvinit, kieseritisches Hartsalz

Bei Steinsalz und Sylvinit liegen die Festigkeitswerte in einem Größenordnungsbereich. Gesteine, die aus diesen beiden Komponenten und Kieserit zusammengesetzt sind, dürfen daher im Sinne der eingangs erläuterten Klassifikation in eine Gruppe gestellt werden. In Tab. 1 sind Druckfestigkeit



Bild 1.

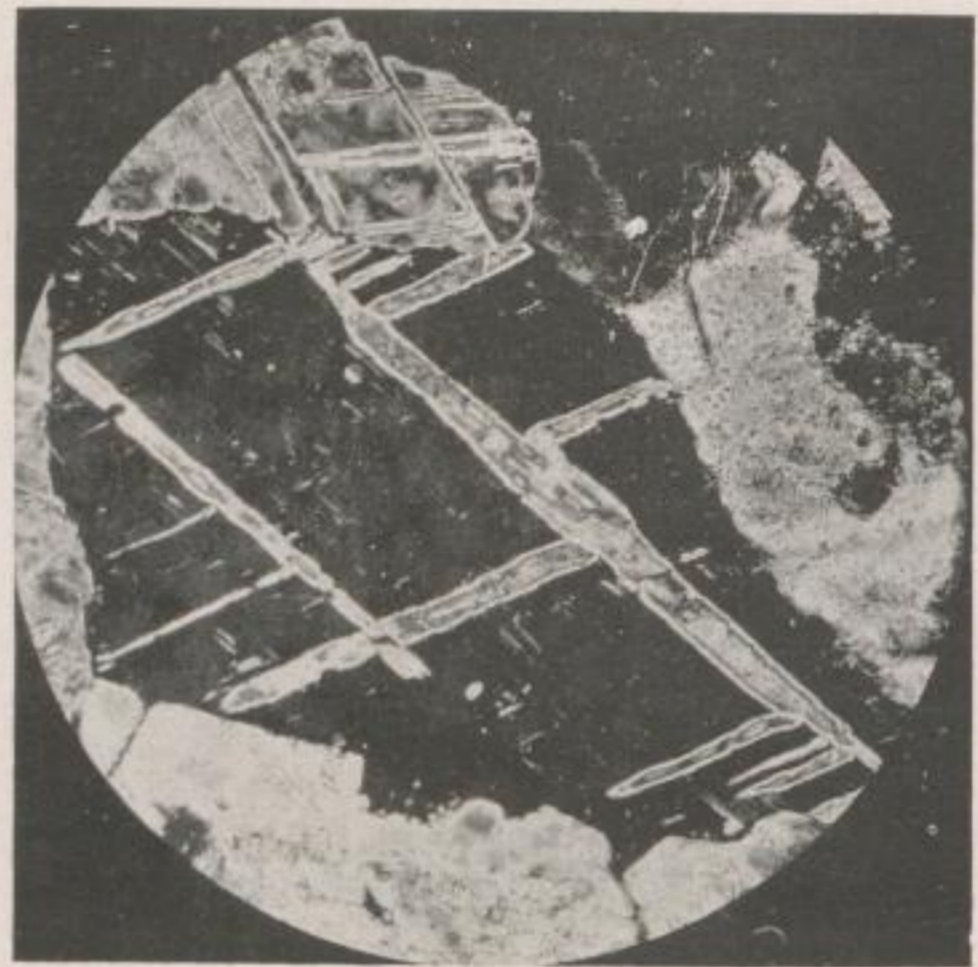


Bild 2.

Dünnschliffe von Trümmern carnallit (Bleicherode): Carnallitkristalle mit Schiebungslamellen. Nicols gekreuzt. Bild 1 ca. 50fach, Bild 2 ca. 80fach vergrößert (phot. Zastrow)

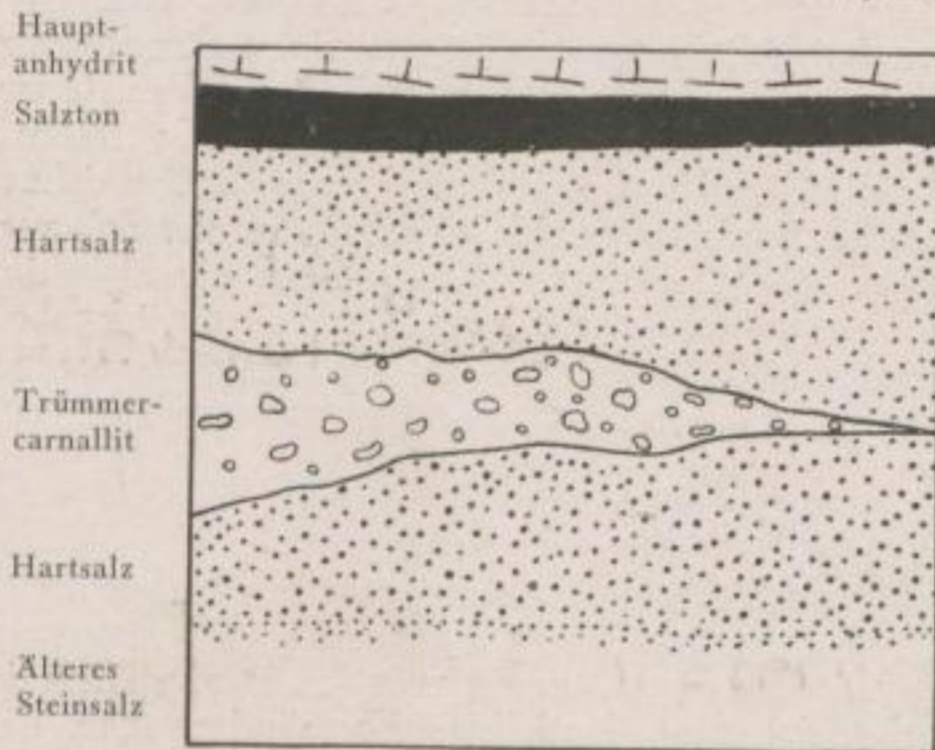


Bild 3. Schematisches Profil des Kalisalzlagers im Südharz von Glückauf-Sondershausen (nach M. Naumann, 1911)



Bild 4. Nahezu bruchlose Verformung des Carnallits (Grube Großschießstedt, Abbau südlich der Strecke 58)

Tab. 1. Druckfestigkeit und Plastizitätsgrenze einiger Gesteine

	Druckfestigkeit kg/cm <sup>2</sup> (Mittel)	vollk. elastisch bis kg/cm <sup>2</sup>
Jüngeres Steinsalz	350	25
Alteres Steinsalz	425	50
Sylvinit	350	25
Hartsalz	425	50
zum Vergleich		
Anhydrit	1200	800

und Plastizitätsgrenze für einige Gesteine zusammengestellt.

4. Anhydrithartsalz, anhydritreiches Steinsalz (vertaubtes Salz)

Aus Tab. 1 ist ersichtlich, daß Druckfestigkeit und Elastizitätsgrenze beim Anhydrit erheblich höher

Werte haben als beim Steinsalz oder kieseritischem Hartsalz. Daraus ist zu folgern, daß größere Anhydritanteile die Festigkeitseigenschaften von Salzgesteinen wesentlich verändern. Die Anhydrithartsalze des Südharzes enthalten 10–20% Anhydrit, K<sub>2</sub>O-arme Hartsalze oft über 20%, vertaubte Salze noch mehr Anhydrit. Der Anhydrit ist zu einem Teil in Lagen angeordnet. Er durchsetzt aber auch das ganze Gestein (Bild 5, 6, 7). Angaben über die Festigkeitswerte von Anhydrithartsalzen habe ich in der Literatur nicht gefunden. Nach dem Strukturbild in Dünnschliffen von Südharz-Hartsalzen ist damit zu rechnen, daß die Festigkeitswerte je nach Anhydritgehalt und Verteilung verschieden, auf jeden Fall aber erheblich in Richtung auf die Werte des Anhydrits verschoben sind.

## 5. Tonanhydrit, Salzton

Die Bezeichnung „Salzton“ für das Schichten-  
glied zwischen älterem Kalilager und Hauptanhy-  
drit ist irreführend, worauf auch *Junghans* [2,  
S. 11] wieder nachdrücklich hinweist. Der Salzton  
enthält zwar einen gewissen wechselnden Prozent-  
satz an tonigen Bestandteilen, die besonderen Eigen-  
schaften der tonhaltigen Gesteine, Quellfähigkeit  
und Plastizität, können jedoch beim Salzton erst  
wirksam werden, wenn er, durch Grubenbaue frei-  
gelegt, Gelegenheit zur Wasseraufnahme aus feuch-  
ten Wettern hat. In seinem normalen geologischen  
Verband ist der Salzton völlig trocken und hat  
Festigkeitswerte, die denen des reinen Anhydrits  
nahekommen.

Bezeichnend für die erhebliche Elastizität des  
trockenen Salztones ist die wiederholt bestätigte  
Beobachtung, daß zahlreiche Klüfte und Spalten,  
ausgefüllt mit sekundären Salzen, den Salzton  
durchziehen. Die Ausfüllung der Spalten mit sek-  
undären Salzen (Steinsalz, Sylvin, Carnallit u.a.)  
erfolgte durch Abscheidung aus wandernden Lau-  
gen infolge Abkühlung. Die Spalten müssen also  
lange offengestanden haben. Das wäre aber bei  
dem in größeren Teufen herrschenden allseitigen  
Druck in einem weichen, plastischen Gestein, wie  
Salzton oft bezeichnet wird, unmöglich.

Zu demselben Schluß, daß der Salzton in seinen  
Festigkeitswerten dem Anhydrit nahesteht, führt  
auch die Beobachtung, daß sich die Kluft- und  
Spaltensysteme im Hauptanhydrit wohl in den  
Salzton, nicht aber in die hangenden oder liegen-  
den Salzgesteine fortsetzen. Die Salzgesteine rea-  
gierten auf die tektonischen Kräfte durch plastische  
Verformung, während beim Anhydrit und Salzton  
die zulässige Verformung überschritten wurde, so  
daß es zum Bruch, also zur Bildung von Kluft-  
und Spaltensystemen kam.

Dem im Salzton an freigelegten Stellen durch  
Wasseraufnahme einsetzenden Quellvorgang, der  
Verwitterung, wird durch den Formänderungswi-  
derstand des Anhydrits und anderer Bestandteile  
bald eine Grenze gezogen. Diese Grenze liegt um

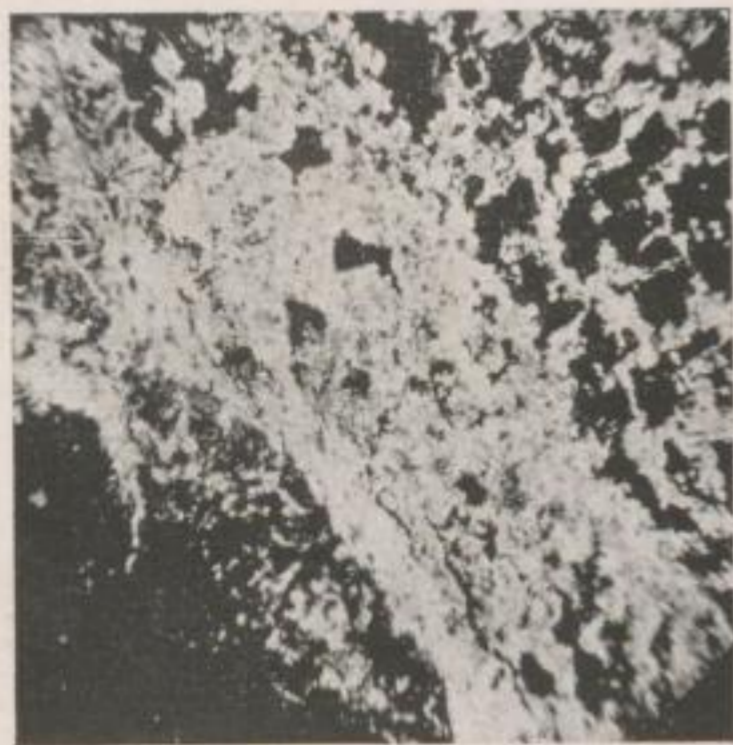


Bild 5. Dünnschliff von anhydritischem Hartsalz von  
Bleicherode. Nicols gekreuzt, Vergr. ca. 25fach  
Hell: Anhydrit. Dunkel: Steinsalz und Sylvin (phot.  
Zastrow)

so näher an der freigelegten Oberfläche, je geringer  
der Tonanteil und die Zerklüftung sind.

Die außenseitige Verwitterung und Quellung ver-  
anlassen *Junghans* zu der Auffassung, daß um-  
fangreiche Wanderungen des Salztones aus den Ge-  
bieten über den Salzfesten in die Gebiete über den  
Abbauhöhlräumen stattfinden. Dieser Auffassung  
kann ich aus den bereits angeführten Gründen  
nicht zustimmen. Zum weiteren Beweis, daß sich  
der Salzton durchaus anhydritähnlich verhält, wenn  
er keine Möglichkeit zur Wasseraufnahme hat,  
möchte ich zwei Beispiele von Glückauf Sonders-

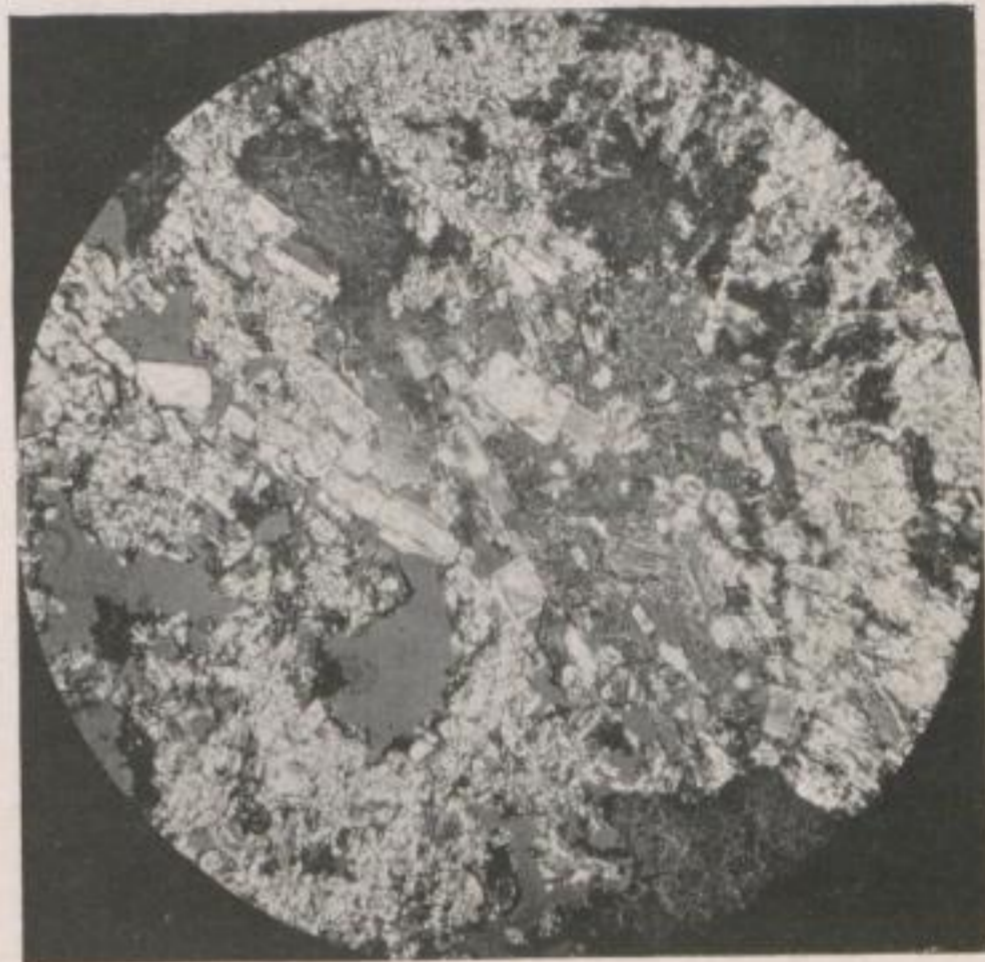


Bild 6. Anhydrit, z.T. in Form von rechteckigen Ta-  
feln, tritt durch größere Lichtbrechung hervor. Steinsalz  
grau und ohne Relief. Sylvin dunkel (im Schliff rot)  
durch Eisenglanzeinlagerungen (phot. Zastrow)  
Ausschnitt aus Bild 5 Vergr. ca. 100fach

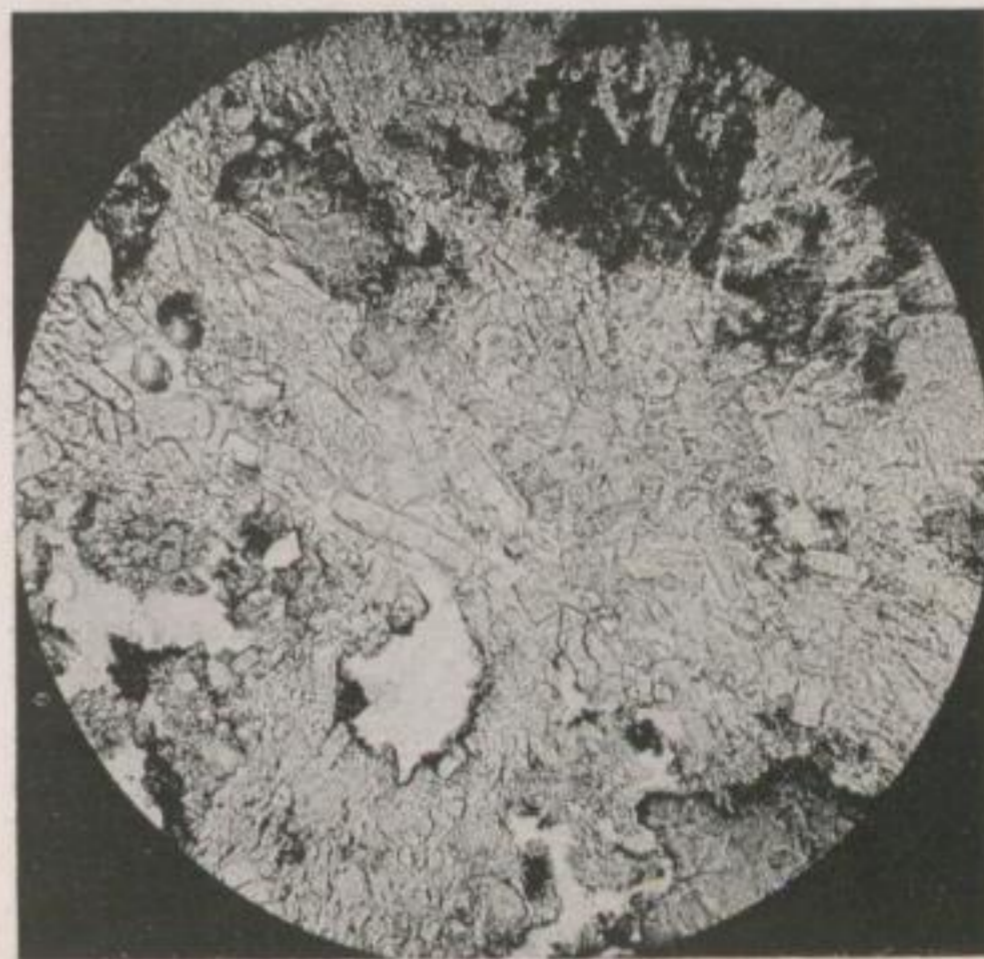


Bild 7. Derselbe Ausschnitt, Nicols gekreuzt (kurz vor  
völliger Dunkelstellung), Anhydrit hell, Steinsalz dun-  
kelgrau, Sylvin dunkel (phot. Zastrow)  
Vergr. ca. 100fach

hausen anführen. Hier sind vor Jahren zwei größere Tonbrüche gefallen. Als Ursache war in beiden Fällen die Schwächung der Pfeiler durch ungesättigte Spüllauge anzusehen.

Im ersten Fall handelt es sich um drei nebeneinanderliegende Baue im Trümmernallit (Bild 8). Die äußeren Baue und eine Kopfseite grenzen an unverritztes Feld. Durch das Zubruchgehen der Pfeiler hat sich ein Tonnengewölbe über den 3 Kammern gebildet. Der Gewölbescheitel reicht bis an den Hauptanhydrit. Der Gewölbekern ist um mehrere Meter abgesunken und stark zertrümmert.

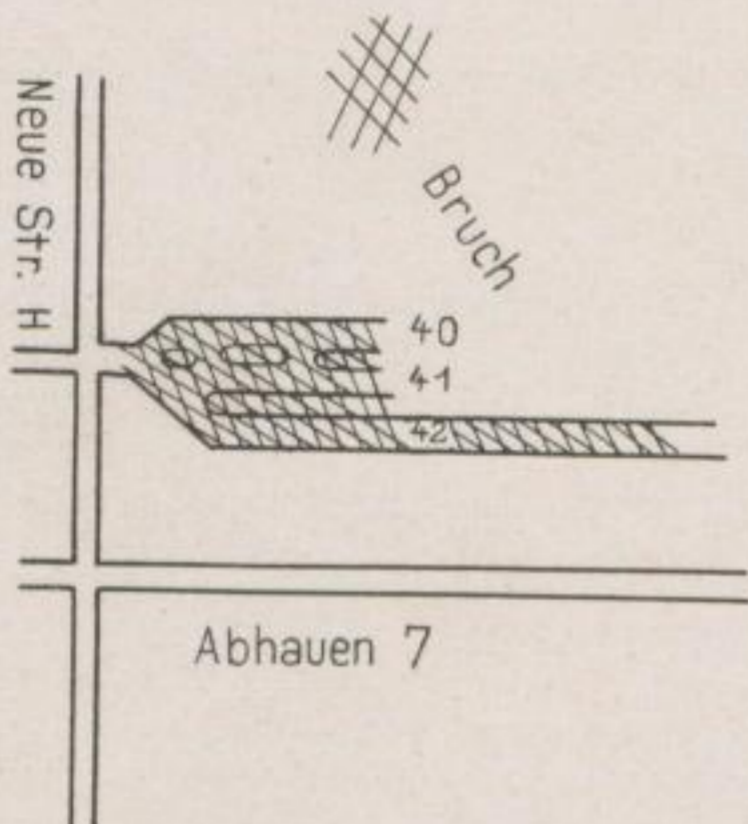


Bild 8. Ausschnitt aus dem Grubenbild (1:4000) von Glückauf Sondershausen

Der Salzton liegt in seiner ganzen Mächtigkeit von ca. 15 m frei. Er zeigt die übliche Dreiteilung: Unteres und oberes Drittel dunkel, mittleres Drittel rotbraun. Zahlreiche Klüfte und Spalten, die mit Steinsalz, teilweise mit Sylvin und Carnallit ausgefüllt sind, durchziehen das Gestein. Die einzelnen Schichten sind an den Spalten oder Klüften manchmal um Beträge bis zu mehreren Zentimetern verworfen. Außerdem weisen zahlreiche Harnische auf den Spaltenflächen nach, daß Verschiebungen der einzelnen Bruchstücke stattgefunden haben.

Das Tonnengewölbe mit einer Höhe von ca. 25 m und einer Spannweite von ca. 45 m steht seit Jahren unverändert. Es ist nicht einmal die Andeutung eines Nachbrechens des Salztones festzustellen.

Wenn der Salzton die ihm zugeschriebene Eigenschaft hätte, aus dem Gebiet des zweifelsohne erheblichen Gewölbedrucks in den offenstehenden Hohlraum auszuweichen, müßte ein Nachbröckeln festzustellen sein.

Die gleiche absolute Standfestigkeit des Salztones zeigte sich in dem zweiten Fall (Bild 9). In einem abgebauten Hartsalzfeld war in einer Mulde ein Pfeiler durch Spüllaugen und Durchhiebe so geschwächt worden, daß er in einer Länge von

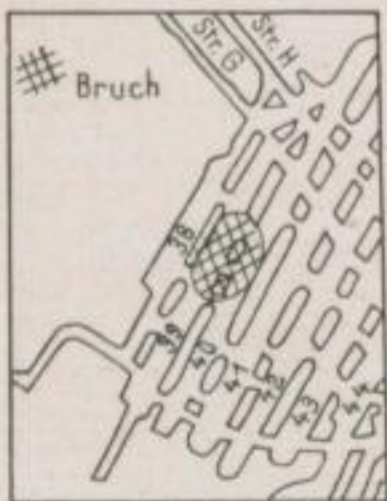


Bild 9. Ausschnitt aus dem Grubenbild (1:4000) von Glückauf Sondershausen

ca. 50 m zu Bruch ging. Die übrigen Teile des Pfeilers und die Nachbarpfeiler stehen. Über dem zerstörten Pfeilerstück bildete sich ein kreisrundes Kuppelgewölbe, dessen Scheitel ebenfalls bis an den Hauptanhydrit reicht. Auch hier liegt der Salzton in seiner vollen Mächtigkeit völlig frei. Zwischen dem Haufwerk des zerstörten Gewölbekerns und dem Gewölbescheitel befindet sich ein Hohlraum von ca. 10 m Höhe. Auch hier ist von einem Ausweichen des Salztons in den Hohlraum und dem damit verbundenen Nachbröckeln nichts zu bemerken, trotzdem auch dieser Bruch vor Jahren gefallen ist. Ähnliche Beobachtungen konnte ich an zahlreichen Hangendbrüchen auf anderen Südharzwerken machen.

Als Ergebnis möchte ich zusammenfassen:

Der Salzton erwirbt nur dann eine auf die verwitterten Teile beschränkte Plastizität, wenn er Gelegenheit zur Wasseraufnahme hat. In seinem natürlichen geologischen Verband zeigt er Festigkeitseigenschaften, die denen des Anhydrits nahekommen.

## 6. Anhydrit

Das Endglied in der Reihe der Gesteine, mit deren Festigkeitseigenschaften der Kalibergmann zu rechnen hat, ist der Anhydrit. Eine besondere Bedeutung für die Gebirgsmechanik im Kalibergbau hat der Hauptanhydrit. Wenn er in kompakter Masse über den Hohlräumen ansteht, vermag er durch seine Elastizität große Spannungsenergien aufzuspeichern. Die bergmännische Praxis hat jedoch gezeigt, daß der Hauptanhydrit in großen Teilen der Grubenfelder die tektonischen Beanspruchungen in früheren Erdzeitaltern nicht bruchlos überstanden hat, so daß er seine Gefährlichkeit als Gebirgsschlagherd in vielen Fällen verloren hat.

Die Aufschlüsse im Hauptanhydrit beschränken sich in der Hauptsache auf die Schächte und Tiefbohrungen. Lediglich die Werke auf steileren Sätteln und in Hannover haben den Hauptanhydrit öfters mit Strecken durchfahren. Mehrere Schächte und Bohrungen am Südharz gelangten unter dem jüngeren Steinsalz gleich in das Kalilager oder in das ältere Steinsalz. Hier sind Hauptanhydrit und Salzton durch tektonische Kräfte auseinandergerissen, während die Salzsichten sich plastisch verformt haben. Im Grubenfeld Bleicherode ist an mehreren Stellen nachgewiesen, daß Hauptanhydrit und Salzton auseinandergerissen sind. Nach Ahlborn [5] gelangten mehrere Hochbohrungen aus dem Kalilager in ein mächtiges Steinsalz, das wegen seiner Reinheit als Jüngeres Steinsalz bezeichnet werden kann. Es fehlt also der graue Salzton und der Hauptanhydrit; diese Schichten müssen infolge ihrer Starrheit durch die Aufwölbung des Liegenden zerrissen sein.

In den letzten Jahren sind in Bleicherode weitere Stellen entweder durch Hochbohrungen oder durch Streckenaufschlüsse nachgewiesen, an denen Hauptanhydrit und Salzton fehlen. Ich habe bereits früher [4] solche Zerstörungen des Hauptanhydrits auf tektonische Bewegungen im Verlauf der Umbildungsvorgänge im Kalilager zurückge-



führt. Durch die Auslaugung des Carnallits entstand in bestimmten Störungszonen ein erheblicher Volumenverlust im Kalilager. Dieser Volumenschwund, vergleichbar den bergmännischen Hohlräumen der Abbaufelder, verursachte neben Fließbewegungen des randlichen Carnallits eine Absenkung des Hangenden nach Bruch des Hauptanhydrits.

Neben teilweise weit auseinanderklaffenden Brüchen sind im Hauptanhydrit zahlreiche Klüfte und Spalten nachgewiesen worden. In den Bohr- und Schachtprofilen werden oft Steinsalz- und Kalisalz- Einschlüsse im Hauptanhydrit erwähnt. Das sind zweifellos sekundäre Spaltenbildungen, wie sie auch in Grubenaufschlüssen im Hauptanhydrit beobachtet werden können. Die durch Spalten und Klüfte getrennten Teile des Hauptanhydrits sind oft um erhebliche Beträge verworfen.

Zusammenfassend möchte ich feststellen: Die Umbildung der Kalilagerstätte durch aufsteigende Tiefenwasser ist an Störungszonen gebunden, in denen eine Zerrüttung des Hauptanhydrits durch tektonische Bewegungen schon stattgefunden hatte. Durch den aus der Umbildung des Kalilagers folgenden Volumenverlust wurden weitere Zerstörungen des Hauptanhydrits hervorgerufen. Daraus ist zu folgern, daß in den Vertaubungs- und Hartsalzgebieten der Hauptanhydrit seine Gebirgsschlaggefahrlichkeit weitgehend verloren hat. Über Carnallitgebieten muß dagegen mit zusammenhängendem Hauptanhydrit gerechnet werden. Allerdings kann auch in Carnallitfeldern wie im Falle Friedenshall die Gebirgsschlaggefahrlichkeit des Hauptanhydrits durch tektonisch bedingte Zerrüttung beseitigt sein.

### 7. Standfestigkeit der Pfeiler

Die Abbaumethoden im Kali- und Salzbergbau verfolgen im allgemeinen das Ziel, Bewegungen und Absenkungen des Hangenden auszuschließen. Die Standfestigkeit der Pfeiler soll möglichst groß sein. Aus meinen bisherigen Ausführungen ergibt sich, daß unter sonst gleichen Bedingungen die Plastizität der Gesteine die Standfestigkeit bestimmt. Carnallitpfeiler erleiden unter gleichem Überlagerungsdruck in der gleichen Zeit eine größere Querdehnung mit entsprechender Höhenreduzierung als Sylvinitpfeiler, diese wiederum eine größere als Pfeiler im anhydritreichen Salz. Soll eine Querdehnung vermieden werden, müssen die Pfeilerbreiten in verschiedenen Gesteinen verschieden gewählt werden.

Die Standfestigkeit der Pfeiler und der Zustand des Hauptanhydrits beeinflussen in erster Linie die Gebirgsdruckauswirkungen im Kalibergbau. Betrachten wir zunächst 2 Carnallitwerke: Krügershall und Friedenshall.

In Krügershall wurden aus dem 40 m mächtigen Carnallit 12 m abgebaut. Im Hangenden blieben 10 m Carnallit anstehen. Vom Hauptanhydrit darf angenommen werden, daß er unzerklüftet anstand und in der Lage war, den Überlagerungsdruck zunächst aufzunehmen. Er wurde in dieser Aufgabe von den Pfeilern unterstützt. Die Carnallitpfeiler wichen dem Überlagerungsdruck durch plastische

Querdehnung aus. Gleichzeitig strebte der Carnallit aus dem Gebiet erhöhten Drucks unter und über den Pfeilern in die druckentlastete Zone über und unter dem Abbau (Trompetersche Zone nach *Spackeler*), drückte also First und Sohle in den Abbauhohlraum (Bild 10). Die Baue und Pfeiler zeigten keine sichtbaren Beschädigungen, da dieser Verformungsvorgang plastisch verlief. Die Pfeiler verloren jedoch nach und nach ihre Fähigkeit, den Hauptanhydrit zu unterstützen. Gleichzeitig wurde mit dem größer werdenden Baufeld der Überlagerungsdruck größer. Der Hauptanhydrit wurde immer mehr auf Biegung, und weil mit

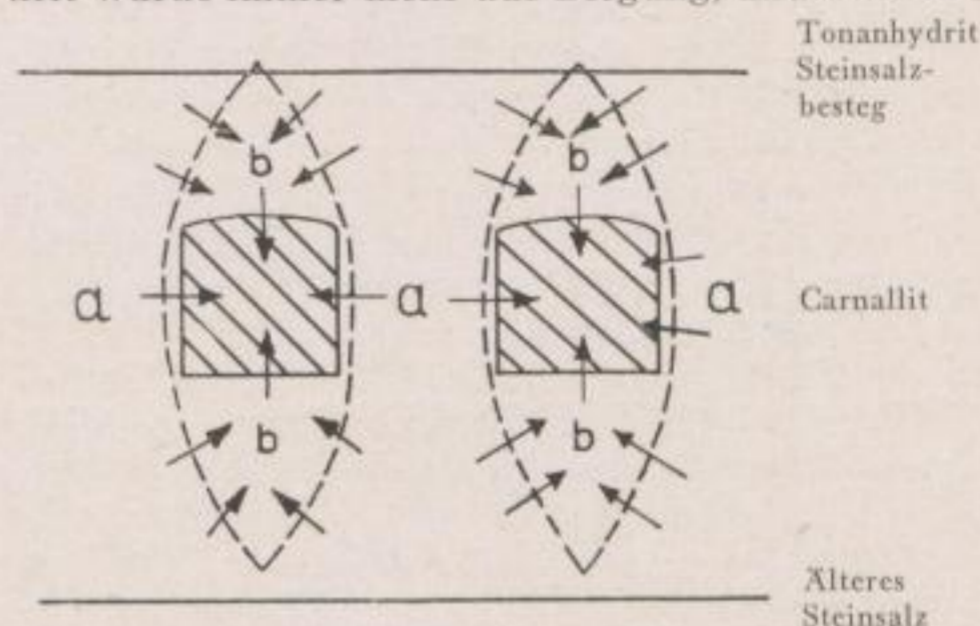


Bild 10. Bewegungsrichtungen des Carnallits im Gebirgsschlagfeld von Krügershall  
a Gebiet erhöhten Drucks; b Druckentlastete Zone (Trompetersche Zone unter und über den Abbauhohlräumen)

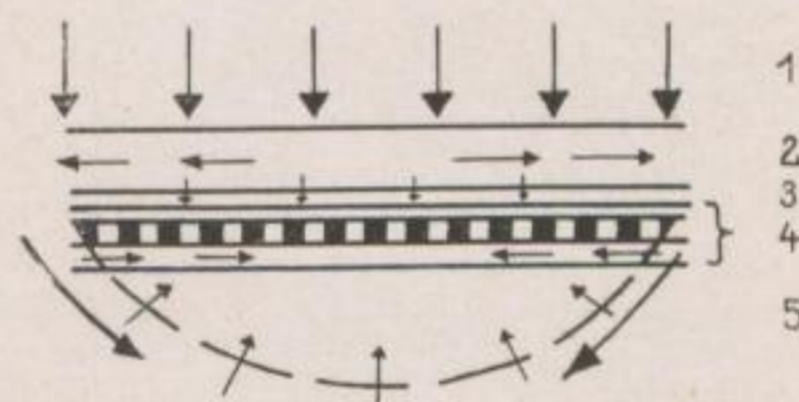


Bild 11a. Druckrichtungen im Gebirgsschlagfeld von Krügershall  
Der Hauptanhydrit, als allseitig eingespannte Platte auf Biegung und Zug beansprucht, überträgt den Hauptüberlagerungsdruck auf die Baufeldränder. Durch den liegenden Carnallit und das ältere Steinsalz übertragen, wirkt der Überlagerungsdruck vom Liegenden her auf das Baufeld

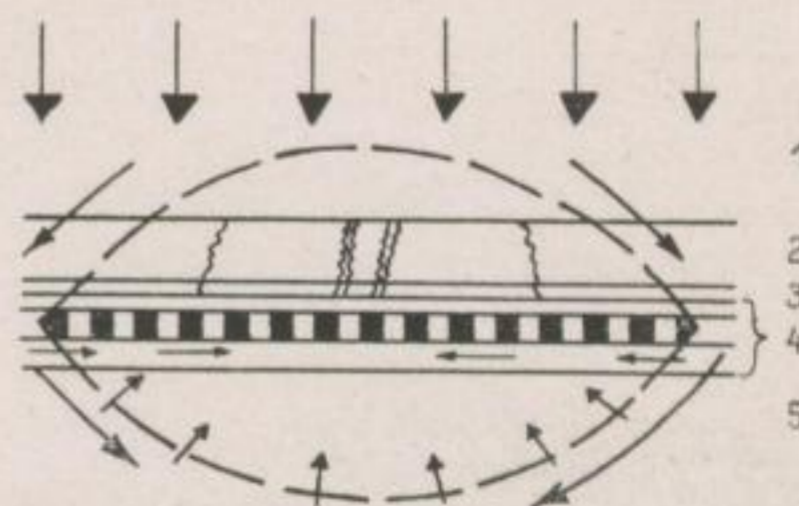


Bild 11b. 1 Jüngeres Steinsalz, 2 Hauptanhydrit, 3 Salztou, 4 Carnallit, 5 Älteres Steinsalz  
Nach dem Gebirgsschlag: Druckgewölbe im Hangenden. Überlagerungsdruck wirkt voll auf die Baufeldränder und dadurch auf das Liegende des Baufeldes

jeder Biegung eine Längenänderung verbunden ist, auf Zug beansprucht, bis es zum Bruch, also zum Gebirgsschlag kam. Offenbar wurde nicht die Biegefestigkeit, sondern die Zugfestigkeit des Hauptanhydrits überschritten. Bis zum Gebirgsschlag stellte der Hauptanhydrit eine allseitig eingespannte Platte dar (Bild 11a).

Durch den Bruch bildete sich schlagartig über dem gesamten Baufeld ein Gewölbe, das den vollen Überlagerungsdruck auf die Baufeldränder übertrug, von wo aus er, durch das plastische Liegende (Carnallit, Steinsalz) übertragen, von unten auf die Abbauhohlräume einwirkte (Bild 11b). Nur so ist es zu erklären, daß die durch den Schlag ausgelöste Energie von unten auf die Hohlräume wirkte, so daß die Gegenstände von der Sohle hoch geschleudert werden konnten.

Demgegenüber ist in Friedenshall (Bild 12) der Hauptanhydrit zerrissen und zerklüftet. Der Überlagerungsdruck wurde durch ein Druckgewölbe auf die Salzfesten rings um die Abbaufäche übertragen. Der Gewölbekern lastete auf den absichtlich schwach bemessenen Carnallitpfeilern. Diese gaben dem Überlagerungsdruck des Gewölbekerns in stärkerem Maße nach als das Druckgewölbe dem Gesamtüberlagerungsdruck, so daß an der Ge-

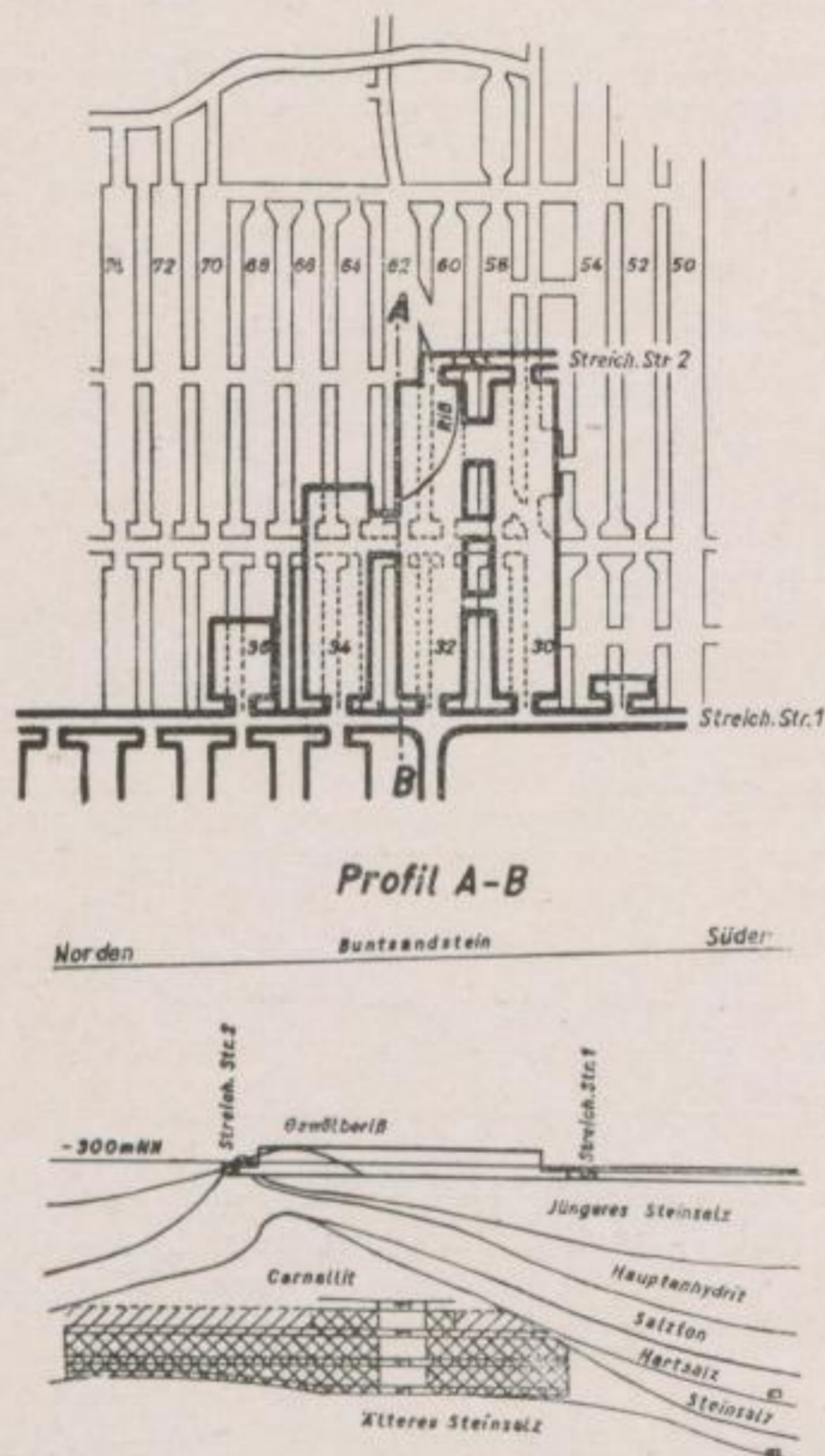


Bild 12. Grundriß und Profil der Baue im Carnallit und jüngeren Steinsalz (letzteres stark ausgezogen) auf der Grube Friedenshall

wölbeline die Zugfestigkeit des Gesteins überschritten wurde und sich ein Gewölberiß bildete.

Carnallitpfeiler haben also nur eine beschränkte Standfestigkeitsdauer, die mit der Teufe und der Größe des Abbaufeldes abnimmt. Wenn zunächst der Hauptanhydrit als eingespannte Platte den Überlagerungsdruck auf die Baufeldränder überträgt, müssen sich die entstehenden Spannungen in einem Gebirgsschlag entladen, sobald das Abbaufeld eine bestimmte Größe erreicht, falls nicht durch rechtzeitigen Versatz die plastische Verformung der Carnallitpfeiler unterbunden wird.

Demgegenüber haben Pfeiler im anhydritreichen Hartsalz eine erhebliche Standfestigkeit. Die plastische Querdehnung dürfte durch die Anhydritbänken und Einlagerungen minimal sein. Eine Schwächung der Pfeiler kann hervorgerufen werden durch das Abplatzen von Schalen an den Mohrschen Drucklagen (Bild 13). Als Normalfall des Südharztes ergibt sich folgendes Bild (Bild 15):

Die über dem Anhydrit-hartsalz anstehenden Schichten (Decksteinsalz, Tonanhydrit) sind verhältnismäßig dünnbankig und weisen, besonders im westlichen Teil des Reviers, zahlreiche tonige Löser auf.

Die einzelnen Schichten über dem Abbauhohlraum sind als allseitig eingespannte Platten zu betrachten, die zwar innerhalb des Druckgewölbes vom Überlagerungsdruck entlastet sind, dafür aber von den Pfeilern her unter seitlichen Druck geraten. Da die Biegefestigkeit mit der dritten Potenz der Schichtmächtigkeit wächst, sind vor allem dünnplattige Gesteine in der Lage, der Schubwirkung durch Biegung auszuweichen. Es bilden sich die Weberschen Hohlräume, weil die unteren Schichten stärker eingeeengt werden als die höhe-

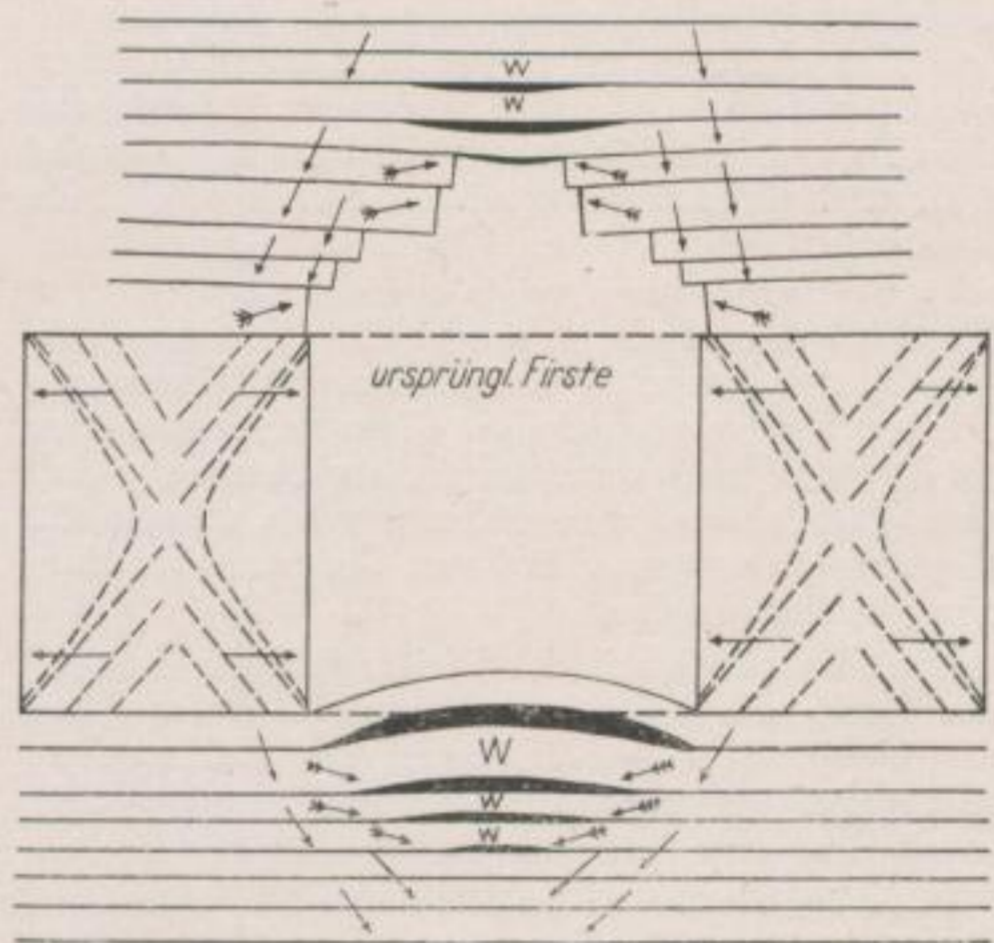


Bild 15. Druckrichtungen und Auswirkungen bei Abbauen im anhydritischen Hartsalz (Normalprofil am Südharz, Zeichnung z.T. nach Kegel [3, Bild 37 und 14])

W = Webersche Hohlräume  
 Oben: Bildung eines Druckgewölbes  
 Mitte: Mohrsche Drucklagen  
 Unten: Spiegelbildliches Druckgewölbe

ren.<sup>1</sup> Wird die Biegefestigkeit überschritten, kommt der Bruch. In den Aufnahmen von *Junghans* [2] sind Firstbrüche in allen Entwicklungsstadien dargestellt. Bild 14 zeigt einen Tonbruch in Bismarckshall (nach *Junghans* [2], Bild 18). Diese Skizze wird deswegen wiedergegeben, weil sie mit dem Idealbild nach *Kegel* ([5], Abb. 37) in Bild 15 gut übereinstimmt. Wenn in den Spaltensystemen des Tonanhydrits Gase eingeschlossen sind, sammeln sich diese in den *Weber*schen Hohlräumen und erhöhen die Druckwirkung. Herrn Grubenbetriebsleiter *Engelmann* von Bismarckshall verdanke ich folgende Schilderung der Wirkung solcher Gasansammlungen: In einer Abbaukammer strömten mit pfeifendem Geräusch Gase aus einem Riß in der untersten Firstenschale. Die Schale bog sich nach unten durch; dadurch wurden offenbar die Gasaustrittsöffnungen größer, so daß der Druck nachließ. Infolgedessen ging die Schale in ihre Ausgangslage zurück. Das pfeifende Geräusch wurde dann wieder stärker, die Schale bog sich wieder nach unten durch, bis der Druck nachließ. Dieser Vorgang wiederholte sich mehrere Male, bis endlich die Schale herunterkam.

In einigen besonderen Fällen kommt die Standfestigkeit von Pfeilern im Anhydritartsalz nicht zur vollen Wirkung. Am Südharz ist oft das Hartsalz von Trümmern carnallit begleitet. Es ergeben

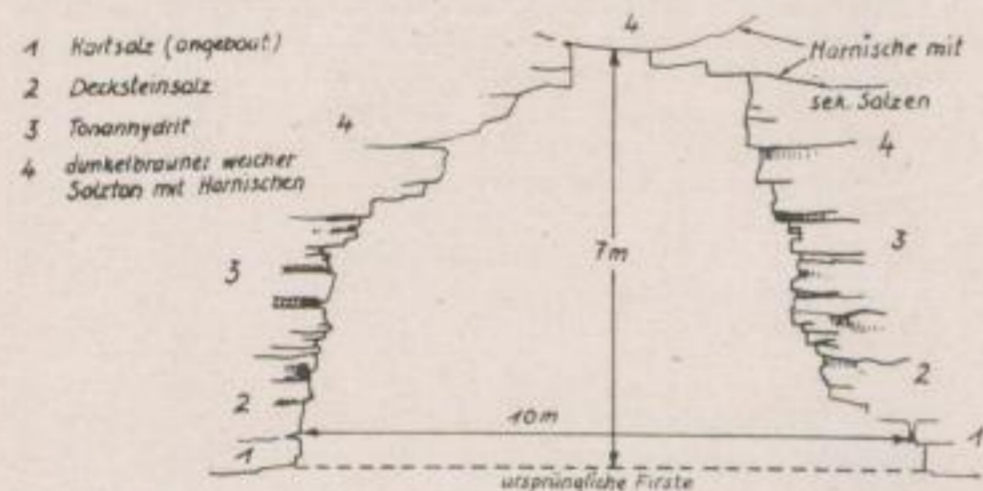


Bild 14. Skizze eines Tonbruches (Werk Bismarckshall)

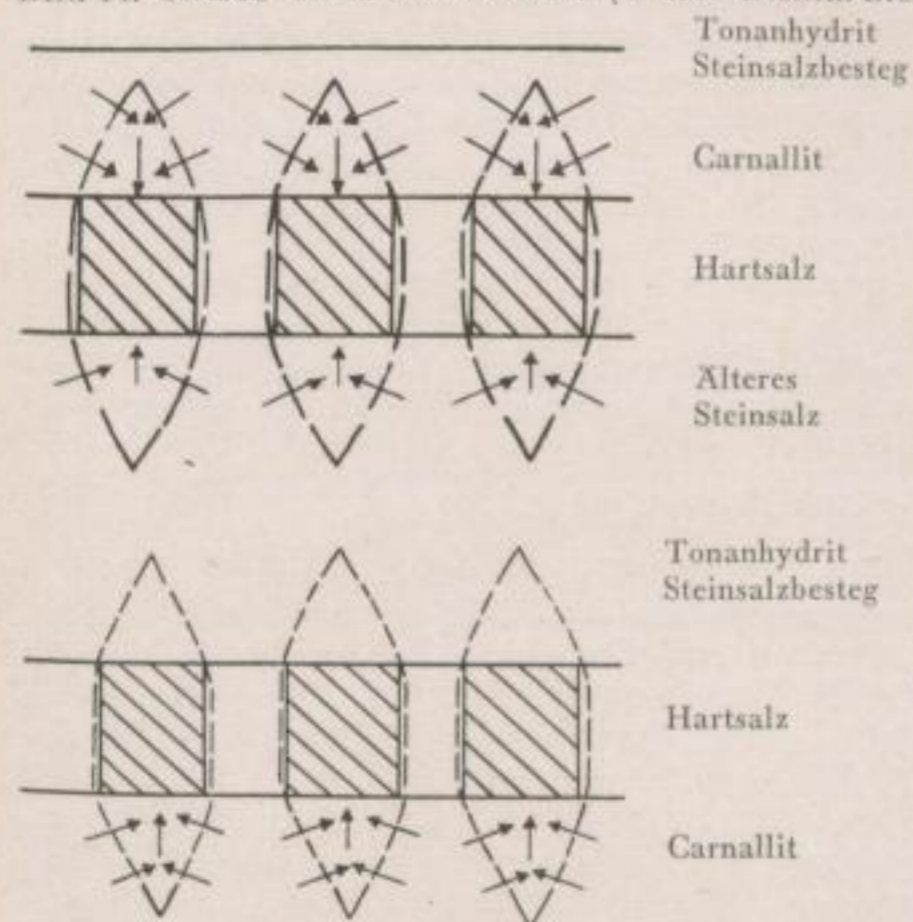


Bild 15a und 15b. Gebirgsdruckauswirkungen in 2 am Südharz öfter vorkommenden Lagerprofilen

<sup>1</sup> Durch eine interessante Beobachtung von *W. Gimm* (Bergbautechnik, Heft 4/1953, Abb. 7 u. 8) wurde diese Behauptung inzwischen eindeutig unter Beweis gestellt.

sich dann Profile, wie sie in Bild 15 dargestellt sind. Der Pfeiler „versinkt“ praktisch in den plastischeren Hangend- und Liegendschichten, wenn dieser Bewegung nicht durch schnellen Versatz vorgebeugt wird.

In dem in Bild 15b festgehaltenen Fall wird es schnell zu starken Aufpressungen der Sohle kommen. Das Kriechen der Sohle tritt auch im Normalfall des Südharzes (Bild 13) ein, weil das ältere Steinsalz höchstens einige Prozent Anhydrit enthält und in seiner Plastizität nicht wesentlich vom reinen Steinsalz abweicht. Es nimmt also eine Mittelstellung zwischen Anhydritartsalz und Carnallit ein, wie bereits eingangs ausgeführt wurde. Dieselbe Mittelstellung nimmt anhydritfreies Hartsalz ein, so daß Pfeiler aus diesem Material ebenfalls nur eine beschränkte Standfestigkeitsdauer haben, die allerdings wesentlich über der des Carnallits liegt. Baldiger Versatz zur Erhaltung der Standfestigkeit ist also unbedingt erforderlich.

Aus meinen bisherigen Ausführungen geht hervor, daß ich die Anhydritartsalzpfeiler üblicher Abmessungen im normalen geologischen Verband des Südharzes (Tonanhydrit im Hangenden, älteres Steinsalz im Liegenden) für genügend standfest halte, um den Überlagerungsdruck ohne bemerkenswerte plastische Querdehnung auszuhalten. Trotzdem ist auch am Südharz in größeren Hartsalzfeldern ohne schnellen Versatz nicht auszukommen, und zwar aus folgenden Gründen:

Bei raschem Abbau größerer Felder überträgt sich der Hauptüberlagerungsdruck zunächst auf die Ränder des Baufeldes. Da der Hauptanhydrit, wie bereits erörtert wurde, am Südharz besonders über Hartsalzfeldern zerklüftet und dadurch wenig zugfest ist, dürfte die Druckübertragung

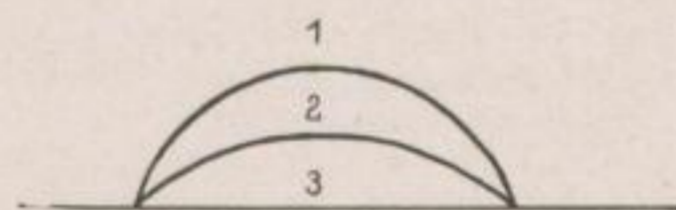


Bild 16. Druckgewölbe verflacht durch plastische Verformung von 1 (Anfangsstadium) über 2 (Zwischenstadium) nach 3 (Idealer Endstand, nach *Kegel*)

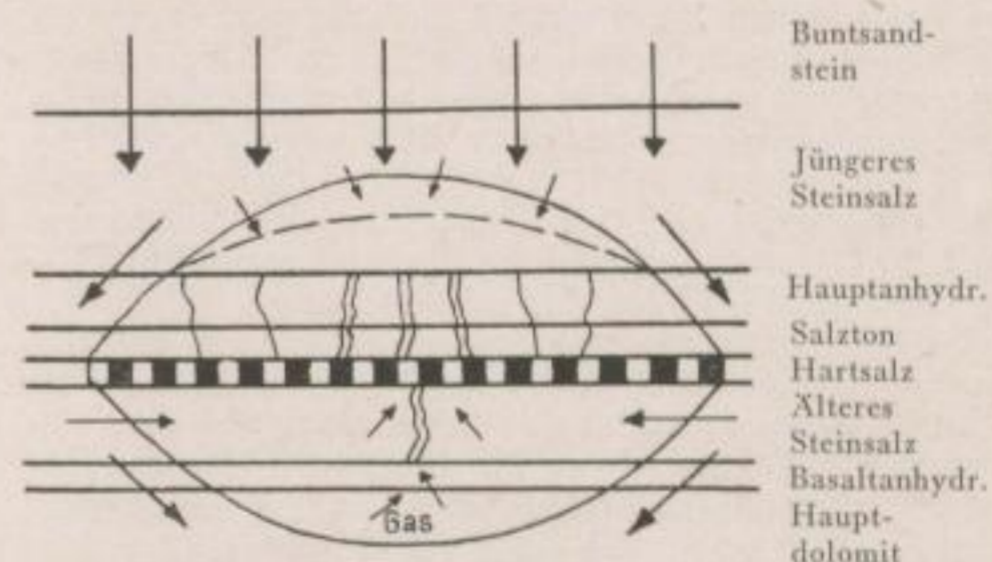


Bild 17. Druckverteilung und Auswirkung bei einem Baufeld im anhydritischen Hartsalz am Südharz. Hauptanhydrit und Salzton zerklüftet. Druckgewölbe im Hangenden des Baufeldes (verflacht sich nach Bild 16) überträgt den Überlagerungsdruck auf die Baufeldränder. Das Altes Steinsalz gerät unter Schubbeanspruchung von den Baufeldrändern her und wölbt sich auf. In der Baufeldmitte entstehen Risse, die Gasen (ev. Laugen) aus dem Hauptdolomit den Austritt in die Grubenbaue ermöglichen.

durch ein Gewölbe erfolgen. Dieses Gewölbe ist zwar kein statisches, sondern ein in Abhängigkeit vom Formänderungswiderstand der überlagernden Schichten immer flacher werdendes Gewölbe (Bild 16). Die geringen Senkungsbeträge über den Südharzgruben beweisen, daß die Verflachung der Druckgewölbe ziemlich langsam vorangeht, wie es bei der in diesen Teufen noch geringen Plastizität des jüngeren Steinsalzes und der erheblichen Biegefestigkeit des Buntsandsteins nicht anders zu erwarten ist.

Der Überlagerungsdruck wird also zunächst auf die Ränder des Baufeldes übertragen. Von hier aus wirkt der Überlagerungsdruck durch das ältere Steinsalz, das durch die größere Tiefenlage plastischer ist als das jüngere Steinsalz, von unten auf den Abbauhohlraum (Bild 17). Das ältere Steinsalz ist bestrebt, aus der Zone des starken Überlagerungsdruckes in das druckentlastete Gebiet unter dem Baufeld abzuwandern. Dadurch gerät die ganze Schicht unter Schubspannung und wölbt sich auf. Erfahrungsgemäß werden bei schnellem Abbau die Schubkräfte so groß, daß die zulässige Verformung des älteren Steinsalzes überschritten wird. In der Mitte des Baufeldes bilden sich Bruchflächen (Risse, Spalten) aus, die den im Hauptdolomit oft gespeicherten Gasen, evtl. Laugen, den Weg in die Abbauhohlräume freimachen.

Die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit erlaubt es mir leider nicht, im einzelnen auf die von *Junghans* [2] geäußerten Ansichten und Schlussfolgerungen weiter einzugehen, vielmehr muß ich Sie bitten, die Vergleiche selber anzustellen. Ich möchte, wenn ich mir das erlauben darf, die Gebirgsdruckforscher bitten, sich vor einem Fehler zu hüten, der sich in der Kalilagerstätten-

geologie unangenehm bemerkbar gemacht hat, nämlich dem, sich ausschließlich auf makroskopische Beobachtungen zu verlassen. Die Gefahr der subjektiven Auffassung unter dem Einfluß vorgefaßter Meinungen ist zu groß. Die örtlichen Verschiedenheiten der Schichtenfolge, der mineralogisch-petrographischen und geologischen Strukturen sind so groß, daß sie einer größeren Beachtung durch die Gebirgsdruckforscher wert sind. Ich kann mir vorstellen, daß neben der technischen Prüfung der Festigkeitseigenschaften einer größeren Zahl von Probekörpern aller Gesteine, die den Kalibergmann interessieren müssen, vor allem mineralogisch-petrographische Strukturanalysen (Dünnschliffe, Anschliffe größerer Stücke) und exakte Messungen des im Bergbau auftretenden Gebirgsdrucks weitere Klarheit in manche Probleme bringen können.

Ich schließe mich also voll und ganz der eingangs erwähnten Forderung von *Spackeler* an: Um die Auswirkungen einer Gleichgewichtsstörung des Gebirges durch Grubenbaue richtig beurteilen zu können, ist in jedem Falle eine genaue Kenntnis aller Eigenschaften der Gesteine notwendig.

#### Literatur

- [1] SPACKELER: Lehrbuch des Kali- und Steinsalzbergbaues, 1950.
- [2] JUNGHANS: Der Einfluß der Hangendschichten auf die Gebirgsdruckerscheinungen im Kalilager. Freiburger Forschungshefte A 7 1952. Bergbautechnik 1952, H. 6 u. 7.
- [3] KEGEL: Bergmännische Gebirgsmechanik, 1952.
- [4] BAAR: Entstehung und Gesetzmäßigkeiten der Fazieswechsel im Kalilager am Südharz (II). Die Bergakademie 4 (1952) H. 4, S. 138—150.
- [5] AHLBORN: Der geologische Bau des Grubenfeldes der v. Velsenschächte. Werksgutachten 1936. — 411 —

#### Diskussion

Prof. Dr.-Ing. *Spackeler*, Freiberg:

Bis auf die Erwähnungen über die Bedeutung des Salztones stimme ich mit dem restlichen Teil des Vortrages 100%ig überein. Als Referent für die Dissertation *Junghans* habe ich mit die Verantwortung dafür, daß das, was in der Arbeit steht, auf richtiger Beobachtung beruht. Die Ausbildung der Schichten ist außerordentlich verschieden, und infolgedessen sind die zwei von Dr. *Baar* hier ausgelegten Handstücke nicht für mich maßgebend. Der größte Teil des Salztones entspricht der Beschreibung von Dr. *Baar*. Wir haben zu unterst den Tonanhydrit und im oberen Teil den dolomitischen Salzton; dazwischen liegt aber der mittlere Teil. Dieser mittlere Teil ist der gefährliche, auf den sich die Untersuchungen von *Junghans* beziehen. Wer sich die Mühe gemacht hat, in die Tonbrüche der Kammern hineinzuklettern, wird mir zustimmen, daß in dem mittleren Teil Bänke vorhanden sind, die als richtiger Ton ausgebildet sind. In diesem beginnen die Massenwanderungen. Ich stütze mich nicht allein auf Beobachtungen im Salzton, bzw. überhaupt im Kalibergbau, sondern langjährige Beobachtungen in den verschiedensten Gruben, namentlich im Steinkohlenbergbau, haben dies bestätigt. Unter dem allseitigen Druck nehmen viele Schichten ganz andere Eigenschaften an, als sie sonst zeigen. Steinsalz ist z. B. bei einer Belastung bis zu 25 kg/cm<sup>2</sup> wirklich elastisch. Darüber hinaus haben wir elastische und plastische Verformungen nebeneinander. Ich darf hier auf die bei mir in Breslau gefertigte Dissertation *Wöhlbier* über Verformbarkeit von Gesteinen der Zechsteinformation (Kali 1931) hinweisen. *Wöhlbier* bezeichnete Steinsalz auf Grund seiner

leichten Verformungsmöglichkeit als plastisch. Dem widersprach mein Kollege *Mintrop*, unser Geophysiker, der sich auf die hohe Laufgeschwindigkeit der seismischen Wellen stützte und gerade die Elastizität des Salzes hervorhob. Er konnte den Nachweis nicht abstreiten, daß das Steinsalz plastisch wird und weitgehender Verformung unterliegt. Wir haben jedenfalls im mittleren Salzton Schichten, in denen Massenwanderungen stattfinden, bedingt durch Ausweichen der Massen aus der Pressungszone in den Druckschatten, wodurch die Firste der Kammern nach unten gedrückt und auf Biegung beansprucht wird. Dadurch kommen die Tonbrüche zustande, vor allem wenn keine genügende Salzbank angebaut ist. Diese Auffassung halte ich gegenüber Herrn Dr. *Baar* aufrecht.

Dipl.-Ing. *Levi*, Freiberg:

Dr. *Baar* ging auf die Plastizität der verschiedenen Salzgesteine ein. Der von ihm vorgetragenen Reihenfolge kann ich auf Grund von Laborversuchen, die im Institut für Bergbaukunde der BA angestellt worden sind, nicht ganz folgen. Wenn man Carnallitkörper unter der Presse untersucht, so läßt sich in Übereinstimmung mit Literaturangaben ein plötzlicher Bruch feststellen, was bei Steinsalz und Sylvin nicht der Fall ist. Allerdings ist die absolute Festigkeit des Carnallits geringer als die Festigkeit aller anderen Salzgesteine. Ähnlich ist auch der Unterschied zwischen anhydritischem und kieseritischem Hartsalz. Auch dieses erweist sich als spröder und von höherer Gesamtfestigkeit. Ich erkläre mir das Verhalten des Südharzsalzes so, daß der Anhydrit infolge Einbettung in die plastischen Salzminera-

lien die Gesteinsfestigkeit nicht wesentlich beeinflusst. Es mag auch sein, daß die von uns untersuchten Salzproben infolge ihres Aufbaus für die Auswirkung des Anhydrits auf die Gesamtfestigkeit ungünstig waren. (Auf Grund einer persönlichen Aussprache zwischen dem Diskussionsredner und dem Vortragenden kamen beide unter Berücksichtigung der Frage des Zeitfaktors dahin überein, daß der Zeitfaktor für die Plastizität bei Steinsalz und Sylvit geringer als bei Carnallit ist, daß aber andererseits bei ausreichend langen Zeiträumen Carnallit bei geringerer Belastung zu fließen beginnt. Die Definition des Begriffes Plastizität ist noch nicht so eindeutig, daß man sagen kann, ob dem Zeitfaktor oder der geringsten Belastung, bei der plastische Verformungen auftreten können, größere Bedeutung zukommt.)

Dr.-Ing. *Junghans*, Dorndorf/Röhn:

Wie auch Herr Dr. *Baar* eingangs feststellte, sind die Mängel der physikalischen Eigenschaften der Salzgesteine erschreckend. Es ist aber so, daß Laborversuche diese Lücken doch wohl nicht 100%ig schließen können, weil wir ja nicht in der Lage sind, an Probewürfeln diese Zustände zu erreichen, die die Gesteine haben. Wir können der berechtigten Hoffnung Ausdruck geben, daß die angewandte Geophysik uns sehr viel helfen wird. Der Ton wandert tatsächlich. Es ist so, daß gerade das mittlere Glied des Salztones überhaupt das wichtigste ist. Dieses Glied wandert und dehnt sich innerhalb oder außerhalb der Gewölbezone aus. Dr. *Baar* führte an, daß Carnallit wandert, und wenn, dann sehe ich nicht ein, warum der Ton nicht auch wandern soll. Die Kräfte, die beim Gebirgsdruck eine Rolle spielen, werden nicht beeinflusst.

Prof. *Spackeler*:

erwidert auf den Hinweis, in stärkerem Maße die technische Mechanik durch Festigkeitsuntersuchungen an Versuchskörpern im Labor zur Feststellung exakter Vergleichswerte heranzuziehen: Man soll die makroskopischen Untersuchungen nicht unterschätzen. Ich habe Doktoranden angesetzt, um am Modell prüfen zu lassen, wie die Bewegungen zustande kommen. Dieses Experiment hat aber nur Wert, wenn gleichzeitig zur Kontrolle unter Tage Messungen vorgenommen werden. Als Beweis führe ich an, daß die Bauingenieure auch versucht haben, den Tunnelausbau zu berechnen, und wenn der Gebirgsdruck kommt, tut er doch, was er will. Weshalb? Weil die Herren von der Theorie ausgegangen sind und nicht von der wirklichen Praxis.

Ich warne vor der Unterschätzung der Beobachtung. Der Bergmann muß von dem, was er unter Tage sieht, ausgehen.

Prof. *Buchheim*, Freiberg:

Als Geophysiker möchte ich die Frage der Gebirgsschlaggefahr aufwerfen. Wir würden es begrüßen, wenn uns die Bergleute sagen könnten, welcher Art die Spannungszustände sind. Ist es ein Zug- oder ein Druckzustand?

Prof. *Spackeler*:

ergänzt die Bemerkung, daß es ein ungleichmäßiger Druckzustand sei: Scherspannungen haben auch eine große Bedeutung. Bei den Versuchen von Dr. *Baar* handelt es sich um Druckerscheinungen.

Prof. *Buchheim*:

Gesetz Plastizität: Sprödigkeit. Die Versuche an Salzkernen werden zu schnell durchgeführt. Es kann durchaus möglich sein, daß ein Körper plastisch ist bei langanhaltender Druckwirkung.

Prof. *Spackeler*:

Darüber liegen Versuche vor, die das bestätigen.

Prof. *Buchheim*:

Das ist eine Frage des Verlaufes der Zeitdauer.

Dr. *Baar*:

Zu den Ausführungen von Prof. *Spackeler* und Dr. *Junghans*, die die Plastizität und Wanderfestigkeit des Salztones betreffen, möchte ich folgendes sagen.

Ich habe darauf hingewiesen und nie daran gezweifelt, daß der Salzton, sobald er Gelegenheit zur Wasseraufnahme hat, plastisch wird und daß er dadurch in die Abbauhohlräume oder in die sonstigen Hohlräume wandert. Demgegenüber schließe ich aber aus dem Verhalten des Salztons in früheren Zeiten, wo ja erheblich größere tektonische Beanspruchungen als die Druckbeanspruchungen durch den Abbau aufgetreten sind, daß er in seinem normalen geologischen Verband nicht plastisch ist. Sonst hätten beispielsweise im mittleren Teil des Salztons, der besonders plastisch sein soll, keine Spalten entstehen können. Diese früher entstandenen Spalten ziehen sich durch den ganzen Salzton hindurch, (Einwurf Prof. *Spackeler*s: Nicht durch alle Schichten!) In einzelnen Schichten überwiegt der Tongehalt. Diese Schichten machen nur einen kleinen Bruchteil des Salztones aus. (Einwurf Prof. *Spackeler*s: Genügen aber zu Massenwanderungen!) Diese Massenwanderungen streite ich ab. Durch Hochbohrungen könnte der Nachweis erbracht werden. Zu den Ausführungen von Herrn *Levi*, daß bei Druckversuchen Carnallit und kieseritische Hartsalze zerknallen, möchte ich bemerken: Diese Erscheinungen sind mir aus den Untersuchungen von *Stöcke*, *Borchert* und *W. Schmidt* in der TH Berlin bekannt. Sie sind darauf zurückzuführen, daß, wie auch Herr Professor *Buchheim* sagte, die Zeit, in der die Beanspruchung ausgeübt wird, bei den meisten Versuchen zu kurz ist. Der Carnallit hat nicht die Zeit, sich plastisch zu verformen. Im normalen Verband des Gebirges und unter normalen Bedingungen im Bergbau ist diese Zeit jedoch vorhanden. Mir ist kein Fall bekannt geworden, daß ein Carnallitpfeiler zerknallt ist, abgesehen von Gebirgsschlägen, bei denen der Druck eben plötzlich auftritt, so daß keine Zeit zur plastischen Verformung vorhanden ist.

Zur Frage von Herrn Dr. *Junghans*: Wenn der Carnallit wandert, warum soll der Ton nicht auch wandern? Der Ton wandert erst, wenn er im Sinne der oben angeführten Klassifikation der Salzgesteine an der Reihe ist, wandern zu können. Zuerst wandert der Carnallit, d. h., er beginnt zuerst sich plastisch zu verformen; dann, d. h. bei entsprechend höherem Druck, wandern, um bei diesem Ausdruck zu bleiben, die anderen Salzgesteine in der angeführten Reihenfolge. Der für Wanderungen des Salztons notwendige Druck ist selbst bei tektonischen Vorgängen verhältnismäßig selten erreicht worden, wie bereits gesagt wurde, denn der Salzton hat in den meisten Fällen durch Bruch, also elastisch, auf die Druckbeanspruchungen reagiert. Das Herunterbrechen der Hangendschichten führe ich auf die seitliche Schubwirkung von den Pfeiler- oder Streckenstößen her zurück. Dieser Schub wirkt sich dadurch aus, daß die Hangendschichten nach unten ausweichen, insbesondere dann, wenn durch tonige Löser das Hangende dünnbankig geschichtet ist. Die Tonlöser wirken dabei als Gleitflächen (vgl. Fußnote Seite 47).

Zur Frage, ob im Zusammenhang mit Gebirgsschlägen die Druckfestigkeit oder die Zugfestigkeit des Hauptanhydrits ausschlaggebend ist: Mit jeder Durchbiegung des Hauptanhydrits über einem Abbaufeld, die wir wohl kaum gänzlich vermeiden können, ist zweifellos immer eine Beanspruchung auf Zug verbunden. Die Zugfestigkeit beträgt nur einen Bruchteil der Druckfestigkeit. Die Druckfestigkeit dürfte so bei dem im Kaliberbau auftretenden Überlagerungsdruck nicht überschritten werden. Dagegen halte ich die Überschreitung der Zugfestigkeit in vielen Fällen für gegeben.

Prof. *Spackeler* dankte für die Ausführungen und schloß die Diskussion ab.



## Untersuchungen über das Verhalten der Detonationsgeschwindigkeit beim Schießen in verschiedenen Gesteinen

Von Dipl.-Ing. WERNER ARNOLD, Leipzig

Untersuchungen über die Wirksamkeit von Sprengstoffen beschränkten sich bisher in der Praxis im wesentlichen darauf, festzustellen, welche Sprengstoffmenge mindestens erforderlich ist, um eine bestimmte Vorgabe zu lösen, und welche Schießmethode für die jeweils gegebenen Verhältnisse die günstigste Wirkung verspricht. Alle diese Ermittlungen sind jedoch nicht geeignet, etwas Näheres über die Vorgänge im Bohrloch während der Detonation des Sprengstoffes aussagen zu können. Andererseits bestand keine Gewißheit darüber, ob die vom Sprengstoffhersteller für bestimmte Sprengstoffsorten ermittelten charakteristischen Daten für die verschiedensten in der Praxis auftretenden Bedingungen in gleicher Weise gültig sind. Zahlreiche Literaturangaben weisen z. B. darauf hin, daß die Detonationsgeschwindigkeit bei Bergwerkssprengstoffen nicht als konstante Größe anzusehen ist, sondern daß diese vielmehr von verschiedenen äußeren Bedingungen beeinflusst wird. Diese Literaturbeispiele regten zu der Untersuchung an, wie sich die Detonationsgeschwindigkeit, einer der wichtigsten Faktoren zur Beurteilung der Brisanz eines Sprengstoffes, verhält, wenn ein bestimmter Sprengstoff in verschiedenen Gesteinen und unter Anwendung verschiedener Schießmethoden zur Detonation gelangt.

Für die Durchführung dieser Untersuchungen war es erforderlich, vorher ein geeignetes Meßgerät zu entwickeln, da die bisherigen Methoden zur Messung der Detonationsgeschwindigkeit sich entweder für die in der Praxis gegebenen Verhältnisse nicht eignen oder dem heutigen Stand moderner Kurzzeitmeßtechnik nicht mehr gerecht werden. Das von der Firma *W. Rentsch*, Pirna, entwickelte Meßgerät baut auf Erfahrungen auf, die im Institut für theoret. Physik und Geophysik an der Bergakademie Freiberg beim Messen von Schallgeschwindigkeiten mit kurzen Meßstrecken gewonnen wurden. Das Gerät, dessen Hauptteil eine *Braunsche* Röhre ist, arbeitet praktisch trägheitslos und erlaubt eine Auswertung der Meßergebnisse in der Größenordnung von  $10^{-6}$  sec.

Für die Messungen wurden einheitliche Sprengstoffpatronen gestopft, da die handelsüblichen Patronen für den vorliegenden Zweck nicht einheitlich genug erschienen.

Nach umfangreichen Vorversuchen wurden Versuchsreihen aufgestellt für Detonationsgeschwin-

digkeitsmessungen beim Schießen in Luft, Sand, Ton, Sandstein, Kalkstein, Granitporphyr und Steinsalz. Bei den letzten 5 Versuchsreihen wurde jeweils mit und ohne Besatz geschossen. Ferner wurde die Geschwindigkeit des Detonationsstoßes in Hohlräumen, die in die Sprengstoffsäule eingeschaltet wurden, gemessen.

Aus den Meßergebnissen wurden für die jeweiligen Versuchsreihen Mittelwerte gebildet. Außerdem wurden die Meßergebnisse für verschiedene Versuchsreihen nach dem Häufigkeitsverfahren ausgewertet. Aus den Messungen ergaben sich als Folgerungen:

1. Die Detonationsgeschwindigkeit ist für jede der angeführten Versuchsreihen im Mittelwert verschieden groß. Das Einschlußmaterial beeinflusst also maßgeblich die Größe der Detonationsgeschwindigkeit. Die niedrigsten Werte wurden gefunden beim Schießen ohne Einschluß, die höchsten Werte beim Schießen in Salz und in Granitporphyr.
2. Besatz erhöht die Detonationsgeschwindigkeit. Mit zunehmender Länge des Bohrloches wird dieser Einfluß jedoch immer geringer.
3. Die Meßergebnisse streuen in größeren Bereichen, als es einer *Gauß* sehen Normalverteilung entspricht. Die Streuungen werden also von bestimmten Faktoren beeinflusst, die nicht auf Zufälligkeiten zurückzuführen sind. Als solche sind hauptsächlich zu nennen:

Die Lage der Sprengkapsel innerhalb der Sprengstoffsäule und die physikalischen Eigenschaften des den Sprengstoff umschließenden Materials.

4. Beim Schießen ohne Einschluß (Luft) oder ohne festen Einschluß (Sand) ist die Detonationsgeschwindigkeit in der Nähe der Sprengkapsel größer als in weiteren Entfernungen. Dies ist auf die Wirksamkeit des Initialimpulses zurückzuführen.

Beim Schießen in Bohrlöchern ist das Gegenteil der Fall. Hier benötigt die Detonationswelle eine gewisse Anlaufstrecke, um den unter den gegebenen Bedingungen erreichbaren Maximalgeschwindigkeitswert zu erlangen.

5. Verminderte Geschwindigkeitswerte treten häufig auf, überhöhte Werte sehr selten.
6. Im Hohlraum nimmt die Geschwindigkeit des Detonationsstoßes rasch ab. Der hinter dem

Hohlraum detonierende Sprengstoff detoniert mit um so geringerer Anfangsgeschwindigkeit, je länger der vorgelagerte Hohlraum ist.

Für den praktischen Schießbetrieb werden als Schlußfolgerungen gezogen:

1. In Ton- und Lehmgesteinen ist die Anwendung brisanter Sprengstoffe, abgesehen von anderen Gesichtspunkten, auch bezüglich des Verhaltens der Detonationsgeschwindigkeit, unzweckmäßig.
2. Auf Einbringen eines guten Besatzes ist im allgemeinen größter Wert zu legen. Lediglich beim Schießen in Salz und Kalkstein kann bei Anwendung langer Bohrlöcher auf Besatz verzichtet werden, wenn nicht andere Umstände den Besatz erfordern (z. B. Auftreten von Schlagwettern).
3. Die Sprengkapsel ist zweckmäßig in die vorletzte Patrone einzubringen, und zwar so, daß der Kapselboden in Richtung der fortlaufenden Detonationswelle zeigt.
4. Bei wenig brisanten Sprengstoffen ist es nicht zu empfehlen, den Patronendurchmesser geringer als 28—50 mm zu wählen, weil dadurch eine Verminderung der Detonationsgeschwindigkeit eintritt, die Gefahr des Abreißen der Detonation größer wird und der detonierte Sprengstoff schädlichere Nachschwaden liefert.
5. Hohlraumschießen ist vor allem beim Schießen in Salz und Kalkstein mit gutem Erfolg anwendbar. Um eine sichere Detonationsübertragung zu gewährleisten, wird anstelle eines langen Hohlraumes die Anwendung mehrerer kurzer Hohlräume empfohlen.

— 480 —

(Auszug aus der im Februar 1953 an der Bergakademie Freiberg eingereichten Dissertation, über die der Verfasser anlässlich des Berg- und Hüttenmännischen Tages 1952 unter gleichem Thema einen Vortrag hielt.)



## Die Bewegungsvorgänge an elektrisch angetriebenen Abbauhämmern (Theorie der Kurbel-Feder-Hämmer)

Von Prof. Dr.-Ing. RUDOLF LIEBOLD, Freiberg

*Das Wesentliche der Ausführungen besteht darin, zu zeigen, daß nicht die Resonanzabstimmung, wie üblicherweise angenommen wird, die größte Schlagenergie liefert, sondern ganz andere Voraussetzungen bei der Abstimmung des Hammers eingehalten werden müssen, um eine gute Schlagwirkung zu erhalten. Zunächst werden die Bewegungsgleichung für den Bär aufgestellt und die Anfangsbedingungen diskutiert, die zur Ermittlung der darin enthaltenen Unbekannten dienen. Weiter wird die Beziehung für die Schlagarbeit aufgestellt und diese auf einen charakteristischen Wert zurückgeführt, der in einem Diagramm dargestellt wird. Nach der Diskussion dieses Diagramms werden die gefundenen Beziehungen an einem Beispiel angewendet und weiter erklärt. In einem zweiten Diagramm wird die Bärbewegung und die Federverformung graphisch dargestellt und erklärt, durch welche Einflüsse die Kurve der Bärbewegung günstig gestaltet wird und welche Grenzen in der weiteren Steigerung der Schlagenergie gesetzt sind. Schließlich werden noch eine besondere Feder-Bär-Anordnung behandelt und ihre Vorteile gegenüber der üblichen Konstruktion besprochen.*

Ich möchte über eine Arbeit berichten, deren Anfänge bereits in den Jahren des letzten Weltkrieges liegen. Die Aufgabe, eine Theorie der Kurbel-Feder-Abbau-Hämmer aufzustellen, wurde erstmalig von Prof. Dr. *Bechthold* in Clausthal in Angriff genommen, der zu jener Zeit noch bei den Siemens-Schuckert-Werken in Berlin tätig war. Leider kam Prof. *Bechthold* auf einer Dienstreise bei einem Tieffliegerangriff ums Leben. Ich wurde damals beauftragt, diese Arbeiten fortzusetzen.

Das schwingungstechnische System, das wir hier betrachten wollen, besteht aus einer Feder, an deren unterem Ende eine Masse, der Schlagbär, befestigt ist, während das obere Ende durch einen Kurbelantrieb harmonisch auf und ab bewegt wird. Es handelt sich dabei um ein schwingungsfähiges System, ähnlich dem einer Glockenaufhängung oder einer Schaukel. Wenn man solche Systeme zu großen Schwingausschlägen anregen will, benutzt man einen kleinen Trick. Derartige Systeme haben eine Eigenschwingungszahl, mit der sie sich, einmal angestoßen, von allein bewegen. Stößt man die Eigenbewegung derartiger schwingungsfähiger Gebilde immer in demselben Takt erneut an, so erhält man immer größer werdende Schwingausschläge. Man nennt diesen Vorgang, bei dem die erregende Frequenz mit der Eigenfrequenz übereinstimmt, Resonanz.

Jeder unvoreingenommene Fachmann wird nun zunächst der Ansicht sein, daß man auch bei dem vorliegenden Feder-Bär-System in Resonanz arbeiten muß, d. h., daß die erregende Frequenz gleich der Eigenfrequenz sein muß, um große Schwingausschläge und damit große Aufschlagkräfte zu erhalten. Der wesentliche Teil meines Vortrages besteht nun darin, zu zeigen, daß infolge des Bäraufschlages ein ganz anderer Vorgang eintritt und die größte Schlagarbeit nicht im Resonanzzustand, sondern bei ganz anderen Abstimmverhältnissen

vorhanden ist und welche Bedingungen eingehalten werden müssen, um bei gegebenen Konstruktionsdaten die größte Schlagenergie aus dem Hammer herauszuholen.

Bild 1 zeigt im Prinzip den Aufbau eines Kurbel-Feder-Hammers. Durch einen Elektromotor, dessen Achse senkrecht zur Zeichenebene steht, wird eine Kurbel, deren Radius  $r$  ist, mit der Winkelgeschwindigkeit  $\omega$  in Umdrehungen versetzt. Die Kurbel treibt über die Schubstange den Kreuzkopf an, an dem eine Feder  $c$  befestigt ist, die an ihrem unteren Ende die Bärmasse  $m$  trägt. Es wird

eine genügend lange Schubstange vorausgesetzt, so daß die Kreuzbewegung mit hinreichender Genauigkeit als harmonisch angesehen werden kann. Steht die Kurbel in ihrer Mittelstellung (Nullage), so befindet sich auch die untere Bärkante in ihrer Mittelstellung (angedeutet durch die gestrichelten waagerechten Geraden 0—0).

Darunter befindet sich im Abstand  $e$  die Schlagebene des Meißelkopfes. Wir bezeichnen die Bärbewegung von der Nullage aus mit  $x$  und rechnen die Ausschläge nach oben positiv. Der Abstand  $e$  des Meißels ist dann negativ. Da das negative Vorzeichen in die Rechnung miteingeführt wird, so erscheint bei den weiteren Betrachtungen  $e$  als positive Größe.

Um die Bärbewegung  $x$  in möglichst einfacher Weise darstellen zu können, ist es zweckmäßig,

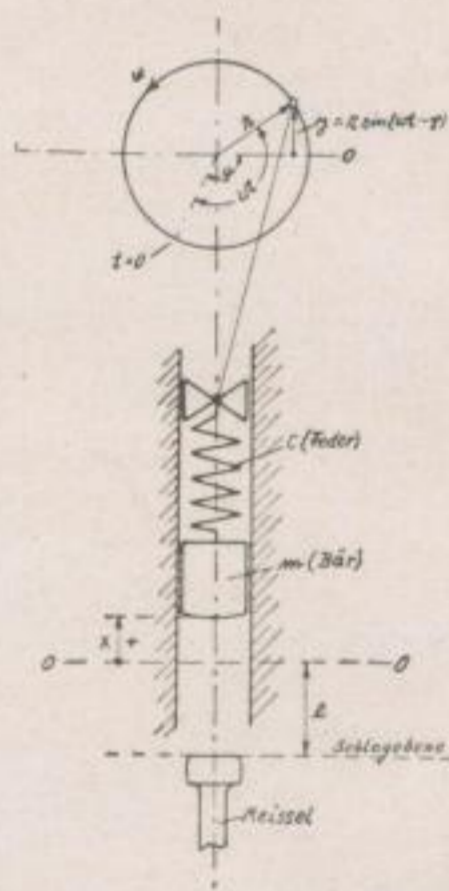


Bild 1. Prinzipanordnung



den zeitlichen Ablauf der Bärbewegung mit dem Aufschlag zu beginnen, d. h., im Moment des Aufschlages die Zeit  $t = 0$  zu setzen. Dabei ist zunächst noch unbekannt, wo sich in diesem Augenblick der Kurbelzapfen befindet. Wir nehmen willkürlich an, daß die Kurbel sich zu dieser Zeit in der gestrichelten Lage, die mit  $t = 0$  bezeichnet ist, befindet. Der zunächst noch unbekannt Winkel zwischen der Mittelstellung der Kurbel und dieser willkürlich angenommenen Nulllage der Zeitlinie sei  $\varphi$ . Dann ist der Bogen bis zu der in Bild 1 dargestellten Betriebsstellung der Kurbel  $\omega t$ , und die Erhebung des Kurbelzapfens über der Nulllage wird  $y = r \sin(\omega t - \varphi)$ .

Die Bärmasse  $m$  ist gegenüber der gesamten übrigen Hammermasse sehr klein, so daß letztere bei der Bärbewegung praktisch in Ruhe bleibt. Wir können damit für die Berechnung der Bärbewegung die übrige Hammermasse unendlich groß annehmen, so daß wir vom schwingungstechnischen Standpunkt aus nicht ein 2-Massen-1-Feder-System, sondern lediglich einen einfachen Schwinger vor uns haben, dessen Berechnung bedeutend leichter ist. Da sich ferner während des Betriebes ein stationärer Zustand einstellt, der durch die Erregung des Kurbelantriebes konstant aufrechterhalten wird, wobei die Reibung in den Dreh- und Gleitlagern nur eine untergeordnete Rolle spielt, so können wir in den weiteren Betrachtungen auch die Dämpfung für den Schwingungsvorgang vernachlässigen.

Wenn der Bär nicht aufschlagen, sondern infolge des Kurbelantriebes lediglich eine erzwungene Schwingung ausführen würde, so ergibt sich mit dem Newtonschen Gesetz „Masse mal Beschleunigung gleich der wirkenden Kraft“ für die Bewegung des Bärs der einfache Ansatz:

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = -c[x - y] = -c[x - r \sin(\omega t - \varphi)]$$

oder

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + cx = cr \sin(\omega t - \varphi) \quad (1)$$

In Gl. (1) bedeuten:

- $c$  die Federkonstante in kg/cm
- $\omega$  die Kreisfrequenz des Kurbelantriebes in 1/sec
- $t$  die Zeit in sec

Da wir bei dieser Bewegung die Dämpfung vernachlässigen wollten, so verläuft der Schwingweg  $x$  des Bärs in Phase mit der Erregung, und die Lösung der Gl. (1) ist:

$$x_1 = a \sin(\omega t - \varphi), \quad (2)$$

wobei  $a$  die Amplitude des Bärs darstellt. Durch Einsetzen von  $x_1$  aus der Gl. (2) in die Gl. (1) erhält man für den Schwingausschlag den Wert:

$$a = \frac{cr}{(c - m\omega^2)} \quad (3)$$

Wenn wir den Kreuzkopf festhalten und die Bärmasse  $m$  anstoßen, so erhalten wir die freie ungedämpfte Schwingung des Systems. Die Eigenkreisfrequenz  $\omega_0$  eines solchen einfachen Schwingers ist gegeben durch die Beziehung

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{c}{m}} \quad (4)$$

Unter Verwendung dieser Beziehung können wir die Gleichung für die Amplitude  $a$  in Gl. (3) etwas anders schreiben. Es wird:

$$a = \frac{r}{1 - \frac{m\omega^2}{c}} = \frac{r}{1 - \frac{\omega^2}{c/m}} = \frac{r}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} \quad (5)$$

Bisher haben wir nur die erzwungene Schwingung des Bärs behandelt. Durch den Aufschlag des Bärs auf den Meißelkopf wird aber auch die Eigenbewegung (freie Schwingung) des Feder-Masse-Systems angeregt genauso wie bei einem Anstoß des Bärs. Diese Bewegung erhalten wir als Lösung des homogenen Teils der Gl. (1). Sie lautet:

$$x_2 = A_0 \cos \omega_0 t + B_0 \sin \omega_0 t \quad (6)$$

In Gl. (6) stellen  $A_0$  und  $B_0$  Integrationskonstanten dar, die zunächst noch unbekannt sind. Da in der Bewegung sowohl die erzwungene als auch die freie Schwingung enthalten sind und der Ansatz in Gl. (1) linear ist, so ist die allgemeine Lösung der Gl. (1) die Summe der Lösungen  $x_1$  und  $x_2$ . Wir können damit ganz allgemein für die Bärbewegung schreiben:

$$x = x_1 + x_2 = a \sin(\omega t - \varphi) + A_0 \cos \omega_0 t + B_0 \sin \omega_0 t \quad (7)$$

In dieser Gleichung sind noch die 3 Unbekannten  $\varphi$ ,  $A_0$  und  $B_0$  enthalten. Wir brauchen zu ihrer Ermittlung 3 Bedingungsgleichungen. Wir hatten vorausgesetzt, daß zur Zeit  $t = 0$  der Aufschlag erfolgen soll. In diesem Augenblick befindet sich die untere Bärkante in der Schlagebene, und die 1. Bedingungsgleichung lautet:

$$t = 0; x = -e \quad (8)$$

Nach einer vollen Umdrehung der Kurbel muß wieder ein Aufschlag erfolgen, wenn der Betrieb stationär und periodisch sein soll. Nach der Zeit  $t = \frac{2\pi}{\omega}$  muß also die Bärstellung wieder dieselbe sein wie im ersten Fall. Die 2. Bedingungsgleichung ist somit:

$$\omega t = 2\pi; x = -e \quad (9)$$

Wenn wir die Gl. (7) nach der Zeit differenzieren, so erhalten wir die Geschwindigkeit  $v$  des Bärs, und es ist:

$$v = \frac{dx}{dt} = a\omega \cos(\omega t - \varphi) - A_0 \omega_0 \sin \omega_0 t + B_0 \omega_0 \cos \omega_0 t$$

Nach dem Aufschlag prallt der Bär mit einer bestimmten Geschwindigkeit wieder zurück. Wir nennen diese Geschwindigkeit die Rückprallgeschwindigkeit und bezeichnen sie mit  $v_R$ . Vernachlässigen wir die Schlagzeit, d. h. diejenige Zeit, die zwischen Aufprall und Rückprall des Bärs vergeht, so geschieht der Rückprall zur Zeit  $t = 0$  und die Bedingung lautet:

$$t = 0; v = v_R$$

Nach einer vollen Umdrehung, also nach der Zeit  $t = \frac{2\pi}{\omega}$ , schlägt der Bär wieder auf. In diesem Augenblick hat der Bär eine Aufschlaggeschwindigkeit, die wir mit  $v_A$  bezeichnen wollen. Eine weitere Bedingung lautet damit:

$$\omega t = 2\pi; v = v_A$$

Das Verhältnis „Rückprallgeschwindigkeit zu Aufschlaggeschwindigkeit“ soll mit  $k$  bezeichnet werden. Der Wert für  $k$  ist vom Stoff und von der Beschaffenheit des schlagenden und des geschlagenen Körpers abhängig, also in unserem Fall vom Material des Bärs, des Meißels und von der Art der Kohle. Er ist jedenfalls für eine bestimmte Kohle eine Konstante, die auf experimentellem Wege ermittelt werden kann. Wäre der Schlag rein elastisch, so wäre  $k = 1$ , wäre der Schlag dagegen rein plastisch, so hätte  $k$  den Wert Null. In der Praxis liegt der Wert für  $k$  zwischen 0 und 1 (bei den vorliegenden Untersuchungen ist  $k = 0,2$ ). Als 3. Bedingungsgleichung erhalten wir nunmehr:

$$\frac{v_{t=0}}{v_{\omega t=2\pi}} = \frac{v_R}{v_A} = -k \quad \dots \quad (10)$$

Das Minuszeichen vor  $k$  muß deswegen stehen, weil Aufprall- und Rückprallgeschwindigkeit entgegengesetzt gerichtet sind. Wir können das erste Glied der Gl. (7) entwickeln und diese folgendermaßen schreiben:

$$x = (a \cos \varphi) \cdot \sin \omega t - (a \sin \varphi) \cdot \cos \omega t + A_o \cos \omega_o t + B_o \sin \omega_o t \quad (11)$$

Mit Hilfe der 3 Bedingungsgleichungen (8) bis (10) erhält man die unbekanntenen Größen der Gl. (11). Es wird:

$$\left. \begin{aligned} a \cos \varphi &= -A_o \cdot \varepsilon \\ a \sin \varphi &= A_o + e \\ B_o &= A_o \cdot \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (12)$$

wobei

$$\varepsilon = \frac{\omega_o}{\omega} \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \frac{(1-k)}{(1+k)} \quad \dots \quad (13)$$

und

$$A_o = \frac{-e \pm \sqrt{a^2 + \varepsilon^2 (a^2 - e^2)}}{(1 + \varepsilon^2)} \quad \dots \quad (14)$$

sind. Die Amplitude  $a$  errechnet sich aus Gl. (5). Damit ist es möglich, die Bewegungsgleichung (11) der Bärmasse hinzuschreiben und die Bewegung in Abhängigkeit der Zeit graphisch darzustellen, wenn der Kurbelradius, die Drehzahl, die Federkonstante, die Bärmasse und der Meißelabstand gegeben sind. Von besonderem Interesse ist der Fall der Resonanz, wenn also die erregende Frequenz  $\omega$  gleich der Eigenfrequenz  $\omega_o$  ist. Dabei erhält man die unbestimmten Ausdrücke

$$A_o \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \quad \text{und} \quad A_o (\cos \omega_o t - \cos \omega t)$$

Wir können für den ersten Ausdruck schreiben:

$$\begin{aligned} \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} A_o \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} &= \pm \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} a \cdot \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \\ &= \pm \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} r \cdot \omega_o^2 \frac{\tan \pi \frac{\omega_o}{\omega}}{(\omega_o^2 - \omega^2)} = \pm \frac{\pi}{2} \cdot r \end{aligned}$$

und für den zweiten:

$$\begin{aligned} \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} A_o (\cos \omega_o t - \cos \omega t) &= \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} \pm a (\cos \omega_o t - \cos \omega t) \\ &= \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} \pm r \omega_o^2 \frac{(\cos \omega_o t - \cos \omega t)}{(\omega_o^2 - \omega^2)} \\ &= \mp \frac{r}{2} \omega t \sin \omega t. \end{aligned}$$

Die Gleichung (11) für die Bärbewegung  $x$  lautet damit im Resonanzfall:

$$x = \pm r \left( \pi \frac{k}{1+k} - \frac{\omega t}{2} \right) \sin \omega t - e \cos \omega t \quad (15)$$

Wir kommen später auf die Schlagkurve noch zurück. Zunächst interessiert uns die Frage, bei welchen Abstimmverhältnissen erreicht unter sonst gleichen Bedingungen (gleiche Bärmasse, gleicher Rückprallkoeffizient, gleiche Drehzahl und gleicher Kurbelradius) die Schlagarbeit ihr Maximum. Die Arbeit, welche pro Schlag zum Vortrieb abgegeben wird, ist ausschlaggebend für den ganzen Abbauvorgang. Wenn ein Schlag nicht ausreicht, das Gefüge des abzubauenen Stoffes zu zerstören, so wird auch der zweite und jeder folgende Schlag wirkungslos sein. Es nützt also nichts, wenn man in diesem Fall die Drehzahl des Hammers, also seine Leistung, steigern würde, sondern man muß die Schlagenergie vergrößern, bis eine plastische Verformung eintritt, die allmählich zur Zerstörung des Gefüges führt. Deshalb muß der Konstrukteur von vornherein bemüht sein, seinen Hammer so zu bauen, daß bei bestimmten gegebenen Daten die zu erwartende Arbeit pro Schlag so groß wie möglich wird. Der Bär schlägt mit der Geschwindigkeit  $v_A$  auf den Meißelkopf auf und prallt mit der Geschwindigkeit  $v_R$  wieder zurück. Die pro Schlag an den Meißel abgegebene Arbeit ist dann die Differenz der kinetischen Energien des aufschlagenden und des zurückprallenden Bärs. Wir erhalten damit für die Schlagarbeit:

$$A_s = \frac{m}{2} (v_A^2 - v_R^2)$$

oder unter Berücksichtigung der Gl. (10)

$$A_s = \frac{m}{2} v_R^2 \frac{(1-k^2)}{k^2} \quad \dots \quad (16)$$

Dabei ist die Rückprallgeschwindigkeit:

$$v_R = a \omega \cos \varphi + B_o \omega_o$$

und man erhält mit Gl. (12) und Gl. (13):

$$\begin{aligned} v_R &= -A_o \omega_o \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \frac{(1-k)}{(1+k)} + A_o \omega_o \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \\ &= A_o \omega_o \tan \pi \frac{\omega_o}{\omega} \frac{2k}{(1+k)} \end{aligned}$$

oder mit Berücksichtigung der Gl. (14):

$$v_R = \frac{2k}{(1-k)} \cdot r \omega \cdot \frac{-\frac{e}{r} \pm \sqrt{\left(\frac{a}{r}\right)^2 + \varepsilon^2 \left(\frac{a^2}{r^2} - \frac{e^2}{r^2}\right)}}{(1 + \varepsilon^2)} \cdot \varepsilon \quad (17)$$

Damit bekommt man schließlich für die Schlagarbeit:

$$A_s = 2 m (r \omega)^2 \frac{(1+k)}{(1-k)} \cdot (A'_o \cdot \varepsilon)^2 \quad \dots (18)$$

wobei

$$A'_o = \frac{A_o}{r} = \frac{-\frac{e}{r} \pm \sqrt{\left(\frac{a}{r}\right)^2 + \varepsilon^2 \left(\frac{a^2}{r^2} - \frac{e^2}{r^2}\right)}}{(1 + \varepsilon^2)} \quad (19)$$

ist und nach Gl. (5)

$$\frac{a}{r} = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_o}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{1}{(\omega_o/\omega)^2}}$$

wird.

Aus Gl. (18) ist zu ersehen, daß die Schlagarbeit bei gegebenen  $m$ ,  $r$ ,  $\omega$  und  $k$  von dem Ausdruck  $(A'_o \cdot \varepsilon)$  abhängig ist. Wir wollen diesen mit  $y$  bezeichnen. Aus den Gl. (5), (15) und (19) geht hervor, daß  $y$  eine Funktion von den Verhältnissen Eigenfrequenz  $\omega_o$  und Meißelabstand  $e$  Erregerfrequenz  $\omega$  und Kurbelradius  $r$  ist. Diese wichtige Größe  $y$  wollen wir in Abhängigkeit von dem Frequenzverhältnis  $\frac{\omega_o}{\omega}$  darstellen, wobei wir als Parameter das Verhältnis  $\frac{e}{r}$  benutzen. Wir wählen für das Größenverhältnis  $\frac{e}{r}$  Werte zwischen 0,5 und 2 und für das Frequenzverhältnis  $\frac{\omega_o}{\omega}$  Werte,

die um den Wert 1 herumliegen, so daß wir nicht nur die Resonanzstelle, sondern auch andere Abstimmverhältnisse unter- und oberhalb des Resonanzpunktes erfassen. Die Gl. (17) und (18) können wir jetzt etwas anders schreiben und erhalten:

$$v_R = \frac{2k}{(1-k)} \cdot r \omega \cdot (A'_o \cdot \varepsilon) = \frac{2k}{(1-k)} \cdot r \omega \cdot y$$

oder:

$$y = \frac{1-k}{2k} \cdot \frac{v_R}{r \omega} = K \cdot v_R \quad \dots (20)$$

und

$$A_s = 2 m (r \omega)^2 \frac{(1+k)}{(1-k)} \cdot y^2 \quad \dots (21)$$

Nach Gl. (20) ist der Wert für  $y$  proportional der Rückprallgeschwindigkeit  $v_R$ . Unter Berücksichtigung dessen, daß für  $\frac{\omega_o}{\omega} < 1$  der Wert für  $\varepsilon$  negativ, für  $\frac{\omega_o}{\omega} > 1$  aber positiv wird, und daß es nach Gl. (19) 2 Werte für  $A'_o$  gibt, so erhält man auch für  $y$  zwei Werte, die positiv und negativ sein können. Da die Konstante  $K$  in Gl. (20) positiv ist und die Rückprallgeschwindigkeit  $v_R$  infolge der Aufwärtsbewegung des Bärs nach dem Schlag ebenfalls immer positiv sein muß, so ist von den 2 Werten für  $y$ , von denen der eine negativ sein kann, immer nur der positive der technisch verwirklichtbare.

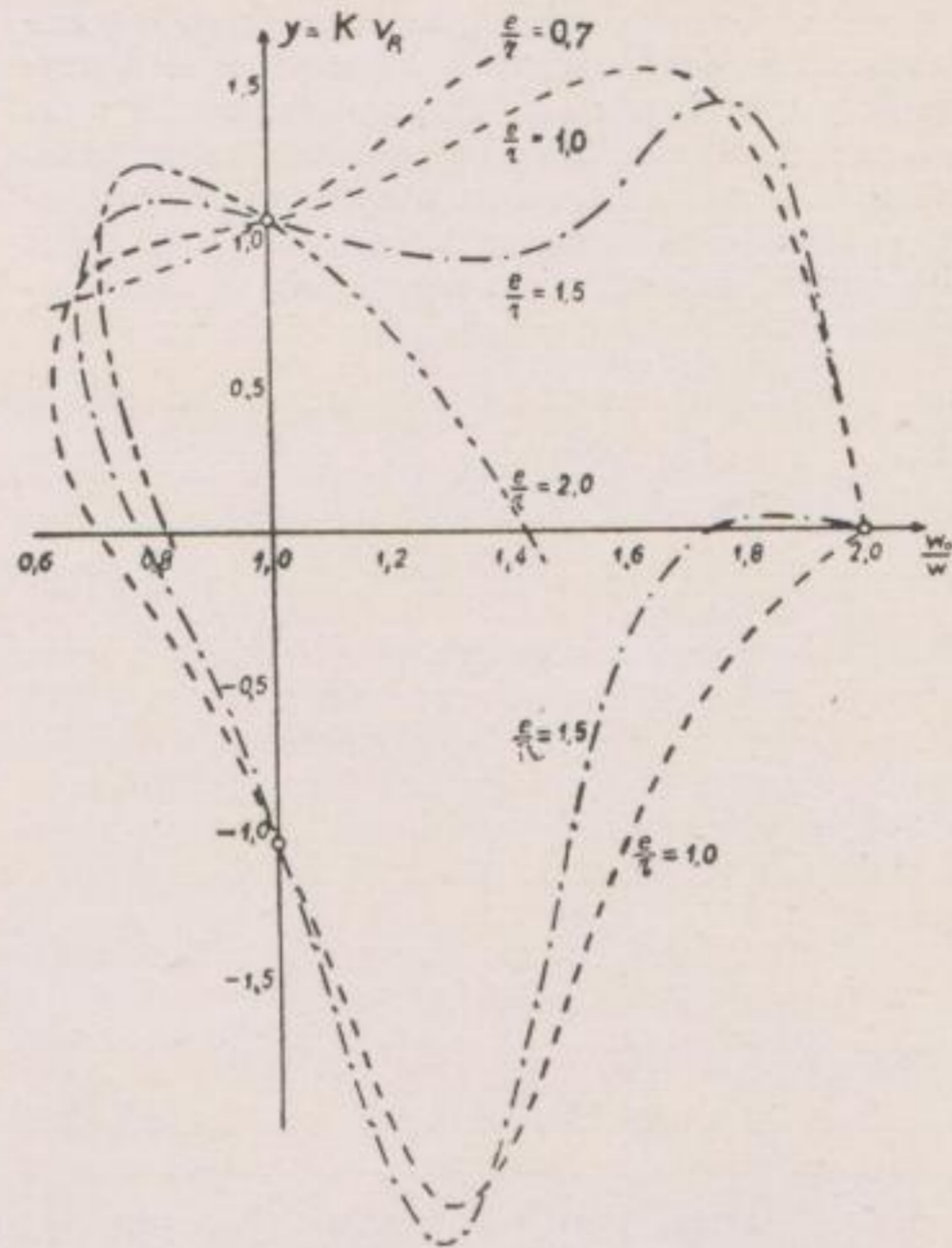


Bild 2. Die graphische Darstellung des charakteristischen Wertes  $y$  in Abhängigkeit des Frequenzverhältnisses  $\omega_o/\omega$ . Die Kurven gelten für die Stoßziffer  $k = 0,2$

Bild 2 stellt den charakteristischen Wert  $y$  als Funktion des Frequenzverhältnisses  $\frac{\omega_o}{\omega}$  dar. Wie wir bereits oben sahen, haben die negativen Werte von  $y$  praktisch keine Bedeutung und somit interessieren uns nur die  $y$ -Werte oberhalb der Abszisse. Je größer  $y$ , desto größer wird auch die Schlagarbeit  $A_s$ . In dem Diagramm fällt sofort auf, daß im Resonanzfall  $\frac{\omega_o}{\omega} = 1$  alle Kurven durch denselben Punkt verlaufen; d. h., daß der Wert für  $y$  und damit auch die Schlagenergie unabhängig vom Verhältnis  $\frac{e}{r}$  konstant sind. Im Fall der Resonanz ergibt sich wieder ein Grenzwert, und es ist:

$$\begin{aligned} \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} y &= \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} A'_o \cdot \varepsilon = \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} \pm \frac{a}{r} \cdot \varepsilon \\ &= \lim_{\omega_o \rightarrow \omega} \pm \omega^2 \frac{(1-k)}{(1+k)} \frac{\tan \pi \frac{\omega_o}{\omega}}{(\omega_o^2 - \omega^2)} = \pm \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1-k)}{(1+k)} \end{aligned}$$

Mit  $k = 0,2$  erhält man:

$$y_{\omega_o = \omega} = \pm 1,05$$

Die wichtigste Feststellung aber ist die, daß es für  $\frac{e}{r} > 1$ ,  $\frac{\omega_o}{\omega} < 1$  und für  $\frac{e}{r} \leq 1$ ,  $\frac{\omega_o}{\omega} > 1$  Werte für  $y$  gibt, die größer sind als im Resonanzfall. Diese

Erkenntnis ist sehr wichtig und stellt den wesentlichsten Teil der vorliegenden theoretischen Untersuchung dar. Bevor die Theorie aufgestellt war, waren alle daran Beteiligten der Ansicht, man müsse in Resonanz arbeiten, um die größte Schlagenergie aus dem Hammer herauszuholen. Es zeigt sich jedoch, daß das nicht der Fall ist und bei gewissen Verstimmungen und der richtigen Wahl des Größenverhältnisses  $\frac{e}{r}$  Schlagenergien erzielt werden, die wesentlich größer als im Resonanzfall sind. Immerhin hat die Resonanzabstimmung den Vorzug, unabhängig vom Verhältnis  $\frac{e}{r}$  immer dieselbe Schlagarbeit zu ergeben. Das ist wichtig, wenn eine gleichbleibende Schlagenergie verlangt wird, ohne daß es möglich ist, den Meißelabstand  $e$  konstant zu halten. (Allerdings dürfte dieser Fall praktisch kaum vorkommen, und insofern hat die letzte Betrachtung nur mehr theoretische Bedeutung).

Für  $\frac{\omega}{\omega_0} < 1$  schneiden die Kurven  $\frac{e}{r} = 1$ ,  $\frac{e}{r} = 1,5$  und  $\frac{e}{r} = 2$  die Abszisse an ganz bestimmten Stellen. Dort ist  $y = 0$ . Der Wert  $y$  bzw.  $A'$  wird aber nach Gl. (19) dann Null, wenn die Amplitude  $a$  gleich dem Meißelabstand  $e$  ist. Wählt man für die

obenerwähnten Kurven Frequenzverhältnisse  $\frac{\omega_0}{\omega}$ , die noch weiter links liegen, so erhält man 2 positive Werte für  $y$  und damit 2 Schläge mit verschiedenen Energien. Der Hammer hat also die Möglichkeit, 2 verschiedene Schläge auszuführen; er läuft somit nicht mehr stabil, und es wird sich größtenteils nur der Schlag einstellen, der die geringere Energie besitzt. In diesen Fällen ist die Amplitude  $a$  kleiner als der Meißelabstand  $e$ , und man könnte annehmen, daß dann überhaupt kein Schlag mehr erfolgt. Diese Überlegung ist jedoch

nicht richtig; denn für  $\frac{\omega_0}{\omega} < 1$  arbeitet der Hammer im überkritischen Gebiet, und während des Anlaufens wird die Resonanzstelle durchlaufen, die große Amplituden und damit ein Aufschlagen auf den Meißelkopf zur Folge hat. Der Hammer wird damit angestoßen und läuft dann auch schlagend weiter, wenn die Betriebsfrequenz erreicht ist und die Amplitude kleiner als der Meißelabstand geworden ist. Wählt man das Frequenzverhältnis noch kleiner, so wird schließlich der Wert unter der Wurzel in Gl. (19) gleich Null bzw. negativ. Im ersten Fall erhält man gerade noch einen Schlag, im zweiten wird die Wurzel imaginär, und es erfolgt praktisch kein Schlag mehr. Trotzdem beim Resonanzdurchfahren auch jetzt noch ein Aufschlagen zu bemerken ist, wird der Hammer mit Schlägen aufhören, sobald die Betriebsfrequenz erreicht

ist. Für  $\frac{\omega_0}{\omega} < 1$  ergeben eigentlich nur die Kurven  $\frac{e}{r} \geq 2$  Werte für  $y$ , die wesentlich größer als im Resonanzfall sind. Berücksichtigt man aber, daß nur ein stabiler Betrieb für die praktische Verwendung in Frage kommt (wobei also 2 Schlagmöglich-

keiten ausgeschlossen sind), so bleibt nur ein schmaler Frequenzbereich für die technische Verwirklichung übrig.

Viel günstiger sehen die Verhältnisse dagegen für Frequenzen  $\frac{\omega_0}{\omega} > 1$  aus. Für Größenverhältnisse  $\frac{e}{r} < 1$  erhält man  $y$ -Werte, die noch größer sind als die besten Werte, die sich für  $\frac{\omega_0}{\omega} < 1$  praktisch erreichen ließen. Außerdem ist der stabile Frequenzbereich, in dem nur ein Schlag möglich ist, viel breiter, so daß bei der konstruktiven Durchbildung des Hammers eine größere Beweglichkeit in der Wahl der technischen Daten gegeben ist. Darüber hinaus hat der unterkritische Betrieb den Vorteil, daß niemals die Resonanzstelle durchfahren wird, die infolge der großen Amplituden bei nicht eingesetztem Meißel zu einer Gefahrenquelle für die Feder wird. Am günstigsten sind die Kurven für  $\frac{e}{r} < 1$ . Zwischen  $\frac{\omega_0}{\omega} = 1,74$  und  $\frac{\omega_0}{\omega} = 2$  weist die Kurve  $\frac{e}{r} = 1,5$  wieder 2 positive Werte für  $y$  auf.

In diesem Bereich kann der Hammer wieder 2 Schläge ausführen und läuft damit nicht stabil. Größtenteils wird sich der Schlag mit der kleineren Energie einstellen. Allerdings ist dieser Schlag nur möglich, wenn der Hammer von außen angestoßen wird; denn die Amplitude  $a$  ist infolge des unterkritischen Betriebes während des Anfahrvorganges bis zum Betriebszustand immer kleiner als der Meißelabstand  $e$ . Praktisch schlägt der Hammer also nur zwischen den Frequenzverhältnissen  $\frac{\omega_0}{\omega} = 1$  und  $\frac{\omega_0}{\omega} = 1,74$  auf.

Man könnte nun annehmen, daß die Wirkung des Hammers noch besser wird, wenn man das Verhältnis  $\frac{e}{r}$  immer kleiner und das Frequenzverhältnis  $\frac{\omega_0}{\omega}$  immer größer wählt. Das ist theoretisch gesehen auch richtig, aber der Schlag läßt sich praktisch nicht mehr verwirklichen, da bei zu extrem gewählten Verhältnissen der sogenannte Doppelschlag auftritt, d. h., der Hammer schlägt bereits vor Ablauf einer vollen Umdrehung auf den Meißelkopf auf, und man erhält dann keinen periodischen Schlagvorgang mehr. Diese Verhältnisse erkennt man am besten an einem Beispiel. Wir wollen deshalb für einen Hammer mit bekannten Abmessungen und Betriebsdaten die Rechnung durchführen und die Kurve der Bärbewegung über eine volle Periode graphisch darstellen. Es sei:

das Gewicht des Bärs	$mg = 1,6 \text{ kg}$	
der Kurbelradius	$r = 1,8 \text{ cm}$	} $\frac{e}{r} = 0,9$
der Meißelabstand	$e = 1,62 \text{ cm}$	
die Drehzahl	$n = 1000 \text{ U/m}$	
	$\omega = \frac{\pi n}{30} = 104,66 \text{ }^1/\text{sec}$	
die Stoßziffer	$k = 0,2$	

Wir machen uns den im vorigen Abschnitt besprochenen Vorteil der unterkritischen Abstimmung

zunutze und wählen das Frequenzverhältnis  $\frac{\omega_o}{\omega} = 1,23$ . Aus dem Diagramm Bild 2 entnehmen wir für  $\frac{e}{r} = 0,9$  und  $\frac{\omega_o}{\omega} = 1,23$  die Ordinate  $y = 1,26$ . Wir errechnen aus Gl. (4) die Konstante  $c$  der Feder und erhalten:

$$c = m \omega_o^2 = m \omega^2 \cdot \left(\frac{\omega_o}{\omega}\right)^2 = \frac{1,6 \cdot 10954 \cdot 1,23^2}{1000} = 26,5 \text{ kg/cm}$$

Die Schlagenergie erhalten wir aus Gl. (21) und es wird:

$$A_s = 2 \cdot \frac{1,6}{1000} \cdot 1,8^2 \cdot 10954 \cdot \frac{1,2}{0,8} \cdot 1,26^2 = 270 \text{ kg/cm.}$$

Die abgegebene Leistung ist dann:

$$N = A_s \cdot \frac{n}{60} \cdot \frac{736}{7500} = \frac{270 \cdot 1000 \cdot 736}{60 \cdot 7500} = 450 \text{ Watt.}$$

Man rechnet erfahrungsgemäß mit einem Wirkungsgrad  $\eta = 0,6$ , und der Antriebsmotor muß demnach für eine abzugebende Leistung von

$$N_{el} = \frac{N}{\eta} = \frac{450}{0,6} = 750 \text{ Watt}$$

ausgelegt sein.

Wir errechnen jetzt mit Hilfe der Gl. (15), (14) und (5) die Werte für  $A_o$  und  $\varepsilon$  und erhalten:

$$\varepsilon = 1,539 \quad A_o = 1,45 \text{ cm}$$

Bei der Berechnung von  $A_o$  ist das positive Vorzeichen vor der Wurzel in Gl. (14) zu verwenden, da die Rückprallgeschwindigkeit  $v_R$  in Gl. (17) positiv sein muß und der Wert für  $\varepsilon$  wegen  $\frac{\omega_o}{\omega} > 1$  ebenfalls positiv wird. Schließlich erhält man noch mit dem Gleichungssystem (12):

$$\begin{aligned} a \cos \varphi &= -1,45 \cdot 1,539 = -2,23 \\ a \sin \varphi &= 1,45 + 1,62 = +3,07 \\ B_o &= 1,45 \cdot 1,732 = +2,51 \end{aligned}$$

Die Gleichung für die Bärbewegung lautet dann nach Gl. (11):

$$x = -2,23 \sin \omega t - 3,07 \cos \omega t + 1,45 \cos 1,23 \omega t + 2,51 \sin 1,23 \omega t$$

In Bild 3 ist die Bärbewegung  $x$  in Abhängigkeit von der Zeit während einer vollen Periode graphisch dargestellt. Die Schlagkurve  $x$  ist die Resultierende aus den beiden gestrichelten Kurven  $a \sin(\omega t - \varphi)$  (erzwungene Schwingung) und  $A_o \cos \omega_o t + B_o \sin \omega_o t$  (freie Schwingung). Außerdem ist noch die Kreuzkopfbewegung  $y = r \sin(\omega t - \varphi)$  miteingezeichnet. Das untere Diagramm zeigt die Verformung  $s$  der Feder  $c$  während einer Schlagperiode. Die Verformung  $s$  ist gegeben durch die Beziehung:

$$s = x - r \sin(\omega t - \varphi)$$

Man sieht, wie Dehnung und Zusammendrückung der Feder einige Male aufeinanderfolgen. Die Feder schaukelt sich immer mehr auf und erreicht kurz vor dem Aufschlag des Bärs ihre größte Druckspannung. Sie wird dabei um  $s_{\max} = 3 \text{ cm}$  zusammengedrückt. Dieser Wert ist maßgebend bei der Berechnung der Feder auf Torsionsfestigkeit.

Das interessanteste Merkmal an der Schlagkurve  $x$  ist die Ausbildung eines Sattels, der bald nach dem Rückprall in Erscheinung tritt. Hier bewegt sich der Bär wieder nach unten. Der darauffolgende Anstieg wird dadurch nach rechts verschoben, so daß der Scheitelwert zeitlich kurz vor dem Aufschlag liegt. Infolgedessen wird der Abfall sehr steil und damit die Aufschlaggeschwindigkeit und die Energie sehr groß. Wenn wir die Abstimmung des schwingenden Systems mehr in der Nähe der

Resonanzstelle vorgenommen, also  $\frac{\omega_o}{\omega} \approx 1$  gewählt

hätten, so würde die Form der Bärbewegung einer ballistischen Kurve ähneln, die keinen Sattel aufweist und deren Scheitelpunkt infolgedessen weiter links liegt. Dadurch wäre der Abfall weniger steil und Aufschlaggeschwindigkeit und Schlagenergie geringer. Wenn wir dagegen mit der Abstimmung immer mehr in das unterkritische Gebiet hineingehen, so wird der Sattel immer tiefer und der Abfall vom Scheitelwert immer steiler. Schließlich wird der Sattel so tief, daß der Bär bereits an dieser Stelle vor Ablauf einer Periode den Meißelkopf berührt und wir erhalten die Erscheinung des sogenannten Doppelschlages. Da der Bär praktisch nicht unter die Schlagebene kommen kann, so ist durch den Doppelschlag der unterkritischen Abstimmung eine Grenze gesetzt. Wenn wir aus den

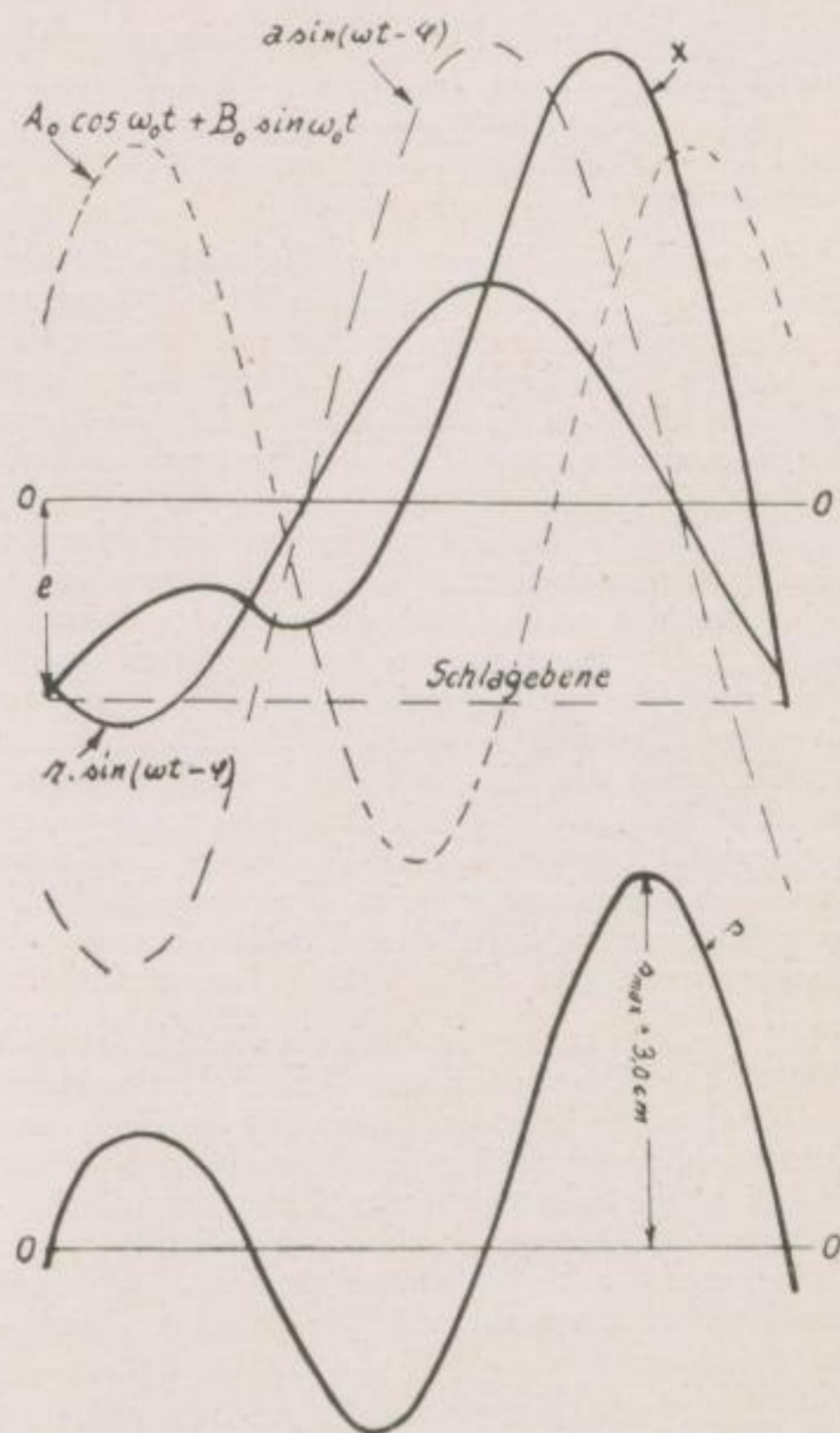


Bild 3. Die Bärbewegung  $x$  und die Federdehnung  $s$

Kurven des Bildes 2 bereits theoretisch gesehen haben, daß die unterkritische Abstimmung bei Größenverhältnissen  $\frac{e}{r} < 1$  größere Schlagenergien liefert als der Resonanzfall, so gibt uns die Sattelform der Bärbewegung in Bild 3 mit ihrer starken Rechtsverschiebung des Scheitelpunktes die anschauliche Erklärung dafür. Aus der Kurve für die Federverformung  $s$  ersehen wir, daß die Feder kurz nach dem Aufschlag bei nahezu tiefster Kreuzkopfstellung stark zusammengedrückt wird, so daß sich kurze Zeit später infolge der anschließenden Entspannung der Bär wieder nach unten bewegt (Sattel). Wenn wir jetzt bei gleichbleibender Betriebsfrequenz und gleicher Bärmasse  $m$  das Verhältnis  $\frac{\omega_0}{\omega}$  noch größer wählen, so erfordert das eine Erhöhung der Federkonstante  $c$  gegenüber dem vorhergehenden Zustand. Dadurch wird auch die Federkraft, die den Bär wieder nach unten drückt, größer und der Sattel tiefer. Damit wird uns auch rein vorstellungsmäßig klar, warum bei zu extrem gewählten Verhältnissen  $\frac{\omega_0}{\omega}$  die Gefahr des Doppelschlages immer größer wird. Ebenso ist leicht einzusehen, daß bei Verringerung des Verhältnisses  $\frac{e}{r}$  bei gleichbleibendem Kurbelradius  $r$  das Auftreten eines Doppelschlages immer wahrscheinlicher wird, da die Amplitude der erzwungenen Schwingung unverändert bleibt, der Meißelkopf mit der Schlagebene aber immer mehr an die Nullstellung des Bärs heranrückt.

Wir wollen im folgenden Abschnitt noch eine spezielle Ausführung des Feder-Bär-Systems behandeln. Normalerweise verwendet man eine Schrauben- oder Tonnenfeder zwischen Kreuzkopf und Bär, wie es in Bild 1 dargestellt ist. Die Kurve der Federverformung in Bild 3 zeigt uns, daß die Feder auf Zug und Druck beansprucht wird. Die Torsions-Wechselbeanspruchung ist eine sehr ungünstige Belastungsart, und die zulässigen Festigkeitswerte des verwendeten Materials sind niedrig. Außerdem müssen die Federenden durch kraftschlüssige Verbindungsstücke am Bär und am Kreuzkopf befestigt werden. An den Enden treten bereits durch die Einspannung Beanspruchungen im Material auf, die durch den Belastungswechsel noch erhöht werden, so daß die Gefahr eines Bruches dort besonders groß ist. Um diese Nachteile zu vermeiden, ist eine Feder-Bär-Verbindung vorgeschlagen worden, die in Bild 4 dargestellt ist.

Mit der Schubstange ist über ein Gelenk das Mittelstück der Anordnung, der Tellerhalter, verbunden. Zwischen den losen Tellern, deren Bewegungen nach oben oder unten durch Anschläge begrenzt sind, liegt die Schraubenfeder. Der zylindrisch gestaltete und innen ausgedrehte Bär ist über die Teller und die Feder hinweggeschoben und mit dem Kopfstück verschraubt. Die Arbeitsweise dieser Anordnung wird uns am besten klar, wenn wir uns die Schubstange einmal festgehalten denken. Bewegen wir jetzt den Bär nach unten, so liegt der untere Teller am Anschlag des Halters

fest auf, so daß sich das untere Federende nicht verschieben kann, während das obere Federende über den oberen Teller durch das Kopfstück nach unten gedrückt wird. Die Feder übt damit auf den Bär eine nach oben gerichtete Kraft aus, deren Größe durch das Produkt aus Federkonstante und Verschiebungsweg gegeben ist. Genau denselben Vorgang erhalten wir, wenn der Bär nach oben bewegt wird. Jetzt legt sich der obere Teller an, während der untere sich nach oben verschiebt. Die Federkraft wirkt dann nach unten. Ist die Feder ohne Vorspannung eingesetzt, so erhalten wir bei der Bärbewegung denselben mechanischen

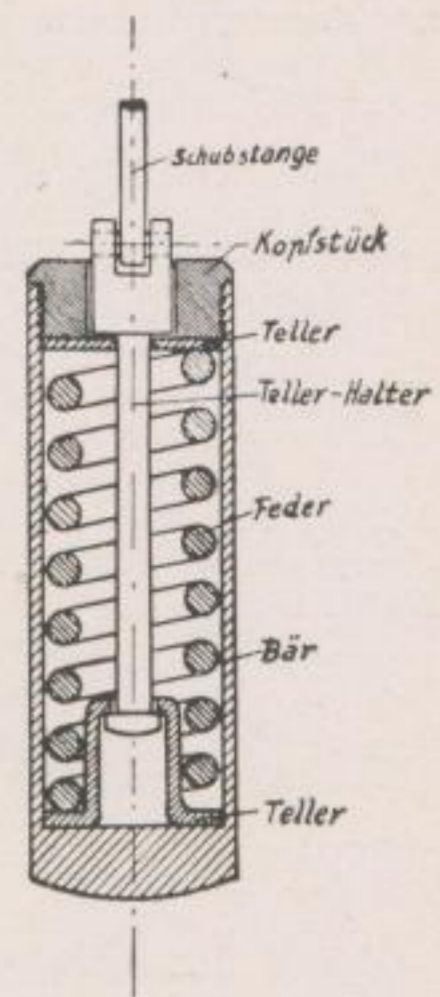


Bild 4. Feder-Bär-Anordnung, Feder mit Vorspannung eingesetzt

Vorgang wie bei der Feder-Bär-Anordnung nach Bild 1. Es ändert sich also auch nichts an den bisherigen theoretischen Betrachtungen in den vorhergehenden Abschnitten. Der Vorteil dieser Feder-Bär-Konstruktion gegenüber der ursprünglichen liegt darin, daß die Feder nicht mehr wechselnd, sondern nur noch schwellend auf Druck, also in einer Richtung, beansprucht wird. Dadurch liegen die zulässigen Festigkeitswerte für dasselbe Material etwas höher. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß keine Verbindungsstellen mehr zwischen Feder und Bär bzw. Kreuzkopf vorhanden sind.

Die eben besprochene Anordnung bietet auch noch eine weitere Möglichkeit in ihrer schwingungstechnischen Anwendbarkeit. Man kann nämlich die Feder mit einer Vorspannung in den Bär einsetzen. Es hat sich dabei gezeigt, daß dann die Schlagwirkung besonders gut ist. Man hat in der Techniker-Sprache dafür vielfach den Ausdruck des Klebschlages eingeführt. Doch glaube ich, daß diese Bezeichnung nicht ganz dem tatsächlichen Vorgang entspricht. Es soll deshalb auch dieser Fall hier noch kurz theoretisch untersucht werden.

Arbeitet die Feder ohne Vorspannung, so ergibt sich für die Federcharakteristik das bekannte Bild einer geraden Linie, die im 1. und 3. Quadranten des Kraft - Weg - Koordinatensystems verläuft und durch den Koordinatenanfangspunkt geht. Besitzt die Feder dagegen eine Vorspannung, so verschiebt sich die Gerade parallel zu sich im 1. Quadranten um ein Stück nach oben und im 3. Quadranten um dasselbe Stück nach unten, so daß die Charakteristik im Koordinatenanfangspunkt einen Sprung aufweist. Die Federcharakteristik ist damit nicht mehr linear, und man erhält sowohl für die freie Schwingung als auch für die erzwungene Schwingung keine harmonische Bewegung mehr. Die Schwingungen sind selbstverständlich nach wie vor periodisch, aber die Lösungen der Bewegungs-Differentialgleichungen sind unendliche Reihen von

harmonischen Gliedern mit steigenden Frequenzen. Wenn die Vorspannung der Feder kleiner als der Kurbelradius  $r$  ist, so läßt sich leicht nachweisen, daß die Bewegungen in guter Annäherung harmonisch sind und für die Lösungen praktisch jeweils das erste Glied der Reihen genügt. Wir können damit unter der einschränkenden Annahme einer kleinen Vorspannung auch diesen Fall auf die in den vorhergehenden Abschnitten erörterte Theorie zurückführen. Allerdings ergeben sich jetzt für die Amplitude der erzwungenen Schwingung und für die Eigenfrequenz der freien Schwingung andere Beziehungen. Bekanntlich wird bei einer nichtlinearen Federcharakteristik die Eigenfrequenz eines einfachen Schwingers abhängig von der Amplitude der freien Schwingung. Ebenso muß der Einfluß der Vorspannung auch in der Beziehung für die Amplitude der erzwungenen Schwingung mit zum Ausdruck kommen. Die Theorie liefert folgende Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \text{für die} \\ \text{Eigenfrequenz} \quad \omega_o &= \sqrt{1 + \frac{4}{\pi} \cdot \frac{a_o}{x_o}} \cdot \sqrt{\frac{c}{m}} \\ \text{oder} \quad \frac{\omega_o}{\omega} &= \sqrt{1 + \frac{4}{\pi} \cdot \frac{a_o}{x_o}} \cdot \sqrt{\frac{c}{m \cdot \omega^2}} \end{aligned} \right\} (22)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{und für die} \\ \text{Amplitude} \quad a &= \frac{c \left( r - \frac{4}{\pi} a_o \right)}{(c - m \omega^2)} \\ \text{oder} \quad \frac{a}{r} &= \frac{c \left( 1 - \frac{4}{\pi} \cdot \frac{a_o}{r} \right)}{(c - m \omega^2)} \end{aligned} \right\} \dots (23)$$

In den Gl. (22) und (23) bedeuten  $a_o$  die Vorspannung der Feder und  $x_o$  die Amplitude der freien Schwingung. Letztere ist natürlich von vornherein nicht bekannt, so daß nach Gl. (22) zunächst auch die Eigenfrequenz  $\omega_o$  noch unbekannt ist. In der Gl. (7) kommt demnach zu den bisherigen Unbekannten  $\varphi$ ,  $A_o$  und  $B_o$  noch die Eigenfrequenz  $\omega_o$  hinzu. Wir brauchen somit zur Lösung noch eine 4. Bedingungsgleichung, die wir in Gl. (22) gefunden haben. Geht man von einer bestimmten Vorspannung  $a_o$  der Feder aus, so wird die Rechnung allerdings etwas umständlich, da man eine transzendente Gleichung für das Verhältnis  $\frac{\omega_o}{\omega}$  erhält. Hat man  $\frac{\omega_o}{\omega}$  gefunden, so ist der weitere Rechnungsgang wieder der übliche. Die wichtigste Erkenntnis aber, die wir aus den letzten Betrachtungen gewinnen, ist die, daß bei vollkommen unveränderten Verhältnissen am Hammer das Frequenzverhältnis  $\frac{\omega_o}{\omega}$  nach Gl. (22) erhöht wird, wenn wir der Feder eine Vorspannung  $a_o$  geben. Für Größenverhältnisse  $\frac{e}{r} < 1$  entnehmen wir dazu aus dem Diagramm Bild 2 einen größeren  $y$ -Wert. Nach Gl. (21) ist dann auch die Schlagenergie größer, und wir haben damit die Erklärung für die

besonders gute Schlagwirkung des Hammers gefunden, wenn die Feder mit einer gewissen Vorspannung in den Bär eingesetzt wird.

Die hier aufgestellte Theorie dürfte für die Berechnung von Hämmern von einigem Wert sein, da sie uns einen klaren Einblick in die etwas schwierigen schwingungstechnischen Verhältnisse gibt. Wir sind damit bei der Konstruktion von derartigen Hämmern nicht mehr auf blindes Herumtappen und Probieren angewiesen, sondern können die an einen Hammer gestellten Anforderungen durch die Rechnung sofort technisch verwirklichen, ohne kostspielige Vorversuche ausführen zu müssen. Die aufgestellten Beziehungen lassen alle Einflüsse auf die Hammerwirkung erkennen, wie den des Meißelabstandes, des Kurbelhalbmessers oder der Bärmasse bzw. der Erregerfrequenz und der Eigenfrequenz. Es ist vorteilhaft, bei der Entwicklung von neuen leistungsfähigeren Hämmern von alten bewährten Typen auszugehen, bei denen bereits alle Erkenntnisse der hier entwickelten Theorie zur Anwendung gelangt sind. So wird z. B. eine Vergrößerung der Bärmasse die Leistung steigern. Um aber wieder die günstige Sattelkurve für die Bärbewegung zu erhalten, ist es zweckmäßig, gleichzeitig die Federkonstante in demselben Maß zu erhöhen, weil dadurch das

Verhältnis  $\frac{\omega_o}{\omega}$  unverändert und damit auch die Schlagkurve dieselbe bleibt. Eine Vergrößerung des Kurbelhalbmessers bringt eine erhebliche Steigerung der Leistung, da sein Einfluß quadratisch eingeht. Um auch hier die Form der Sattelkurve nicht zu beeinflussen, braucht man nur den Meißelabstand  $e$  im selben Verhältnis zu verändern. Die Ordinaten der Schlagkurve vergrößern sich dabei lediglich im Verhältnis der Kurbelradien. Noch günstiger für die Leistung wirkt sich die Erhöhung der Betriebsfrequenz aus. Auch hier bleibt die Bärbewegung unverändert, wenn gleichzeitig die Eigenfrequenz in demselben Verhältnis erhöht wird. Das geschieht am vorteilhaftesten durch Vergrößerung der Federsteifigkeit bei gleichbleibender Bärmasse.

Auf die Frage, bis zu welchen Frequenzen man gehen kann, führte Prof. Dr. Liebold aus:

Theoretisch kann man die Frequenz beliebig steigern, jedoch erfordert das eine gleichzeitige Erhöhung der Eigenfrequenz des Systems Feder-Bär; d. h. aber, daß bei konstant gehaltener Bärmasse die Feder immer steifer gemacht werden muß. Bei gleicher Bärbewegung wird aber damit die Materialbeanspruchung in der Feder immer höher. Selbst bei dem besten uns zur Verfügung stehenden Federmaterial wird schließlich die Bruchgefahr so groß, daß damit der weiteren Drehzahlsteigerung eine Grenze gesetzt ist. Man hat bereits Hämmer mit 2000 U/m gebaut. Doch dürfte eine weitere wesentliche Erhöhung der Drehzahl infolge Fehlens eines geeigneten hochfesten Stahles kaum möglich sein. Der Federhammer ist ein typisches Beispiel für die Notwendigkeit der Zusammenarbeit verschiedener technischer Disziplinen. Die gesteigerten Anforderungen, die, um bei diesem Beispiel zu bleiben, der Konstrukteur an die Güte des Federstahls stellt, können zunächst von dem Stahlfachmann nicht erfüllt werden, sind aber dadurch für ihn der Anlaß, auch seine eigene Entwicklung weiter voranzutreiben.







**SLUB**

Wir führen Wissen.

UNIVERSITÄTSBIBLIOTHEK  
FREIBERG





✓  
Günter Seldler  
Buchbinderei  
Freiberg i. Sa.  
Weinhausstr. 9



