

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 8. Dezember 1936

Heft 53

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Talsperrendämme im Harz.

Erfahrungen bei Vorarbeiten, Gestaltung, Bau und Betrieb des Söse- und Oderwerkes der Harzwasserwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, und den bei den einzelnen Abschnitten genannten Mitarbeitern.

(Fortsetzung aus Heft 49.)

B. Die geologischen Vorarbeiten und die geologische Baukontrolle.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, u. Prof. Dr. Schöndorf, Hildesheim.
1. Allgemeines.

Bei den Harztalsperren beschränkte sich die Mitarbeit des Geologen nicht auf eine gelegentliche Begutachtung der vorgefundenen Verhältnisse, sondern bestand in einer geordneten Zusammenarbeit zwischen Geologe und Ingenieur bei Vorarbeiten, Bau und Inbetriebsetzung selbst. Diese Zusammenarbeit hat sich nicht nur bewährt, sie war bei den Harzwerken wegen der besonders unübersichtlichen geologischen Verhältnisse und des völligen Mangels an für technische Zwecke ausreichenden geologischen Unterlagen gar nicht zu entbehren. Die vorhandenen Spezialkarten der preußischen geologischen Landesanstalt, die für das Gebiet des Sösewerkes aus dem Jahre 1908, für das Oderwerk aus dem Jahre 1928 mit Erläuterungen vorlagen, genügten bei der Eintönigkeit des Aufbaues keinesfalls, da diese stratigraphischen Karten wegen des Mangels durchgehender Horizonte den vielfachen und z. T. regellosen Wechsel der Gesteinsbänke und die mehr oder minder beachtenswerten Störungen sowie deren Verlauf nicht erfassen konnten (Maßstab 1:25 000!). Aus diesem Grunde wurde, gestützt auf natürliche Aufschlüsse und systematisch angelegte Schürfe, eine mehr praktisch petrographische Kartierung im Maßstab 1:1000 bzw. 1:5000 angefertigt, die dem Techniker die erforderlichen Aufschlüsse und Unterlagen besser geben konnte, als eine auf wissenschaftlicher Grundlage aufgebaute allgemeine stratigraphische Kartierung, die in Einzelheiten nicht nur für den besonderen Zweck lückenhaft sein mußte, sondern in einigen Fällen auch zu Fehlschlüssen geführt hätte, da Schichtenstreichen, Hangausstreichen usw. an verschiedenen maßgebenden Stellen nicht mit den Angaben der Karten übereinstimmte (s. Abb. 42 u. 43). Da, nach unseren Erfahrungen, sich diese Feststellungen durchaus nicht auf den Harz beschränken, haben sie allgemeine technische Bedeutung.

Für die vor dem Bau zusammen mit der Projektierung aufgestellten petrographischen Karten und Aufnahmen war natürlich eine unmittelbare und sehr enge Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Geologe, waren gemeinsame Begehungen und Verhandlungen nötig, bevor das Gebiet und der sonstige Umfang der Untersuchungen festgelegt werden konnte. Um für später unbeeinflusstes Material zu besitzen, wurden im Verlaufe der Begehungen nicht nur Skizzen, sondern auch eingehende Berichte angefertigt, deren Ergebnisse dann in den neuen Karten zusammengestellt wurden. Dabei wurde kein Wert darauf gelegt, Material für Hypothesen zu schaffen, sondern versucht, die praktischen und unmittelbaren Bedürfnisse des Konstrukteurs und des Baues zu befriedigen. Es handelte sich also um eine Aufgabe der praktischen Geologie, die das tatsächlich Beobachtete festhielt, genau beschrieb und peinlich trennte von den auf Grund irgendwelcher Annahmen usw. darüber hinaus gezogenen Schlußfolgerungen. Neben der Beurteilung der Talsperrenstelle und des überstauten Geländes auf Dichtigkeit und sonstige Brauchbarkeit war eine der Hauptaufgaben der Kartierung wie der Zusammenarbeit eine möglichst genaue Feststellung der vorhandenen Baustoffe, was bei der Regellosigkeit der Schichtenfolge ganz besonders zeitraubend und kostspielig war, aber doch so gelöst werden konnte, daß Schwierigkeiten bei Baudurchführung und Abrechnung selbst bei den Steinbrüchen nicht entstanden, die doch fast immer die Ursache von Behinderungen und berechtigten oder unberechtigten Mehrforderungen von seiten der Unternehmer sind.

Die Arbeiten selbst konnten in drei Abschnitte geteilt werden: die Vorarbeiten, die mit der Kartierung und der mengenmäßigen Feststellung der Baustoffe ihr Ende fanden, eine ausgesprochene Abnahme aller Baugruben und deren geologische Aufnahme während des Baues; die Mitwirkung bei den während des Betriebes auftretenden Undichtigkeiten und deren Beseitigung. Im Laufe der Zeit ergab sich nicht nur das erforderliche Vertrauensverhältnis, sondern auch eine gewisse Methodik der Zusammenarbeit und der Technik der Feststellungen, deren Wiedergabe zu weit führen würde. Stellenweise mußte besonders bei der Erkundung der Straßenbauten und der Sperrdammstellen sehr weit in Einzelheiten eingegangen werden, da sich herausgestellt hatte, daß oberflächlich kaum

erkennbare Verruschelungen und Verdrückungen manchmal heimtückischer waren als die offen erkennbaren großen Störungen.

Zur Ergänzung der geologischen Geländeerkundung wurde an technisch besonders gefährdeten oder geologisch undurchsichtigen Stellen, besonders bei starker Überscotterung, aber auch bei Auffinden von Undichtigkeiten in und unter den geschütteten Dämmen der Rutengänger Dr. Beyer, Berlin, mit gutem Erfolg herangezogen. Er war imstande, mit größter Sicherheit die Störungs- und Rutschzonen auch unter Talverschotterung und Wasserspiegel zu finden und zu verfolgen, so daß, in Verbindung mit der geologischen Kartierung und Beurteilung, technisch richtige Maßnahmen ergriffen und viel Zeit und Geld gespart werden konnten. Eine besondere, langjährig erprobte Untersuchungsmethode und Zusammenarbeit zwischen Geologe, Techniker und Rutengänger vermied eine Beanspruchung des einzelnen durch Aufgaben, denen er natürlicherweise nicht gewachsen sein konnte, und gewährleistete eine richtige Deutung der Reaktionen, die durch ein System von Kontrollen so überprüft wurden, daß trotz jahrelanger Zusammenarbeit kein einziger Fehlschluß gemacht wurde.

Das anderswo festgestellte Versagen der Wünschelrutengänger beruht nach unseren Erfahrungen nicht nur darauf, daß stellenweise ungeeignete Rutengänger herangezogen oder unlösbare Aufgaben gestellt wurden, sondern in vielen Fällen auf einer mangelnden Zusammenarbeit zwischen den drei maßgebenden Kräften und darauf, daß jeder mehr oder minder getrennt vorging. Dieser Fehler wurde bei uns von Anfang an vermieden; auch alle allgemeinen Angaben und Schlußfolgerungen waren verpönt, die Beurteilung wurde auch im Einzelfalle immer gemeinsam vorgenommen, so daß nicht eine geologische, sondern eine geologisch-technische Bearbeitung und Beurteilung erstrebt und erreicht wurde, in der neben der getroffenen Feststellung auch die technisch zu ergreifenden Maßnahmen und, bei den Dichtungsarbeiten, die Art der Kontrolle des Erfolges festgehalten wurde. Bevor nun auf das Ergebnis der Einzelarbeiten eingegangen wird, muß einiges zur allgemeinen Tektonik, Stratigraphie und Petrographie gesagt werden.

2. Geologische Übersicht.

Das Talsperrengebiet der Söse und Oder liegt zwischen dem nordwestlichen eigentlichen Oberharz mit seiner eintönigen, geologischen Flachebene und dem flach nach Südosten abgedachten eigentlichen Unterharz, von beiden unterschieden durch ganz andersartigen geologischen Bau und wechselvolle Berglandschaft mit eigener Stratigraphie und Tektonik. Die Täler liegen ganz im Bereiche der paläozoischen Harzgebirgsschichten, in der Hauptsache des Unterkarbons und werden von der, den Harzrand ringförmig umsäumenden und mancherorts zungenartig in die Harztäler, z. B. bei Osterode und Lauterberg, vordringenden jung-paläozoischen Zechsteinformation mit ihren, den Ingenieurbauten gefährlichen, leichtlöslichen Salzen und Gipsen glücklicherweise nicht mehr berührt.

Landschaftlich-morphologisch und geologisch-stratigraphisch-tektonisch muß man zwei völlig verschiedene Strukturen unterscheiden: die paläozoischen Gebirgsschichten der Talhänge und Höhenzüge und die geologisch viel jüngeren känozoischen Ablagerungen der mehr oder weniger ebenen Talböden. Beide sind in ihrem Aufbau und ihrer Anlage grundverschieden, aber, trotz der sie trennenden, großen geologischen Zeitlücke, verbunden durch eine gemeinsame Tektonik; die alten tiefreichenden geologischen Störungen waren teilweise die erste Ursache für die später hier einsetzende tälerschaffende Erosion, durchsetzen, unter den jüngeren Alluvionen dem Auge verhüllt, die Talsohlen und konnten somit die Bauten gefährden, zumal diese Gebirgsbewegungen auch während der langen Zeitlücke des Mesozoikums, niemals ganz zur Ruhe kamen. Die den Harz aufbauenden Gesteine des Silur bis Unterkarbon wurden nach Ablagerung des Unterkarbon in lange, meist steilstehende Falten gelegt, die mit einem Generalstreichen von SW nach NO weit-aushaltende Faltenzüge bilden, aber durch einseitig stärkeren Druck von Süden her nach Norden übergelegt, überkippt wurden, so daß ihre Falten-schenkel heute fast regelmäßig gleichsinnig nach SO einfallen. Infolgedessen sind die einzelnen Falten als Sättel oder Mulden nicht, wie anderwärts, an ihrem entgegengesetzten oder zusammenneigenden Einfallen,

sondern nur an der stratigraphischen Aufeinanderfolge ihrer Einzelschichten zu erkennen. Da, wo eine solche stratigraphische Gliederung nicht besteht, und das ist gerade im Talsperrengebiet der Fall, ist es häufig unmöglich, diese verschiedenen geologischen Strukturen, sehr zum Schaden der technischen Beurteilung, auseinanderzuhalten. Hinzu kommt, daß die Falten vielfach längs oder quer zerrissen oder übereinandergeschoben wurden, so daß jetzt ältere Gesteine unter Ausfall der Zwischenglieder über den jüngeren liegen. Werden diese allgemeinen Verhältnisse nicht von vornherein richtig erkannt, so müssen sie unter Umständen zu technisch falscher Beurteilung führen.

Das alte Faltengebirge (varistisches Gebirge), das von Mitteldeutschland bis zum Rheinischen Schiefergebirge reichte, ist weitgehend zum heutigen Rumpfgebirge abgetragen worden; die Falten, namentlich die Sättel, wurden zerstört, die Zerstörungsprodukte zerrieben und fortgeschwemmt, und nur die größeren, vom fließenden Wasser normal nicht mehr transportablen Blöcke blieben im Talboden liegen. So findet man heute in den Talschottern ortsfremde Rollstücke, im Sösetal z. B. lagenweise Porphy- und Granitgerölle, die vom Thüringer Walde in paläozoischer Zeit herüberverfrachtet wurden. Sie verweisen uns darauf, daß früher die Wasserwege andere waren, was unter Umständen von praktischer Bedeutung sein kann, wenn man durch Anstau den Wasserspiegel hebt und damit die bisherige Wasserbewegung verändert. Entlang den Hängen über der heutigen Talsohle finden wir auch Reste früherer Flußterrassen als Kies- und Schotterstreifen, die der Diluvialzeit angehören, z. B. am rechten Hang der Sösesperrstelle. Solches rolliges Gebirge muß, namentlich an der Sperrstelle selbst, beachtet werden, weil es die Wasserzirkulation wesentlich beeinflussen kann.

Die Zerstörung der Gesteine beschränkte sich nicht auf ihren mechanischen Abtransport durch fließendes Wasser. Das feste, meist in Klippen zutage stehende Gestein zerfällt durch Frost zu scharfkantigen Stücken, die sich unterhalb zu Schuttkugeln anhäufen; geringer Kalkgehalt als Bindemittel sandiger Gesteine, z. B. der Grauwacke, wird ausgelaugt, die Gesteine zerfallen, Granit und Porphyrgerölle werden durch Zersetzung ihres Feldspatgehaltes vergrust, tonig-sandig; die feinen Tonlagen bilden bei Durchfeuchtung Schmierfugen, an denen die Schutthalten der Steilhänge leicht abrutschen, wenn ihnen z. B. beim Bau der Randstraßen das natürliche Fundament genommen oder durch Einstau aufgewelcht wird. Die gleiche Gefahr bestand aber auch bei Störungen stark verdrückter Schieferschichten, besonders wenn sie noch mit stückigem Verwitterungsschutt durchsetzt waren, was zu besonderer Beachtung an der Odersperrenstelle zwang.

Eine weitere Schwierigkeit in der Erkennung des geologischen Gebirgsaufbaues bestand darin, daß die Auffaltung der paläozoischen, oft kilometerweit sehr einförmigen oder ganz regellos wechselnden Gesteine Hand in Hand ging mit einer Umformung derselben. Zwar liegt das Gebiet nicht mehr im Kontakthof des Brockengranites, aber schon die häufige Transversalschieferung machte eine sehr sorgfältige Beobachtung erforderlich, um Verwechslungen zu vermeiden, und erzwang eine ins einzelne gehende Aufnahme.

Die Gesteinsbeschaffenheit war in beiden Tälern in der Hauptsache die gleiche: eine Wechsellagerung von mehr oder minder mächtigen Grauwacke- und Schieferschichten, die stellenweise durch Zunahme des Sandgehaltes in den Tonchiefern allmählich ineinander übergehen oder Zwischenschichten, Grauwackeschiefer bzw. Plattenschiefer bilden, die je nach ihrer Zusammensetzung im Gelände bald mehr die Eigenschaften des einen oder des anderen annehmen. Eruptivgesteine, wie sie anderwärts im Harz verbreitet und als Brauchsteine geschätzt sind, kommen hier nur stellenweise als Geröll im Flußschotter vor.

Die Grauwacken bestehen aus eckigen und ründlichen Bruchstücken aller möglichen älteren Gesteine, die durch kieselige und tonige, seltener kalkige Bindemittel miteinander verkittet sind. Neben sehr festen und deshalb als Baustein und Betonzuschlag gut verwendbaren Grauwacken, die in der Kartierung aus praktischen Gesichtspunkten besonders ausgehalten wurden, treten auch mürrere, absandende Grauwacken auf, die leicht zerfallen und sandig-tonige Verwitterungsböden hinterlassen. Vereinzelt wurden bei Steingewinnung und Bohrungen unter der Talsohle Grauwacken mit schwach kalkigem Bindemittel angetroffen, die, soweit erkannt, ausgeschaltet wurden, weil in ihrer Nachbarschaft feine Schwefelkiese gefunden wurden. Im übrigen genügte die besseren Grauwacken den Ansprüchen als Bausteine oder Betonzuschlag, wenn sie auch nicht die Güte der Oberharzer Grauwacke erreichten.

Die Tonschiefer bestehen in frischem Zustande aus blaugrauen, seltener bunten, dünnschleifigen oder blättrigen, schwach verfestigten Tongesteinen. Die Absonderung, Schieferung verläuft teils parallel der ursprünglichen Schichtung, die an Farbwechsel, Einlagerung, Sandstreifen oder organischen Resten kenntlich wird, oder quer dazu, ist aber nirgends so intensiv, daß harte Dachschiefer, wie im Nordharz entstanden. Bei Verwitterung liefern sie einen lehmig-sandigen, fast wasserundurchlässigen Boden, wobei die dunkle Farbe durch Oxydation des Eisengehaltes ins Braune übergeht. Durch Steigerung des Sandgehaltes entstehen Sandschiefer oder

bei stärkerer Verfestigung, wie im Odertal, Plattenschiefer, die mit dünnen Grauwackenschiefern wechseln und auf ihren Schichtflächen glänzende Glimmerplättchen aufweisen. Die Tonschiefer kommen als Bausteine oder für Betonzuschlag ebensowenig in Frage wie die ihnen verwandten Platten- und Grauwackenschiefer. An der Söse mußten geringe Mengen faulen Tonschiefers zur Ergänzung des Flußschotters für die Dammschüttung gewonnen werden. Allgemein kam aber der Tonschiefer wegen seiner hohen Gewinnungskosten als Dammschüttmaterial nicht in Frage.

Die Talschotter enthalten Rollstücke aller oberhalb im Einzugsgebiete zutage gehenden Gesteine. Das feinere Material ist zu Sand zerrieben, das gröbere bildet Kiese oder Rollstücke bis zu $\frac{1}{2}$ m³ Inhalt. Die Zusammensetzung der Talschotter ist sehr wechselnd, je nachdem, ob in der Nähe oder oberhalb mehr sandige oder mehr tonige Gesteine anstehen. Da die Gerölle und Sande als Baustoffe für die Dammschüttung in Frage kamen, mußte ihrer Zusammensetzung und Mächtigkeit große Aufmerksamkeit geschenkt werden. An der Einmündung der Nebentäler lagerten sich auch mehr tonige Böden im Tale selbst ab, die aber meist stark humusdurchsetzt, für Bauzwecke kaum Verwendung finden konnten. Außerdem mußten auch schlackenreiche Kiese ehemaliger Erzverhüttung ausgeschaltet werden, weil die vielfachen Beimengungen von sulfidischen Erzen die Betonbauten schädigen konnten. Die über der Talsohle liegenden älteren Flußterrassen waren wegen ihrer geringen Mächtigkeit ohne Bedeutung für die Materialgewinnung. Auch in der Talsohle schwankte die Mächtigkeit erheblich zwischen 1 bis 6 m, an der Söse war sie im allgemeinen geringer und stärker schwankend als an der Oder.

Im Gegensatz zu den abgerundeten, vom fließenden Wasser transportierten Talschottern ist der an den Hängen gefundene Verwitterungsschutt eckig, scharfkantig, in der Hauptsache durch mechanisches Zerspringen fester Gesteine entstanden und in den Lehm der Hänge gebettet. Zum Teil lieferte er an der Söse, stellenweise in erheblichem Umfange, billig und bequem Steinmaterial für untergeordnete Zwecke. An der Oder war der Lehm der Hänge fast steinfrei und fett, an der Söse stark überrollt und sandig. Untergeordnet traten im Odertal weiße Schwerspate als Gangausfällung auf, die aber praktisch ebensowenig Bedeutung hatten, wie die alten bergmännischen Verleihungen auf geringfügige Erzgänge.

Die Nutzgesteine sowie das zur Dammschüttung geeignete Material wurde an verschiedenen Stellen in ausreichendem Umfange in geeigneter Beschaffenheit und abbauwürdigem Vorkommen gefunden. Auch hierbei wurde planmäßig kartiert und geschürft, so daß unliebsame Überraschungen nicht auftraten.

Eine Entnahme aus dem Staubecken selbst konnte unbedenklich überall dort stattfinden, wo Flußschotter den Felsen bedeckte, da jener durchlässig ist. Es war, nach Abräumung der Talsohle und Abdecken des Felsens mit den bindigeren oberen Bodenschichten (Humus und Waldboden), sogar eine bessere Dichtigkeit der Felsoberfläche zu erwarten, als sie die natürliche Überlagerung darstellte, ganz abgesehen davon, daß auch der feine Schlamm der Hochwasser der ersten Füllung in diesem Sinne günstig wirkte. An der Sösetalsperre wagte man trotzdem nur, auf etwa 500 m an den wasserseitigen Dammfuß heranzugehen; an der Oder dagegen wurde die gesamte wasserseitige Überlagerung abgeräumt. Der Lehm Boden wurde in beiden Fällen erst in einer Entfernung von über 1 km oberhalb der Sperrstelle gewonnen, da von ihm eine gute Abdeckung und Oberflächendichtung erwartet werden konnte.

Über die Lagerstätten ist später unter D. „Baudurchführung“ noch einmal berichtet (Abb. 69, 70).

3. Sperrstelle Sösetal (Abb. 40).

Die im Sösetal in einem früheren Plan vorgesehene und auch damals geologisch andererseits zugelassene Sperrstelle mußte verlassen werden, weil sie in einer das Sösetal in voller Breite längs und quer durchsetzenden geologischen Störungszone lag, die eine Dichtigkeit des Absperrbauwerks nicht erwarten, aber erhebliche Schwierigkeiten bei der Gründung vorhersehen ließ. Wie richtig diese Maßnahme war, wurde bald nach Baubeginn dadurch bewiesen, daß das linke Auflager der ursprünglichen Sperrstelle, das als Steinbruch ausgebeutet wurde, über Nacht plötzlich zu Bruch ging, indem an eigenartigen geologischen Rutschflächen auf dünnen Tonhäuten mächtige Grauwackefelsen mit mehreren 100 m³ bis etwa 60 m Höhe über der Talsohle abrutschten und beinahe noch die neue, oberhalb des Bruches gelegene Forststraße gefährdeten. Eine völlig störungsfreie Sperrstelle war allerdings nicht zu finden; dicht oberhalb der alten Fabrik Mariental konnte aber eine Stelle ausgemacht werden, an der die von beiden Hängen durchsetzenden Störungen durch die Sperrachse erst oberhalb des Höchstwasserspiegels geschnitten wurden.

Die gewählte Sperrstelle verläuft fast genau S—N, das Sösetal an dieser Stelle von NO nach SW und ebenso das Generalstreichen der Gebirgsschichten, so daß diese also das Absperrbauwerk unter einem spitzen Winkel schneiden. Dies wird in der Regel mit Recht als ungünstig angesehen, weil dadurch immer neue Gesteinsbänke durchschnitten werden, war aber aus der Natur der Sache nicht zu ändern und eine für das Söse-

tal charakteristische Erscheinung. Das Einfallen der Gebirgsschichten war ebenfalls infolge örtlicher Spezialfaltung größtenteils ungünstig, meist 60 bis 80° nach Nordwesten, also stauabwärts gerichtet. Nur an den Entnahmestollen war das sonst gewöhnliche südliche Einfallen erhalten. In der Kernbaugrube zeigten sich beim Aushub die miteinander wechselnden Grauwacken und Schieferbänke durchaus gesund, stärkere Zerklüftungen der festen Grauwacken wurden nicht bemerkt.

Vor den Betonarbeiten vorgenommene Einspritzungen von Zement waren in den Wechsellagerungen und Tonschieferzonen zwecklos, da der Untergrund auch bei tiefen Bohrungen nichts aufnahm, sich aber unter dem an sich geringen Druck der Einpressung (6 atü) lockerte und vielfach sogar aufgepreßt wurde. Es mußte deshalb von weiteren Maßnahmen abgesehen werden, was um so mehr statthaft erschien, als diese Zonen offenkundig dicht zu sein schienen. Daß dies nicht der Fall war, hat sich später beim Einstau herausgestellt, als insbesondere an den Hängen erhebliche Wasserverluste im Untergrunde auftraten. Dies kam daher, daß die Schichtfugen und Klüftungen mit feinem Ton und Lehm ausgefüllt waren, die durch den nur kurze Zeit wirkenden Einpreßdruck nicht ausgespült werden konnten, wohl aber nach einigen Wochen und Monaten durch den Anstau des Beckens.

Auch die in Schicht- und Klüftungen der Grauwacke eingepreßten Zementmengen brachten keine endgültige Dichtigkeit (Abb. 41). Hier hat sich offenkundig die eingepreßte Zementmilch mit der plastischen Tonmasse so vermischt, daß sie überhaupt nicht zum Abbinden kam, mit der Folge, daß nach dem Einstau die Tonfüllung mit- samt der Zementeinspritzung ausgespült wurde, was durch chemische Beobachtung einwandfrei festgestellt werden konnte. Der Weg des Wassers ging dabei einen durch Rutung festgestellten und durch Färbung einwandfrei kontrollierten Weg. Am linken Hang trat das Wasser besonders bei höherem Stau über die vorgelagerten Tonschieferpakete wie über ein Wehr in die klüftige Grauwacke ein und fand in ihr einen Weg unter dem Kernfundament hindurch nach der Luftseite. In der Mittelalzone wurden fast keine Undichtigkeiten gemessen. An dem rechten Hang trat das Wasser durch die große Störung, die die zuerst gewählte Sperrstelle schräg durchschnitt, in die Schicht- und Klüftungen ein und fand durch sie einen Weg unter dem Bauwerk nach der Luftseite. Daneben drang natürlich auch unmittelbar Wasser durch die nicht ausreichend abgeriegelten Schotterterrassen an die Gründungsfuge heran. Der Hauptteil kam aber durch die Störung in den Untergrund, der, wie an einigen Stellen durch Bohrungen einwandfrei festgestellt wurde, in erheblicher Tiefe so große Hohlräume und Klüfte hatte, daß beispielsweise eine einzige Bohrung eine Wassermenge von etwa 10 l/sek aus einer einzigen derartigen Stelle brachte. Die Verhältnisse führten zu allerhand Schwierigkeiten, denen anfänglich um so weniger leicht beizukommen war, als die Ursachen und der Weg des Wassers erst im Laufe der Untersuchungen erkannt werden konnte. Die sorgfältige Kartierung, die Rutengängerarbeit, das Verfolgen mit Färbungen, Temperaturbeobachtungen und chemischen Untersuchungen, vor allem aber eine sehr stark unterteilte Messung der Wasserverluste selbst aus den einzelnen feststellbaren Undichtigkeiten brachten aber bald ein eindeutiges Bild und gestatteten nicht nur die fast restlose Erfassung der „Quellen“, sondern auch richtige und kostensparende Maßnahmen

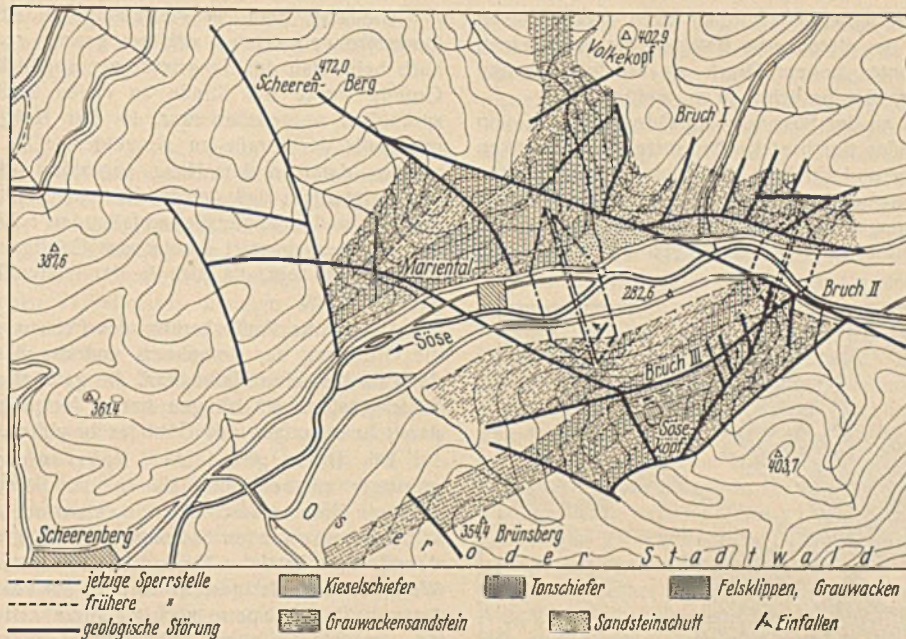


Abb. 40. Ausschnitt aus der geologischen Kartierung der alten und neuen Sperrstelle im Sösetal.

in tiefer gelegene Nachbartäler durchsetzten. Beobachtungen in dem trockenen Sommer 1934, in dem zeitweise der Talsperrenabfluß gesperrt wurde, haben keine unmittelbaren Feststellungen ermöglicht, so daß jedenfalls der Austritt geschlossener Wassermengen in meßbarer Größe nicht festgestellt werden konnte. Das wurde durch langjährige Beobachtungen der in Frage kommenden Seitentäler vor Inbetriebnahme der Sperre und nachher ziemlich sicher festgestellt. Andererseits besteht immer noch eine Unterbilanz zwischen der errechneten und tatsächlich gemessenen Speicherung, die auf Verdunstung allein nicht zurückgeführt werden kann. Es hat also den Anschein, als ob im einzelnen zwar nicht meßbare, im ganzen aber doch merkliche Wassermengen irgendwie aus dem Sperrengbiet ihren Weg in den Unterlauf finden. Diese Wassermengen halten sich in den auch an anderer Stelle beobachteten Grenzen, betragen allerdings etwa 10% des gesamten Jahreszulaufes.

4. Odertalsperre (Abb. 42 u. 43).

Auch die Odertalsperre liegt ausschließlich im Bereich von Grauwacke und Tonschiefer, wenn auch hier die beiden Gesteine etwas fester vorkommen. Die Richtung der Sperrmauer ist fast genau S—N, das Streichen der Schichtgrenzen ebenso mit wechselnden Abweichungen von 5 bis 10° nach Osten oder Westen. Infolgedessen verlaufen in der ebenen Talsohle, wo Schichtenstreichen und Schichtenausstrich zusammenfallen, die geologischen Grenzen sehr günstig, ziemlich parallel der Sperrachse. Auch das Einfallen ist hier wesentlich günstiger, und zwar, von wenigen Ausnahmen abgesehen, stets talaufwärts mit 35 bis 45° östlich. Ganz anders ist es natürlich an den Hängen, an denen Geländeneigung und Einfallen resultierend zu einem anders verlaufenden Hangausstreichen führen, deren Eintragung in den geologischen



Abb. 41. Baugrube des Betonkerns der Sösetalsperre am linken Hang; Einspritzungen von Zement in die Grauwacke.

Spezialkarten allerdings irreführend ist (Abb. 42 u. 43). Zur Vermeidung peinlicher Fehlschlüsse mußte daher eine völlige Neukartierung stattfinden.

Infolge der wesentlich günstigeren geologischen Lage wurden von der Sperre selbst weniger geologisch verschiedene Schichten angeschnitten, die außerdem nicht, wie an der Söse, steil aufgerichtet waren, also auch durch die Auflast des Absperrbauwerks mit dem Fortschreiten des Baues steigend zusammengepreßt wurden, so daß Ausspülungen, wie sie an der Sösetalsperre beobachtet wurden, und Undichtigkeiten in dem dort festgestellten Umfange von Anfang an nicht zu befürchten waren. Eine Einpressung von Zement vor Aufbringung entsprechender Auflast war noch weniger als an der Söse möglich, da insbesondere die Tonschiefer-schichten schon bei geringem Preßdruck glatt hochgedrückt wurden. An allen Stellen, an denen eine besondere Verdichtung erforderlich schien, wurde deshalb bereits bei der Gründung nur vorgebohrt und erst vor Beginn

zur Beseitigung der Verluste. Über diese Maßnahmen selbst wird unter den Bauverfahren berichtet werden (s. weiter unten).

Die allgemeine Dichtigkeit der Sperre selbst war weniger ungünstig zu beurteilen. Leichtlösliche

Gesteine, insbesondere Kalk oder gar Gips und Salz des Zechsteins, die im Vorlande ein ausgedehntes Trichter- und Versenkungsfeld schufen, waren ausgeschlossen. Wasserverluste nach dem Anstau waren also vor allem nur da zu befürchten, wo undichte Klüfte in den Grauwackenbänken, insbesondere am linken Hang, streichend die Sperre durchsetzten oder an geologischen Störungen, insbesondere am rechten Hang, aus dem Staubecken

des Aufstaus verdichtet. Stellenweise wurden auch über diesen Bohrungen auf der Wasserseite des Betonkerns Betonplatten aufgebracht, um später eine Verdichtung unter hohem Druck zu ermöglichen und Zementverluste nach der Wasserseite tunlichst zu vermeiden.

In weit höherem Maße als an der Söse war die Odersperrstelle von Störungen verschiedenen Grades durchsetzt, die anfänglich Bedenken erregten. Nach den Erfahrungen und Erfolgen der an der Söse erprobten neuen Dichtungsmethode konnten aber rechtzeitig ausreichende Maßnahmen ergriffen werden, um Überraschungen auf jeden Fall vorzubeugen. Diese unter den Bauerfahrungen beschriebenen Vorkehrungen empfehlen sich grundsätzlich bei derartigen Bauten und verringern das Risiko, das immer in dem geologischen Untergrund liegen wird, ganz erheblich.

Im einzelnen ist zu erwähnen, daß auch die

Odertalsperre zwischen zwei streichenden Störungen — allerdings in genügender Entfernung — gelegen ist. Ungünstig verliefen am rechten Hang mehrere Querstörungen rechtwinklig zur

Sperrenachse, die sicher die Hangbildung, wahrscheinlich sogar die Tabildung wesentlich beeinflusst haben. Es handelte sich um

Verwerfungen geringer Sprunghöhe mit südlichem, also hangauswärtigem Einfallen, die in größerer Zahl hintereinander folgten und zusammen mit dem Schichtenstreichen mehrere spießige Ablöser erzeugten, die auch während des Baues in dem vorhergesagten Umfange zu Bruchgingen und die Baugrube und die dort beschäftigten Arbeiter ernstlich gefährdet hätten, wenn nicht besondere Sicherheitsmaßnahmen von Anfang an ergriffen worden wären. Trotzdem wurde der Bagger

mehrmals verschüttet, konnte sich aber selbst wieder frei arbeiten. Da über die Tiefe dieser Störungszone Endgültiges nicht ermittelt werden konnte, wurde bereits bei der Gründung eine große Anzahl Bohrungen niedergebracht, die später nach tagelangem Ausspülen mit Zement niedergebracht wurden. Irgendwelche Schäden oder Undichtigkeiten bemerkenswerten Umfanges haben sich hier nicht ergeben, die offengehaltenen Bohrungen zeigen keine Wasserverluste, so daß angenommen werden muß, daß diese Störungszone so verdichtet ist, daß auch für die Zukunft keine Schwierigkeiten auftreten werden.

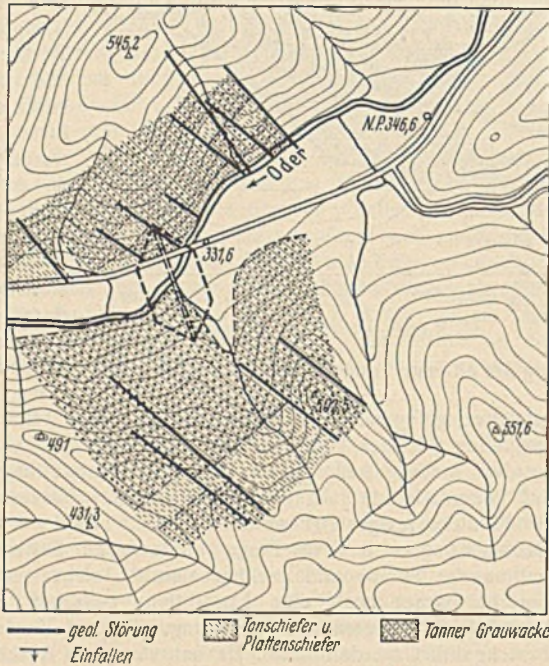


Abb. 42. Ausschnitt aus der geologischen Spezialkarte für die Baustelle des Odersperrdammes

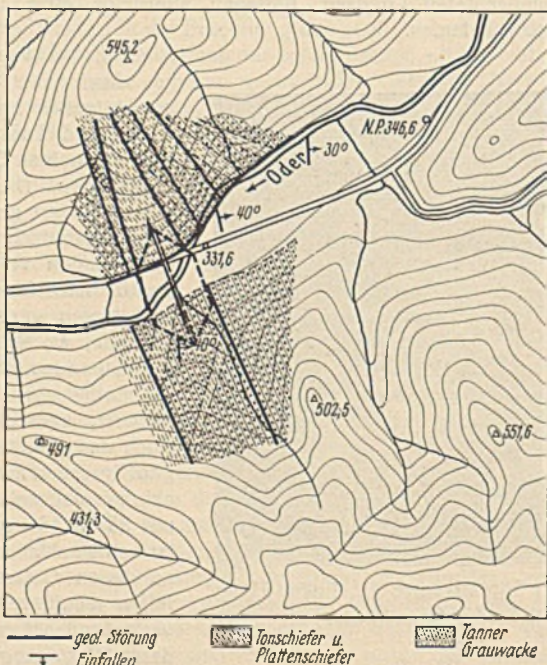


Abb. 43. Ausschnitt aus der eigenen Kartierung des gleichen Gebiets wie Abb. 42.

Neben einem anderen Verlauf der Störungen ergibt sich auch ein anderes petrographisches Bild.

Die dort dem Tal gleichlaufenden und hangauswärts einfallenden Querstörungen setzten sich am ganzen rechten Hange fort und führten auch beim Bau der Hangstraße zu erheblichen Rutschungen. Aus diesem Grunde wurde die Straße an vielen Stellen wesentlich weiter, als ursprünglich vorgesehen war, in den Hang gelegt, um ein Abrutschen unterhalb der Straße zu vermeiden. Die überschüssigen Bodenmassen wurden dann an dem Hang abgestürzt; sie sollten als Auflast wirken und vermeiden, daß sich in dem eingestauten Bereich gefährliche Rutschenebenen in den ungünstig einfallenden Schichtfugen bilden. Nach einer kurzen Übergangszeit scheint das Gebirge an der Straße zur Ruhe gekommen zu sein, da sich in der letzten Zeit keine Rutschungen mehr gezeigt haben.

Die starke Auflockerung des Felsens an den Hängen führte dazu, die Gründung des Betonkerns und der Bauwerke tiefer zu legen als in der Talsohle, eine Maßnahme, die ganz allgemein richtig sein dürfte, da Schichtgesteine an Hängen immer Neigung zum Überkippen zeigen und damit Lockerungen des Gebirges bewirken.

Die Dichtigkeit des Sperrenbeckens war im allgemeinen günstiger zu beurteilen als an der Sösetalsperre, da nicht nur keine größeren Grauwackeschichten, sondern auch mit Ausnahme der die Sperre selbst durchsetzenden Störungen keine Störungen oder Verwerfungen aus dem Becken in tiefer liegende Täler führten. Es sind auch bisher keine Wasserausstritte festgestellt worden; zur Feststellung der allgemeinen Verluste dürfte die Sperre noch zu kurze Zeit im Betriebe sein.

C. Die konstruktive Gestaltung der Dämme und deren Dichtung.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover.

1. Allgemeines zur Frage „Damm oder Mauer“.

Die wichtigste technische Frage war die Entscheidung über Bauart und Ausbildung des Absperrbauwerks selbst, für das erstmalig ein Erdamm vorgeschlagen war. Kurz vor der Vergebung der Sösesperre wurde die Frage Damm oder Mauer noch einmal aufgeworfen, aber zugunsten des Dammes entschieden. Die Grundeinstellung war dabei die folgende (Prof. Dr.-Ing. Ehr. O. Franzius, der zu dieser Frage als Sachverständiger gehört wurde):

„Die Frage, ob ein Damm oder eine Mauer vorzuziehen sei, kann nach dem heutigen Stande der Erfahrung allgemein so beantwortet werden, daß beide Bauwerke rein technisch dann gleichwertig sind, wenn die Möglichkeit zu ihrer Ausführung gegeben ist. Rein statisch und rein betriebstechnisch hat die Mauer keinen Vorzug vor dem Damm, wenn der Damm mit der gleichen Sorgfalt hergestellt wird wie die Mauer. Es sind Dämme zerstört worden, es sind auch Mauern zerstört worden. Die mehrfachen diesjährigen Unfälle an Mauern in den Vereinigten Staaten von Amerika sagen ebensowenig etwas gegen die Erbauung von Mauern, wie die zur Zeit selteneren Unfälle bei Dämmen etwas für den Damm aussagen.“

Für den Vorschlag eines Erddammes sprachen verschiedene Gesichtspunkte, die in den örtlichen geologischen Verhältnissen begründet waren.

Die Ausführungen im Abschnitt B veranschaulichen, daß an der Söse ein Damm mit seinem geringeren Gründungsdruck vorzuziehen war; ganz abgesehen davon stand das Baumaterial für eine Dammschüttung in ausreichender Menge und Güte zur Verfügung, während die Gewinnung von über 450 000 m³ Steine für eine Mauer, auch aus allen vorhandenen Brüchen nur möglich gewesen wäre, wenn über 1 Mill. m³ Abraum in Kauf genommen worden wäre. Außerdem ergab sich, daß eine Mauer ohne Berücksichtigung des in der Gründung und Materialbeschaffung liegenden Risikos etwa 50% mehr als ein Erddamm gekostet hätte. Dieser Kostenunterschied verschiebt sich zu Gunsten der Mauer, wenn die Entlastungseinrichtungen (Grundablässe) umfangreicher, zu Gunsten des Dammes, wenn die Gründung ungünstiger (tiefer) wird. Eine von mir für die Cubusperrre (Türkel) vorgeschlagene Dammkonstruktion kostete nur die Hälfte der tatsächlich durchgeführten Mauer (Gründung fast 20 m tief).

Nachdem heute die Erfahrungen über Risiken und Nebenkosten der Erddämme vorliegen, besonders auch der Anteil des Abraums in den Steinbrüchen beurteilt werden kann, darf festgestellt werden, daß sich die Verhältnisse noch mehr zugunsten des Dammes verschoben hätten, da der Abraum der Steinbrüche bei dem Dammbau mitverwertet werden konnte, bei einer Mauer aber nicht.

Dieser Grundsatz konnte allerdings an der Sösetalsperre nicht in dem wünschenswerten Umfange durchgeführt werden, da bei der Ausschreibung nicht in dem Maße mit Abraum der Steinbrüche gerechnet wurde, wie er später tatsächlich eintrat. An der Oder wurde diese Erfahrung aber schon bei der Ausschreibung genügend berücksichtigt und der überwiegende Anteil des Abraums verbaut.

An der Odertalsperre lagen die Verhältnisse im übrigen ähnlich wie an der Sösetalsperre bezüglich der Materialfrage. Wenn dort auch die geologischen Gründungsverhältnisse günstiger waren, so ergab sich doch

kein Gesichtspunkt für die Errichtung einer Mauer, die auch hier erheblich teurer geworden wäre. Aus diesen Gründen wurde in beiden Tälern ein Damm als Abschlußbauwerk gewählt.

2. Grundsätze der Konstruktion.

Allerdings waren viele Fragen zu lösen, bevor die erforderliche Sicherheit gegeben schien. An erster Stelle stand hier die Untersuchung und Beurteilung des Baumaterials, weil die konstruktive Gestaltung eine Damms in weit höherem Maße von den Eigenschaften des vorhandenen Baumaterials abhängt, als z. B. die Gestaltung von Betonmauern von den Eigenschaften der Zuschlagstoffe (s. auch Abschnitt A). Zuzufolge dieser starken Abhängigkeit von den örtlichen Verhältnissen konnten auch die ausländischen Erfahrungen an Dämmen nur wenig zu der Entscheidung der konstruktiven Gestaltung der Harzdämme beitragen.

Während bei gemauerten Sperren die Zerstörung in erster Linie durch Um- und Unterläufigkeit droht, eine Zerstörung des Mauergefüges bei richtiger Zusammensetzung des Baustoffes und fachgemäßer Verarbeitung leicht vermieden werden kann, muß dem Schutze des Gefüges der Erdämme gegen die lebendige Kraft des Wassers besondere Aufmerksamkeit schon bei der konstruktiven Gestaltung gewidmet werden. Außer einwandfreiem Anschluß an den Untergrund ist also besonderes Augenmerk der Ausgestaltung der Dichtung und den Bauwerken zu widmen, die die Dichtungsschicht und den Dammkörper in der Fließrichtung des Wassers durchstoßen; hierin ist meist die Ursache von Sickerungen, Auswaschungen und schließlich Einbrüchen von Dammbauten gefunden worden. Bei allen konstruktiven Maßnahmen muß also darauf geachtet werden, einmal den Angriff offenen Wassers durch widerstandsfähiges Material (Böschungsschutz, ausreichende gemauerte Entlastungsanlage, Quellfassungen am Dammfuß) zu brechen, andererseits den Zutritt des Wassers zur eigentlichen Dammdichtung zu erschweren und die letztere in ihrem Bestande zu schützen und zu stützen, so daß Auswaschungen und Ausspülungen in und hinter der Dichtungsschicht ausgeschlossen sind.

Bei einem so wichtigen Bauwerk empfiehlt es sich auf jeden Fall, die verschiedenen Aufgaben der Dichtung, Kräfteübertragung, Wasserabführung und Kontrolleinrichtungen soweit wie möglich auf verschiedene, besonders dafür ausgebildete Bauglieder zu verteilen und nicht von einem Bodenmaterial und einem einheitlichen Dammkörper die Erfüllung all dieser Aufgaben zu verlangen. Das führte

dazu, daß wir die in Frankreich besonders beliebte Dammsform aus einheitlich dichtem Material (Pisé-Bauweise) nicht in Erwägung zogen, auch nicht an ein Einspülen des Dammes dachten. Es schien auch fraglich, ob der im Sösetal vorgefundene Boden sich zu diesen Konstruktionsformen geeignet hätte. Ausreichend geeigneter Boden für einen reinen Lehmtdamm war zweifelsohne weder im Söse- noch im Odetal vorhanden, für einen gespülten Damm wäre aus einer Mischung des Flußschotter und des Gehängelehms wohl eine brauchbare Zusammensetzung gefunden worden, wie ein Vergleich mit ausgeführten amerikanischen Dämmen (Abb. 44) zeigt. Bei den ungünstigen Gründungsverhältnissen hätte eine solche Konstruktion aber zweifellos zu einer Katastrophe geführt, da sich eine Nachdichtung des Untergrundes, wie sie z. B. an der Söse in reichlichem Maße notwendig geworden ist, bei einer solchen Konstruktion überhaupt nicht hätte durchführen lassen. In Frage konnten deshalb nur Konstruktionen mit elastischer oder starrer Dichtung kommen. Weil selbst bei sorgfältigster Ausführung der Dammschüttung und stärkster Verdichtung des Bodens während des Baues Sackungen und Senkungen des Dammkörpers wenigstens in der Böschungsnähe niemals völlig auszuschließen sind, da insbesondere mit Unregelmäßigkeiten hierbei immer gerechnet werden muß, schien mir die Erhaltung des dichten Zusammenhanges einer betonierten oder gemauerten Schalendichtung auf der wasserseitigen Böschung bei großen Dammhöhen nicht genügend

gewährleistet. Die unter dem Druck des Wassers zu erwartenden Zusammenpressungen des Bodens konnten zu Rissebildungen in der Dichtungsschale um so eher führen, je höher der Staudruck ist. Selbst bei ausreichender Drainage zur Abführung des Sickerwassers besteht noch keine Sicherheit dafür, daß Ausspülungen infolge örtlich stärkerer Durchsickerungen (z. B. durch Risse) vermieden werden. Deshalb kommt m. E. eine derartige Dichtung bei höheren Dämmen nur in Frage, wenn diese aus Steinbrocken gepackt bzw. geschüttet wird. Die moderne Ausführung von Schotterbitumendecken eröffnet hier allerdings vielleicht Möglichkeiten, an die bei der Gestaltung des Söse- und Odetalles nicht gedacht werden konnte. Ein erheblicher Gewinn für die Sicherheit wird bei hohen Erdämmen durch den Einbau eines massiven Dichtungsschildes aber auf jeden Fall erst dann erreicht, wenn dieser in der Mitte des Damms senkrecht angeordnet wird. Bei Verwendung von mehr oder weniger durchlässigem Boden zur Dammschüttung, wie er hier vorlag, ist diese Lösung für höhere Dämme die einzig mögliche. Der Flußschotter eignete sich hervorragend für diese Bauweise, da er infolge seines Gehalts an großen Steinen eine erhebliche Festigkeit hat.

Diese Bauweise wurde für den Hauptdamm der Söse- und Odersperre also gewählt, weil sie dem vorhandenen Bodenmaterial am besten entspricht, das zwar erhebliche Festigkeiten erreicht, aber selbst, wenn man nur die bindigeren Bodensorten betrachtet, kaum ausreichende Dichtigkeit verspricht; ferner deshalb, weil bei dieser Bauweise die Trennung der Aufgaben einwandfrei zu lösen war und deshalb die einzelnen Bauglieder sich auch für ihre Aufgaben am besten ausbilden und berechnen ließen; weil sich bei dieser Konstruktion eine zuverlässige Beobachtung und Zugänglichkeit der ganzen Dichtung anordnen ließ, die zugleich zur Abführung des Sickerwassers dient; schließlich, weil hier nachträgliche Maßnahmen zur Dichtung des Untergrundes und zur Behebung anderer Schäden in der Dichtung und im Untergrund ohne Absenkung des Wasserspiegels möglich waren.

Damit ist neben dem Gesichtspunkte der Teilung der Aufgaben auf einzelne Glieder des Baues ein weiterer Grundsatz der Konstruktion ausgesprochen, die Unempfindlichkeit auch gegen unerwartete Störungen und die Möglichkeit einer weitgehenden Kontrolle. Eine solche war um so mehr nötig, als es sich um eine erstmalige Ausführung handelte; denn unsere Kenntnisse vom Boden als Baustoff sind, wenn es sich um einigermaßen schwierige Anlagen handelt, heute noch gering; als die Dämme konstruiert wurden, waren sich namhafte Fachleute über wesentliche Eigenschaften des Bodens durchaus nicht klar.

Diese konstruktiven Grundsätze sind gemeinsam mit den inzwischen verstorbenen Professoren Franzius und Krey entwickelt worden.

3. Aufgaben des Betonkerns.

Die erste Aufgabe des Dichtungsschildes ist nach dem Gesagten, die Bildung durchgehender Wasseradern, insbesondere an den Entnahmehauwerken bzw. Grundablässen und der Gründungsfuge entlang, zu verhindern und den Staudruck auf die luftseitige Schüttung zu übertragen. Diese Aufgabe vermag ein Kern aus nicht vollkommen elastischem Material nur zu erfüllen, wenn er keine Risse infolge von Überbeanspruchungen erhält und nicht verrotten bzw. ausgelaugt werden kann. Da eine Gewähr für Rissfreiheit und vollständige Dichtigkeit bei einem Betonkern nie mit voller Sicherheit gegeben werden kann, muß zweite Aufgabe des Dichtungsschildes sein, die Abführung von Spaltwasser zu ermöglichen, um unter allen Umständen die Luftseite von Durchquellen frei zu halten.

Außerdem hat der Dichtungsschild als dritte Aufgabe ausreichende Beobachtungseinrichtungen aufzunehmen, die es gestatten, jederzeit das elastische Verhalten des Bodenkörpers und des Schildes, sowie die Fugen und die Wasserverluste zu beobachten. Selbstverständlich muß der Dichtungskern in einwandfreier Weise mit dem dichten Felsuntergrund verbunden sein.

Da der Wasserdruck durch Bodenwiderstand aufgenommen werden soll, hat der Dichtungsschild außer den eben erwähnten positiven Aufgaben die vierte, negative Aufgabe, möglichst keine solchen Kräfte zu übernehmen; da der Kern zur Erfüllung seiner sonstigen Aufgaben aber eine erhebliche Stärke besitzen muß und damit ein hohes Widerstandsmoment erhält, liegt hierin ein gewisser Widerspruch, der bei einem massiven Betonkern nicht zu vermeiden ist und zu besonderen Konstruktionen zwingt. In der gleichen Weise, wie ein homogener Baustoff innere Kräfte, d. h. Widerstände, erst entwickelt, wenn er Verformungen durchgemacht hat, kann der luftseitige Bodenteil, der den gesamten Wasserdruck aufzunehmen hat, den dazu nötigen Widerstand auch bei stärkster Verdichtung erst bei einer entsprechenden Zusammenpressung entwickeln. Solche Bewegungen sind in erheblichem Maße aufgetreten, wie Abb. 63 bis 65 zeigt. Die starke Verdichtung des Bodens durch Erdrammen, wie sie von uns durchgeführt wurde, hat zwar diese Bewegungen erheblich vermindert, aber keinesfalls ausgeschlossen, da es nicht möglich ist, eine Vorspannung im Boden zu erhalten, die die zur Entwicklung des erforderlichen Erdwiderstandes nötigen Verformungen des Bodens so herabsetzt, daß der Kern durch

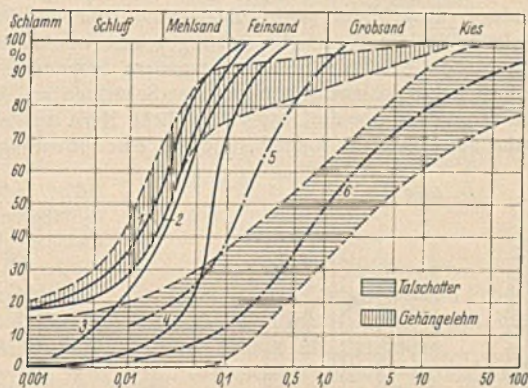


Abb. 44. Die Kornzusammensetzung der für gespülte Dämme in Amerika verwendeten Böden im Vergleich mit den Grenzklinien der Kornzusammensetzung des Talschotter und Gehängelehms an der Söse- und Odetalsperre.

Zwischen 1 u. 2: Analysen aus fünf Kernen gespülter amerikanischer Dämme. Zwischen 3 u. 4: Wie oben aus anderen sechs Kernen. Zwischen 5 u. 6: Analysen aus sechs Gewinnungsstellen für die gleichen Dämme, deren Kern durch die Linien 3 u. 4 dargestellt ist.

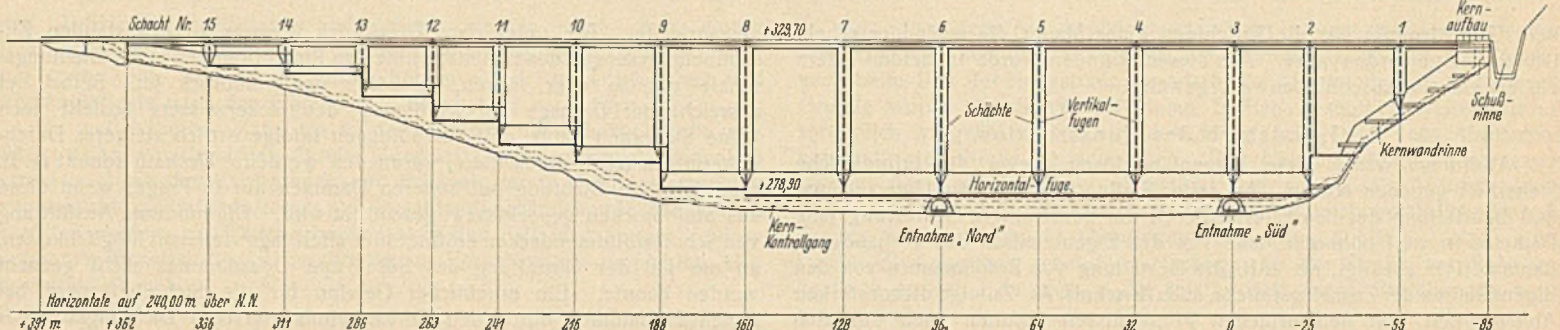


Abb. 45. Sösetalsperre. Ansicht des Betonkerns von der Luftseite aus. Die Kernwandrinnen sind nur zwischen den Schächten 0 und 2 eingetragen. In diesem Abschnitt sind in den Arbeitsfugen des Betonkerns auch Dränagen eingebaut.

Verbiegung allein folgen könnte. Bei der Auswahl der konstruktiven Möglichkeiten muß versucht werden, den Ausgleich der Kräfte zu erleichtern und Momente im Kern selbst zu vermeiden, da hierdurch nicht nur der Verlauf des Erdwiderstandes unübersichtlicher und damit die Vorhersage der Beanspruchungen des Kernbauwerkes unsicherer, sondern auch die Beanspruchungen des Kernmauerwerkes wesentlich größer werden. Alle Lösungen, die eine freie Beweglichkeit des Kerns hindern und damit der Konstruktion Zwang antun, sind zu verwerfen. Wo darauf nicht geachtet wurde, sind Risse aufgetreten.

Die Gegenüberstellung verschiedener Lagerungsmöglichkeiten zeigte, daß mindestens eine Fuge mit verschieblich und drehbarer Lagerung, besser eine Pendelstütze mit zwei Gelenken erforderlich wird, um erhebliche zusätzliche Kräfte im Betonkern zu vermeiden (siehe Ziffer 10 dieses Abschnittes).

4. Ausbildung des Betonkerns an der Sösetalsperre.

Bei dem Betonkern der Sösetalsperre ist die Aufgabe dadurch gelöst, daß der Dichtungsschild durch eine waagerechte und mehrere senkrechte Fugen in Platten geteilt ist. Die Bewegungen des Kerns zeigen (Abb. 63 ff.) allerdings, daß auch die Gründungsfuge als Gelenk wirkt. Die senkrechten Fugen sind zur Vermeidung von Temperatur- und Schwindrissen unumgänglich nötig. Die an der Söse gewählte Entfernung (30 m) dürfte zu groß gewesen sein. Zwar sind durchgehende Temperaturrisse zwischen den senkrechten Fugen nicht aufgetreten, die der freien Luft ausgesetzte Brüstung ist aber gesprungen; für die Dichtigkeit des Bauwerkes wird dies keine Bedeutung haben. Die senkrechten Fugen gehen nur bis zur waagerechten Fuge; die Fundamente sind ohne Fugen angeordnet und durchweg an den Stellen, an denen oberhalb senkrechte Fugen anstehen, gerissen, waren aber leicht nachzudichten, da sie vom Kontrollgang aus zugänglich sind. Die waagerechte Fuge wurde über dem Kontrollgang jeweils so tief angesetzt, wie dies möglich war, ohne den Kontrollgang zu kreuzen (Ausnahme zwischen Schacht 2 und 3) (Abb. 45). An den Hangquerschnitten waren trotz des verringerten Druckes sehr erhebliche Fundamentbreiten nötig. In den Fundamentabschnitten liegt auch der Kontrollgang (1 m Breite und 2,30 m lotrechte Höhe). Eine Verbreiterung des Querschnitts empfiehlt sich zur Erleichterung der vom Kontrollgang aus zu erledigenden Arbeiten. Der Kontrollgang wurde erst geputzt, nachdem alle Wassersickerungen gedichtet worden waren. In einer von der geologischen Art des Untergrundes abhängigen Entfernung sind an beiden Sperren Rohre vom Felsen in den Kontrollgang geführt, von denen aber nur eines schwache Wasserführung zeigte, alle anderen trocken stehen. Um das unter dem Kern durchdringende Wasser auf alle Fälle zu sammeln, sind auf der Luftseite des Kernes Auffangrinnen als Abschluß der Steinpackung angebracht, die in die luftseitige Rinne des Ganges geführt sind. Durch diese Dränagen wurde an den Hängen auch das Spaltwasser in den Beobachtungsgang geführt, das durch Gründungsfuge und Untergrund durchtrat. Der Kontrollgang ist an den Hängen mit Treppen und Leitern ausgerüstet, die zwischen zwei Rinnen liegen. Die Einzelheiten sind aus Abb. 46 a u. b zu ersehen.

Der Einstieg in den elektrisch beleuchteten Kontrollgang geschieht an der Söse an beiden Enden durch Schächte, von denen der eine in den Kernaufbau am linken Hang, der andere unmittelbar ins Freie führt. Außerdem ist der Kontrollgang durch die beiden Kernschieberkammern zugänglich.

Nach oben wird das Kernfundament durch die waagerechten Fugen abgeschlossen, die eine Drehbewegung und eine Verschiebung zulassen. Die Fuge ist geputzt und mit einer besonders druckfesten Bitumensandmischung abgedeckt worden, die eine Beweglichkeit der Platte gegen das Fundament erleichtern soll. Die eigentliche Dichtung sollte eine in einem Schlitz des Fundamentes eingegossene, mit Bitumen umhüllte Bleiplatte bewirken; um trotzdem durchdringendes Spaltwasser in den Kontrollgang abzuführen, ist eine aus einer Halbschale gebildete Drainage auf-

gesetzt, die ihre Aufgabe erfüllt hat. Die Einzelheiten der Dichtung der in Abb. 46 gezeigten Fugenanordnung sind aus Abb. 47 a und b zu entnehmen.

Zur Wasserabführung sind in den Platten selbst keine besonderen Vorkehrungen getroffen worden. Wie im Fundament, ist auch hier die Wasserseite mit einer besonders sorgfältig und fetter gemischten Vorsatzbetonschicht mit Eiseneinlage ausgebildet, die eine Rissebildung infolge Temperatur- und Schwindspannungen, aber auch örtliche Überlastungen verhindern soll. Die Wasserseite ist außerdem mit einem geglätteten Torkretputz und Bitumenanstrich versehen, der erst kurz vor Einbringen des Bodens aufgebracht wurde, um die feinen Haarrisse zu schließen, die sich immer im Beton bilden. Die Verbindung der einzelnen Platten miteinander erfolgte in den senkrechten Fugen ähnlich wie in der waagerechten Fuge; die Bitumenschicht wurde aber schwächer und ohne Beimengungen aus möglichst elastischem Bitumen hergestellt. Diese Ausbildung hat nicht voll befriedigt (s. darüber Ziffer 6 dieses Abschnittes).

Auf der Luftseite sind zur Überwachung der Fugen und Platten Schächte angeordnet, die im oberen Teil als Dreigelenkbogen (ohne Eiseneinlage) ausgebildet sind. Zugänglich sind die Schächte durch einen Aufzug, der im Kernaufbau untergebracht werden kann, elektrisch oder mit Hand bedient wird und besondere Sicherungen gegen Abstürzen, jedoch keine Schienenführung in den Schächten selbst enthält. Auf Höhe der Krone ist der dort etwa 1 m dicke Kern ausgekragt, um die Kranbahn aufnehmen zu können, und mit einer Brüstung versehen.

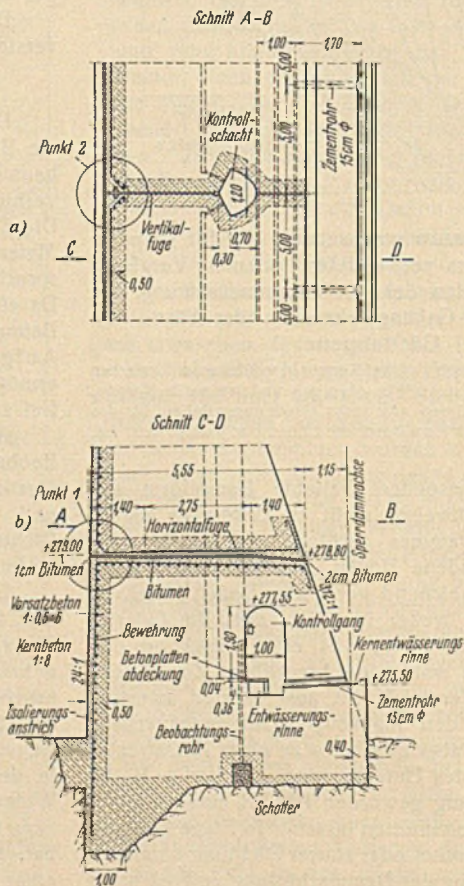


Abb. 46. Sösetalsperre. Fundament und Fugenausbildung im Talabschnitt. a) Waagerechter Schnitt durch den Betonkern oberhalb der waagerechten Fuge. b) Senkrechter Schnitt neben den Schächten.

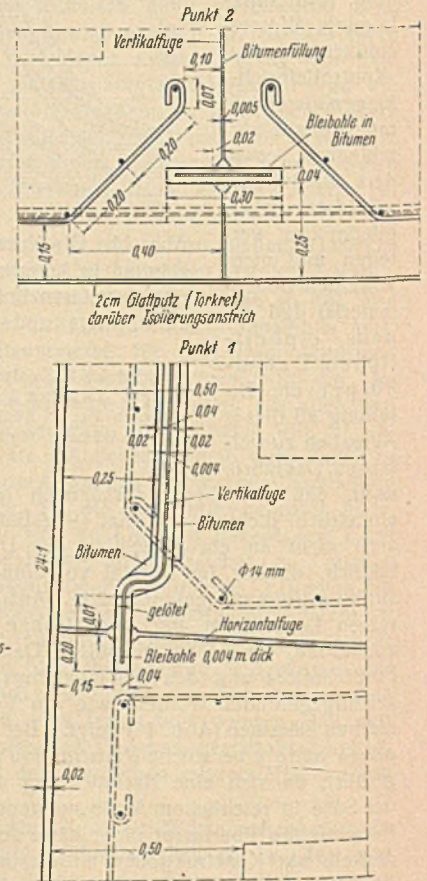


Abb. 47. Sösetalsperre. Einzelheiten der Fugendichtung aus Abb. 46. Punkt 1: Schnitt in der senkrechten Fuge durch die waagerechte Fuge; Verbindung der waagerechten Bleisohle mit der senkrechten. Punkt 2: Schnitt durch die senkrechte Fuge oberhalb der waagerechten Fuge.

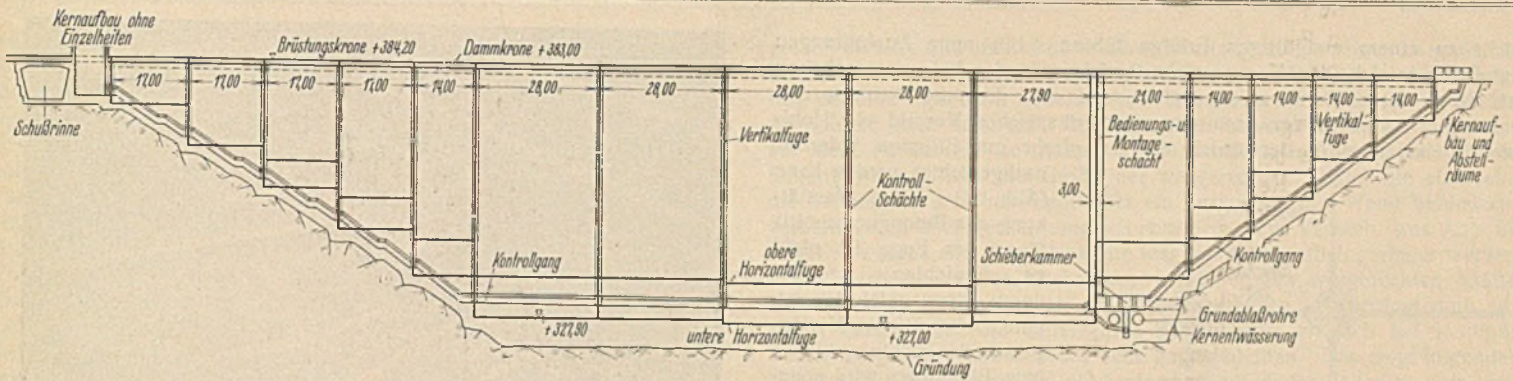


Abb. 48. Odertalsperre. Schnitt durch den Betonkern, gesehen in Richtung der Fließrichtung des Wassers. Die Dränagen in den Platten des Kerns sind der Übersicht halber weggelassen.

5. Ausbildung des Betonkerns an der Odertalsperre.

Obgleich durch die an der Sösetalsperre durchgeführte Anordnung und Ausbildung eine weitgehende Beweglichkeit des Betonkerns ermöglicht wurde, befriedigte diese Lösung nicht voll. Infolge des unter Umständen doch erheblichen Fugendruckes mußte ein Verschieben und Verdrehen auch in der Gründungsfuge entstehen, was aus verschiedenen Gründen besser vermieden worden wäre. Aus diesem Grunde wurde an der Oder eine Pendelstützenausführung vorgezogen, deren beide waagerechte Fugen eine Verschiebung und Drehung gestatteten. Auf die Ausbildung von Wälzelenken wurde mit Absicht verzichtet, weil dadurch eine Verschiebungsmöglichkeit verhindert worden wäre, ein solches Gelenk im übrigen auch nicht leicht einwandfrei herzustellen ist.

Das Pendelgelenk selbst ist in Eisenbeton hergestellt und nimmt im eigentlichen Talquerschnitt den Kontrollgang auf. An den Hängen schneidet der Kontrollgang die Fugen mehrfach, was zu keinerlei Schwierigkeiten geführt hat. Einen Überblick über die Fugenanordnung gibt Abb. 48, die Einzelheiten des Pendelgelenkes Abb. 49.

Schwierig war an beiden Sperren die Hangausbildung. Da schrägliegende Bewegungsfugen nicht zulässig sind, muß auch an den Hängen eine waagerechte Fugenanordnung gewählt werden. Dies wird sofort klar, wenn man sich überlegt, daß die auf den Kern wirkenden Kräfte in waagerechten Schnitten konstant sind; damit werden auch die zur Aufnahme dieser Kräfte notwendigen Bewegungen im großen und ganzen in waagerechten Schnitten gleich groß sein. Solche Bewegungen setzen aber eine waagerechte Drehachse der Platte voraus. Wenn man die Abschnitte zwischen den senkrechten Fugen an den Hängen nicht sehr kurz nehmen wollte, mußte man also dreieckige Fundamentabschnitte mit zum Teil erheblicher Höhe in Kauf nehmen. Diesen Nachteil vermeidet auch die an der Oder gewählte Ausbildung nicht vollkommen. Allerdings läßt er sich mildern, da die untere Fuge wesentlich tiefer angeordnet werden kann als bei der an der Sösetalsperre gewählten Ausführung.

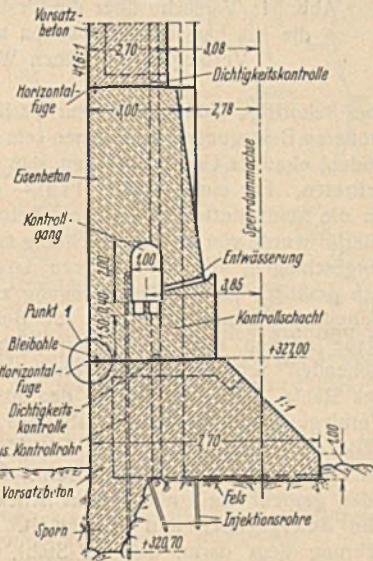


Abb. 49. Odertalsperre. Ausbildung des Fundaments und Pendelgelenkes im Talabschnitt; geschnitten neben den Schächten. Die Kontrollrohre sind nur zum Teil eingetragen.

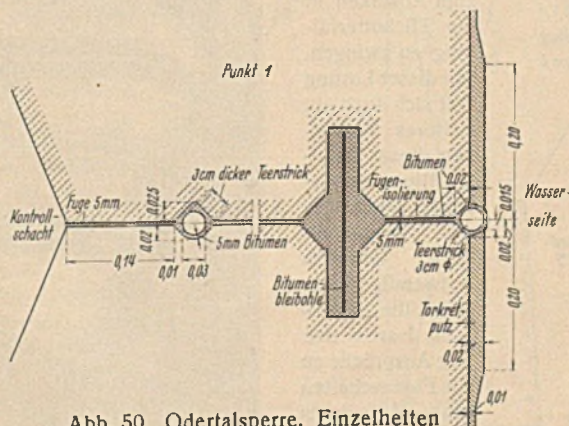


Abb. 50. Odertalsperre. Einzelheiten der Dichtung der waagerechten und senkrechten Fuge. Punkt 1 der Abb. 49 (das Bild ist spiegelverkehrt).

Im übrigen war die Einzelausbildung an der Oder gleichartig der der Söse. Die geringen Änderungen sind aus den Zeichnungen zu ersehen. (Abb. 49 u. 50) Zur Kontrolle der Betonabschnitte wurden diese durchweg mit Dränrohren nach den Schächten entwässert, während an der Söse nur am linken Hang eine solche Dränage ausgeführt ist. Die luftseitige Kontrollgang-Rinne ist an den Hängen verdeckt angeordnet, mit Meßabschnitten an den einzelnen Podesten, eine Ausführung, die an der Söse erst nachträglich folgte. Im Talabschnitt des Kontrollganges wurde die luftseitige Dränage so hoch eingeführt, daß eine einwandfreie Messung der Wasserverluste jeder Dränage möglich wurde. Infolge der anderen Lage des Kontrollganges konnten die Schächte nicht seitlich des Kontrollganges, wie an der Söse angeordnet werden; dies ist wegen des Tropfwassers aus den senkrechten Fugen und eines ungestörten Arbeitens in den Schächten nicht zu empfehlen. Dagegen hat es sich bewährt, an den Kontrollgang zur Unterbringung von Maschinen Aussparungen anzuschließen, deren Fehlen sich an der Sösetalsperre durch erhebliche Stockungen während der Nacharbeiten bemerkbar machte. Außerdem wurde dafür gesorgt, daß man die Eingänge des Kontrollganges an beiden Ufern von Hochbauten aus erreicht, in denen Räume zur Unterbringung von Werkzeugen und Gerät vorgesehen sind. An der Sösetalsperre, wo derartige Möglichkeiten fehlen und nachträglich nur mit sehr erheblichen Kosten geschaffen werden könnten, haben sich solche Aufbauten als dringend notwendig erwiesen.

6. Erfahrungen.

Bei beiden Talsperren sind nicht nur Verdrehungen in den Fugen und im Fundament eingetreten, sondern auch meßbare Verschiebungen, wie die Beobachtungen einwandfrei ergeben haben (s. Abb. 63 ff. und Text weiter unten). Die Anordnung und Ausbildung der Fugen war also richtig, ein Verzicht auf die Verschieblichkeit hätte unbedingt zu einer Spannungserhöhung, ein Fehlen der Fugen zu Brüchen geführt. Solche Brüche sind eingetreten, wo auf Fugen verzichtet wurde. Auch an der Sösetalsperre sind entstanden am linken Hange Risse, wo die waagerechte Fuge fehlte. Durch die dort vorgesehenen Dränrohre ließen sich diese Risse wieder dichten. Laufende Beobachtungen von den Schächten aus, die eine Beobachtung der Platten zulassen, haben im übrigen keinerlei Anzeichen für Rissebildungen ergeben, ebensowenig die Kernbewegungen, die ein ganz gleichmäßiges Fortschreiten mit dem Stauspiegel zeigten. Darauf werde ich später noch zurückkommen. Im einzelnen haben sich aber einige Richtlinien ergeben für eine Besserung der Ausbildung, auf die hier eingegangen werden soll. In erster Linie empfiehlt es sich, den Kontrollgang unter allen Umständen in den Fundamentteil so tief als möglich zu legen. Bei den beschriebenen beiden Ausführungen ist dieser Grundsatz nur an den Hängen eingehalten. Eine Tieferlegung im Mittelteil hätte die Entwässerung sehr erschwert und (ohne Zwischenschaltung von Pumpen) eine Durchführung der Vorflut bis unter das Unterwasserbecken verlangt. Durch die gewählte Anordnung ist es aber z. B. unmöglich geworden, an der Oder im eigentlichen Talabschnitt die untere waagerechte Fuge zu kontrollieren, da die Kontrollschächte zu eng waren, um (neben einer Pumpe) ein Arbeiten oder Beobachtungen zu gestatten (s. darüber auch Abschnitt E, Betriebsanlagen).

Es ist bereits erwähnt, daß die gewählte Dichtung der senkrechten Fugen bei keiner der beiden Talsperren voll befriedigte. Während die waagerechte Fuge, die genau so ausgebildet ist, praktisch wasserdicht ist, waren die Wasserverluste aus den senkrechten Fugen bis jetzt nicht völlig abzustellen. Dabei wurden die Wasserverluste, die sich zwar in sehr geringen Grenzen halten, in den mittleren Abschnitten, in denen eine Verschiebung der benachbarten Platten gegeneinander nicht auftrat, ebenso festgestellt, wenn auch in etwas geringerem Maße, als in den Hangabschnitten, in denen solche Verschiebungen gemessen wurden. An der Sösetalsperre hängt dies zweifellos damit zusammen, daß die eingebrachte Bleibohle nicht lang genug war. Bei der Odertalsperre konnten aber längere Bohlen und eine aus Abb. 50 zu ersehende sorgfältigere Ausführung der Dichtung auch

nicht zu einem endgültigen Erfolge führen. Für neue Ausführungen empfiehlt es sich, den Kernquerschnitt nicht, wie das bei uns geschehen ist, durch die Schächte zu schwächen, und eine doppelte Dichtung einzubringen, zwischen der nach einem amerikanischen Vorbild ein Hohlraum gelassen wird, der durch ein Dampfrohr mit Bitumen jederzeit nachgedichtet werden kann (Abb. 51). Eine Verstärkung des Betonquerschnitts längs der Fuge ist nicht zu empfehlen, da sie durch Risse gefährdet ist, eine wesentliche Verlängerung der Dichtungsbleche bzw. Bleibohlen wird ebensowenig zum Ziele führen, wie Versuche ergeben haben. Dagegen scheinen sich Kupferbleche besser als Bleibohlen zu bewähren.

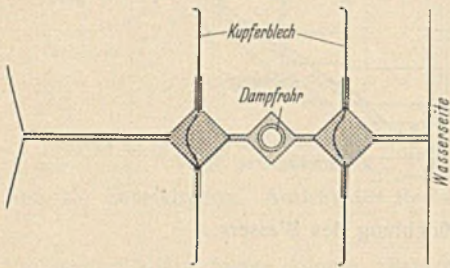


Abb. 51.

Vorschlag für eine verbesserte Ausführung der Dichtung der senkrechten Fugen eines Betonkerns im Vergleich zur Abb. 50.

7. Vorschlag für Ausbildung des Kernes mit Spundwänden.

Nachdem die Odertalsperre bereits vergeben war, wurde von mir der Vorschlag gemacht, den Kern aus Spundwänden auszubilden. Zwar ist es an der Odertalsperre nicht gelungen, diesen Vorschlag durchzusetzen, weil der bereits in vollem Gang befindliche Bau eine schnelle Entscheidung verlangte, die die Aufsichtsbehörden ohne die Durchführung umfangreicher Versuche nicht fallen zu können glaubten. Trotzdem wurde dieser Vorschlag allgemein für eine derart wesentliche Verbesserung angesehen, daß ich hier die wesentlichen Gesichtspunkte, die dazu führten, sowie die Gründe für und gegen nicht verschweigen möchte.

Es ist bereits darauf hingewiesen worden, daß ein Betonkern den Aufgaben, die er zu erfüllen hat, nicht in allen Punkten gewachsen sein kann. Ein Betonkern wird immer als Fremdkörper im Damm wirken und insbesondere an den Hängen nur eine behelfmäßige Lösung ermöglichen. Die Tatsache, daß sich weder an der Söse- noch an der Odertalsperre bis jetzt Schwierigkeiten ergeben haben, widerspricht dem nicht, da die Bodenverhältnisse an beiden Talsperren außerordentlich günstig sind. Wenn

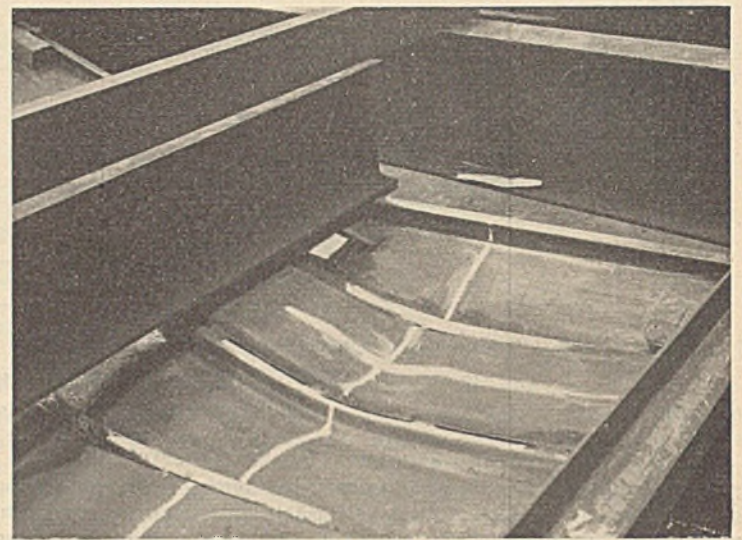
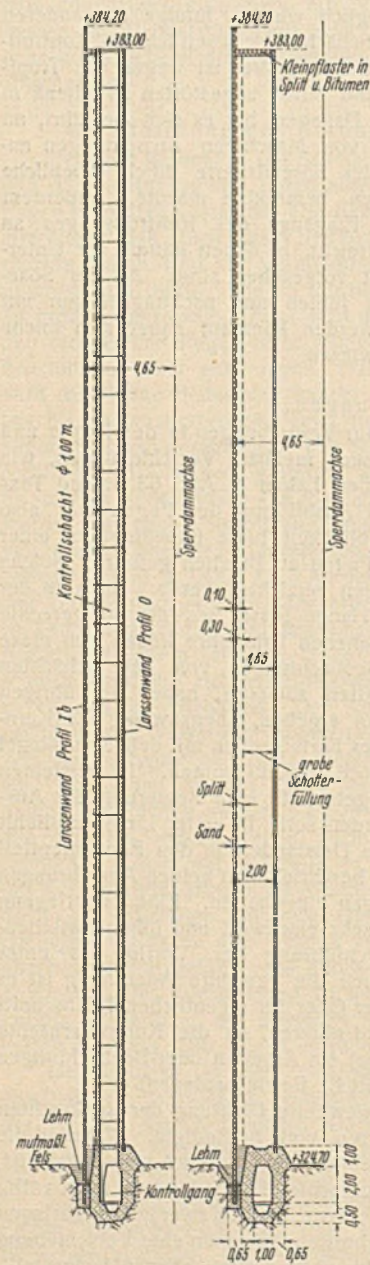


Abb. 54. Versuche über die Verbiegungsfähigkeit von Platten, die aus Larsenspundwänden hergestellt sind (Profil I b). Verbiegung um einen Winkel von etwa 30°.

aber schottrige Böden nicht zur Verfügung stehen, wird mit wesentlich größeren Bewegungen zu rechnen sein und auch (bei feinen oder bindigen Böden) eher die Gefahr bestehen, daß bei Durchsickerungen Ausspülungen auftreten. Für einen solchen Fall — es handelte sich um eine Talsperre für die Stadt Stuttgart — war ein Betonkern nicht mehr zu verantworten. Hierfür wurde von mir eine Dichtung mit elastisch-schlappen Spundwänden vorgeschlagen, die vor anderen Lösungen den Vorzug hat, daß sie sich praktisch jeder Bodenbewegung anschließen kann. Da sich (lotrecht stehende) Spundwände quer zur Bohlenachse in sehr weitgehendem Maße dehnen können, werden auch alle sonst an den Hängen bestehenden Schwierigkeiten vermieden. Infolge der hohen Festigkeit des Stahls und seiner bis in den plastischen Bereich hinein möglichen Verbiegung besteht keine Gefahr, daß auch bei örtlicher Überanstrengung Teile der Wand ausbrechen. Die Verwendung von Spundwandprofilen mit gut ausgebildeten Schlössern, die überdies zum Teil verschweißt oder gepreßt und mit Bitumenstrick gedichtet werden können, vereint Beweglichkeit und Dichtigkeit. Der Nachteil einer solchen Ausführung liegt darin, daß der Stahl, wenn ungünstige Verhältnisse vorliegen, unter Umständen verrosten kann und daß die Anordnung von Beobachtungsschächten, Kontrollgängen usw. zwecklos ist.

Deshalb schlug ich vor, luftseitig der Hauptwand eine zweite Wand zu errichten, die nicht unbedingt aus Spundwänden bestehen muß, da sie nur die Aufgabe hat, eine zwischen den beiden Wänden geschüttete Schotterfüllung gegen die eigentliche Dammschüttung abzugrenzen und das etwa durch die Hauptwand dringende drucklose Spaltwasser zum Absinken in der Schotterfüllung zu zwingen. Mit dieser Lösung läßt sich auch ein späteres Versteinen dieser Schotterfüllung ermöglichen, wenn dies aus irgendwelchen Gründen notwendig werden sollte. Jedenfalls lassen sich alle Ansprüche an die Eigenschaften eines Mittelkerns bei diesem Vorschlag praktisch in kaum zu übertreffender Vollendung erfüllen. Eine Verbindung der beiden Wände darf selbstverständlich nicht stattfinden, weil



a) Schnitt durch einen Kontrollschacht. b) Schnitt neben dem Kontrollschacht.

Abb. 52. Vorschlag für die Ausbildung des Mittelkerns aus Doppelspundwänden (DRP).

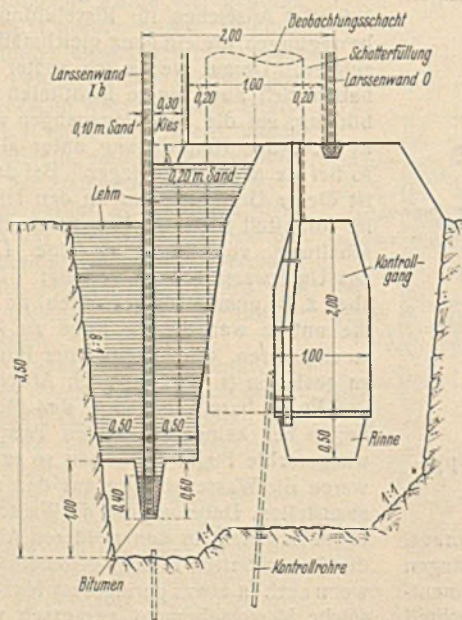


Abb. 53. Ausbildung des Kontrollganges und des Fundaments für den Spundwandkern der Abb. 52.



Abb. 55. Wie Abb. 54. Verbiegung um etwa 180°.

Aus beiden Abbildungen ist die Verformung des Larsenspundprofils zu ersehen. Die Versuche wurden unter Aufsicht des Verfassers von der Dortmunder Union durchgeführt, von der auch die Photos überlassen wurden.

dadurch eine unerwünschte Versteifung eintreten würde, die die Vorteile des Vorschlags wieder zunichte machen würde. Dabei genügen die leichtesten Profile mit geringem Widerstandsmoment, so daß auch die Baukosten, wie Vergleichsrechnungen bei der 38 m hohen Stuttgarter Sperre und der 60 m hohen Odertalsperre, durch Angebote geprüft, eine Verbilligung der Ausführung außer der Verbesserung versprochen. Die vorgesehene Lösung (DRP) ist aus den Abb. 52 u. 53 zu ersehen. Auf Höhe des Kontrollganges ist zwischen Wand und diesem eine plastische Lehmfüllung vorgesehen, um die Querkräfte in Höhe der Gründungsfuge weitgehend herabzusetzen und eine Verschiebung der Wand an dieser Stelle ohne Überanstrengung zu gestatten.

Die zur Prüfung der Beweglichkeit und Verbiegungsfähigkeit vorgenommenen Versuche zeigen (Abb. 54 u. 55), daß sich Lärswände, z. B. wie ein Stahlblech bei der Kaltbiegeprobe, um 180° verbiegen lassen, ohne daß dabei die Schlösser aus der Wand springen oder undicht werden; sie zeigen auch die Art der Verformung des Profils. Daraus ist ersichtlich, daß auch einer entsprechend langen Wand sehr erhebliche Verbiegungen zugemutet werden dürfen, ohne daß die Gefahr von Undichtigkeiten besteht.

Obgleich eine Festigkeits- oder Spannungsberechnung hier nicht zulässig erscheint, da gerade die Verformbarkeit der Spundwände im plastischen Bereich ausgenutzt werden soll, wurden von der preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau in Berlin Untersuchungen durchgeführt, die wenigstens die Größenordnung festlegen sollten. Insbesondere wurde die Knickbeanspruchung untersucht. Dabei wurde eine gerade, senkrecht stehende Wand angenommen, was in der Praxis, auch wenn man dies wollte, niemals erreicht werden dürfte. Geringe abwechselnde Ausbiegungen der Wand durch entsprechendes Stampfen des anschließenden Bodens oder auch eine geringe Schrägstellung der Wände würden andere Voraussetzungen schaffen, so daß es sich erübrigt, auf diese Berechnung einzugehen. Andererseits hatten diese Ermittlungen den Vorteil, daß sie Richtlinien für die konstruktive Durchführung gaben, an die man ohne sie nicht gedacht hätte.

Leicht verbogene Wände wurden in kleinen und großen Versuchen, mit glatten und gewellten Blechen auch experimentell geprüft (Abb. 56). Das Ergebnis läßt sich dahin zusammenfassen, daß auch die nur wenig verbogenen Wände erst bei sehr hohen, unwahrscheinlichen Zusammenpressungen des Bodens beachtenswerte Ausbiegungen zeigen. Auch

diese Versuche sind nicht ohne weiteres übertragbar. Sie zeigen zwar, daß in den Grenzen, in denen eine senkrechte Bodenbewegung tatsächlich möglich ist, eine irgendwie bedenkliche Verbiegung oder ein entsprechendes Ausknicken auch dann nicht in Frage kommt, wenn die Spundwände fest auf dem Fundament aufliegen. Die tatsächlich im Damm auftretende Bodenbewegung und die Größe der waagerechten Kräfte, die einerseits die Reibung verursachen, andererseits ein Ausknicken der Wand behindern, verhalten sich aber gerade umgekehrt wie in dem Versuch, was Abb. 57 zeigt; es werden also die Knickkräfte insgesamt wesentlich geringer werden und außerdem die das Ausknicken verhindernden waagerechten Kräfte im unteren Teil etwa in gleichem Maße zunehmen. Außerdem muß beachtet werden, daß die senkrechten Bewegungen an sich bei richtiger Verdichtung während des Baues sehr gering bleiben. Das zeigt folgender Überschlag: Die Porenziffer, die laufend während des Baues in dem verdichteten Boden festgestellt wurde, schwankte zwischen 0,3 und 0,35. Unter einer Auflast von 6 at (entsprechend der mittleren Auflast) wird sich die Schüttung (60 m Höhe) etwa um 1,6 bis 2% weiter verdichten, also etwa 9 bis 12 cm. Ein Teil dieser Verdichtung wird schon während des Baues vor Erreichung der endgültigen Höhe eingetreten sein; nach Fertigstellung der Dämme wurden jedenfalls nur 3 cm Sackung gemessen. Nimmt man alles zusammen, so kommt man zu dem Ergebnis, daß Gefahren wegen eines Ausknickens von Spundwänden bei einigermaßen günstigen Bodenverhältnissen und richtiger Bauherstellung keinesfalls bestehen.

Diese vermuteten Schwierigkeiten haben an anderer Stelle dazu geführt, waagrecht liegende Spundwände vorzuschreiben. Für die an der Odertalsperre gemessenen Dammverschiebungen von etwa 30 cm und eine Hangstrecke von etwa 100 m ergibt sich eine Längung von ungefähr 15 cm an jedem Hang, die nur zum geringsten Teil durch Dehnung des Stahls aufgenommen werden wird. Eine solche Bewegung läßt sich ermöglichen, eine Nachdichtung dieser empfindlichen Stelle der Dichtung durchführen, wenn darauf von vornherein Bedacht genommen wird. Ob es sich lohnen wird, aus irgendwelchen Gründen gewellte, an der Baustelle verschweißte Blechtafeln zu verwenden, möchte ich dahingestellt sein lassen. Zweifellos wird dabei beachtet werden müssen, daß bei großen Flächen erhebliche Zusatzspannungen durch den Temperaturwechsel zwischen Tag und Nacht und die Schweißung selbst in die Bleche kommen können, eine Gefahr, die beim Verschweißen der Spundwände zweifellos nicht befürchtet werden muß.

In jedem Fall halte ich aber die Dichtung mit elastischen eisernen Wänden nur dann für einen merklichen Fortschritt, der ein Verlassen des Betonkerns rechtfertigt, wenn zwei elastische Wände vorgesehen werden, die sich unabhängig voneinander bewegen können, und wenn der Zwischenraum zwischen beiden Wänden zur Abführung des Spaltwassers mit Schotter gefüllt wird, der später, wenn die Bewegungen zur Ruhe kommen, versteinert werden kann. Ein weiterer Vorzug dieser Lösung, der zu den bereits genannten kommt, darf darin erblickt werden, daß sich mit dieser konstruktiven Ausführung auch Sperrdämme praktisch luftschuttsicher ausbilden lassen. Einzelheiten darüber gehören nicht hierher.

8. Ausbildung des Dammkörpers.

Da der Betonkern die Abdichtung des Wassers zu übernehmen hat, verbleibt dem Dammkörper die Aufgabe, den Betonkern zu stützen und den Wasser- und Bodendruck mit ausreichender Sicherheit zu übernehmen. Nach dem bewährten Grundsatz der preußischen Talsperrenvorschriften, doppelte Sicherung zu verlangen, mußte unmittelbar vor der Wasserseite des Betonkerns möglichst dichter Boden geschüttet werden, um leichte Risse und Undichtigkeiten des Betonkerns von selbst zum Dichten zu bringen. Es war wünschenswert, die mit Schotter bedeckte Talsohle oberhalb des Kerns auf 50 m abzuräumen und durch eine Lehmdecke zu ersetzen. In unmittelbarem Anschluß an den Fels bzw. Beton des Kerns wurde ein etwa 2 m breiter Streifen des Lehms völlig von Steinen befreit, was insbesondere an der Sösetalsperre erhebliche Umstände und Kosten verursachte, da der dortige Lehm sehr steinhaltig war. Im übrigen wurde der Boden so ausgewählt, daß auf der Wasserseite der bindige Boden, auf der Luftseite der schottrige Boden in die Nähe des Kerns gebracht wurde. Da das schottrige Material an der Sösetalsperre verhältnismäßig knapp war und unter allen Umständen für die unmittelbar hinter dem Kern an der Wasserseite liegende Schüttung ausreichen mußte, wurde auf der Luftseite das in Abb. 58 eingetragene Dreieck zum Teil auch mit Lehm ausgefüllt. Im oberen Teil der Sperre wurde insbesondere die Außenseite der luftseitigen Böschung mit einer Lehmschüttung versehen, um das für die Grasnarbe nötige Wasser besser zu halten. Unmittelbar hinter dem Kern wurde luftseitig eine Steinpackung angeordnet, die zur sicheren Wasserabführung des etwa durch den Kern dringenden Spaltwassers gewünscht wurde. Dies ist nur dann ohne Bedenken, wenn die Packung durch Verdichtung des dahinterliegenden Bodens ebenfalls stark zusammengepreßt wird, da sie sonst die Ursache zu großen Bewegungen sein wird. Wenn zur Vermeidung solcher Bewegungen eine besonders ausgedehnte Verdichtung der unmittelbar an den Kern anschließenden Bodenschüttung auf der Luftseite erforderlich war, so war dies wasser-

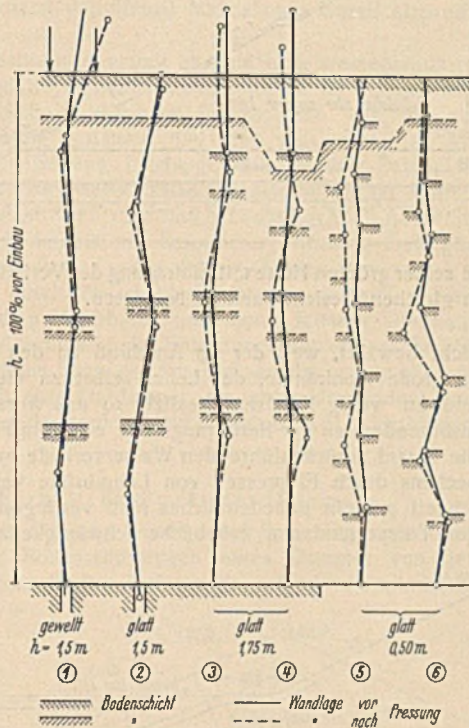


Abb. 56. Knickversuche mit leicht verbogenen glatten und gewellten Blechwänden mit beweglicher und fester Auflagerung des Fußes dieser Wände.

Die Zusammenpressung des Bodens und damit auch die Verformungen der Blechwände wurden durch Wasserdruckpressen erzwingen. Die Versuche wurden in einem allseitig geschlossenen, mit Boden gefüllten Kasten durchgeführt. Die senkrechten Bewegungen sind ein Vielfaches der in Wirklichkeit zu erwartenden.

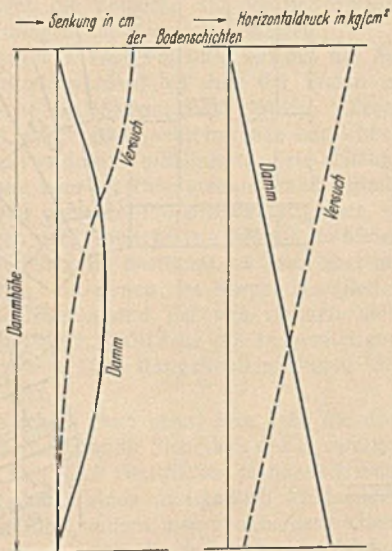


Abb. 57. Vergleich der Senkung und des waagerechten Druckes der einzelnen Bodenschichten bei den in Abb. 56 dargestellten Versuchen und im Damm.

Die Darstellung soll nicht maßstäblich sein, sondern nur den verschiedenen Verlauf zeigen.

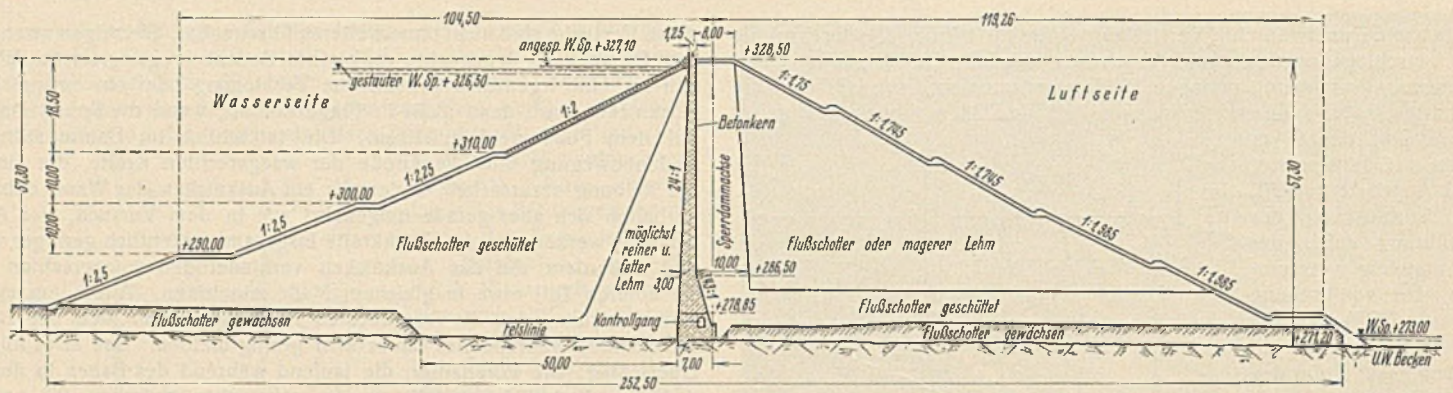


Abb. 58. Sösetalsperre. Querschnitt durch den Hauptdamm an der Stelle seiner größten Höhe mit Eintragung der Verteilung der Bodenarten. Der Hauptdamm der Odertalsperre ist nach gleichen Gesichtspunkten bemessen.

seitig des Kerns wünschenswert, um eine möglichst große Dichtigkeit der Lehmschüttung zu erreichen. Aus diesem Grunde haben wir nicht nur auf ein Einspülen des Lehms verzichtet, sondern Lehm, der sich aus irgendwelchen Gründen zu sehr mit Wasser angereichert hatte, aus dem Schüttfelde entfernen lassen. Die Böschungsneigungen und die Anordnung der Bermen, die zur Unterhaltung des Dammes und zur Oberflächenentwässerung notwendig wurden, sind aus Abb. 58 zu ersehen, die gleicherweise auch für die an der Oder gewählte Ausführung gilt.

nicht bewährt, weil der im Anschluß an den Lehm geschüttete Boden zu große Hohlräume, der Lehm selbst zu viel staubfeine Teile enthält und zu wenig Kohäsion besitzt, so daß Ausspülungen des Lehmkerns, insbesondere an der Berührungszone mit dem Felsen, eintraten. Während die darauf zurückzuführenden Wasserverluste am Damme des Unterwasserbeckens durch Einpressen von Lehmbrühe verhältnismäßig einfach und schnell auf ein unbedenkliches Maß verringert werden konnten, machte der Vorsperrendamm erhebliche Schwierigkeiten. Diese sind vor allem

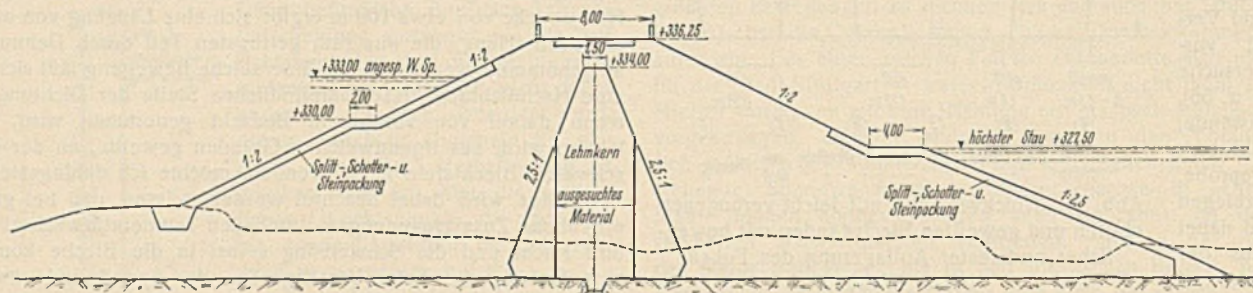


Abb. 59. Sösetalsperre. Querschnitt durch den Vorsperrendamm.

Eine Hangentwässerung hat sich als nicht notwendig herausgestellt, weil der Schüttboden so durchlässig ist, daß er auch die stärksten Regenschauer und plötzliche Schneeschmelze ohne weiteres aufnahm. An der Odertalsperre wurde allerdings eine Entwässerungsmöglichkeit nach der Hochwasserentlastungsanlage vorgesehen. Die wasserseitige Böschung wurde mit einer filterartig aufgebauten Splitt-Schotter-Bruchstein-Schüttung gegen Wellenangriff, Eis usw. geschützt. Die Gesamtdicke der Schicht beträgt etwa 50 cm, Splitt und Schotter wurden getrennt aufgebracht und zusammen festgewalzt, die Bruchsteine roh mit Hand gepackt. Die Luftseite ist mit Rasen bepflanzt. Bei der Unterhaltung dieses Rasens haben sich verschiedentlich Schwierigkeiten ergeben, da die Bewirtschaftung der schrägen Flächen schwierig ist, bei trockenem Wetter der Rasen außerdem leicht austrocknet. Am besten scheint mir eine Nutzung als Schafweide zu sein. Jedenfalls erfordert der Rasen eine sehr sorgfältige Pflege und muß kurz gehalten werden.

Die Krone des Dammes wird am besten mit einer wasserundurchlässigen Schicht abgedeckt, die mit einer Gasse beweglich an den Kern angeschlossen wird, wie dies bei der Odertalsperre geschah. Geschieht dies nicht, so wird der Feinboden in die Steinpackung hinter dem Kern

darauf zurückzuführen, daß bei dem Katastrophenhochwasser im Januar 1932 der Damme, der schon während der Bauzeit durch ein sehr starkes Hochwasser fast vernichtet worden wäre, höher angestaut wurde, als dies zulässig war, so daß der Lehmkern überströmte. Im Innern des Kerns

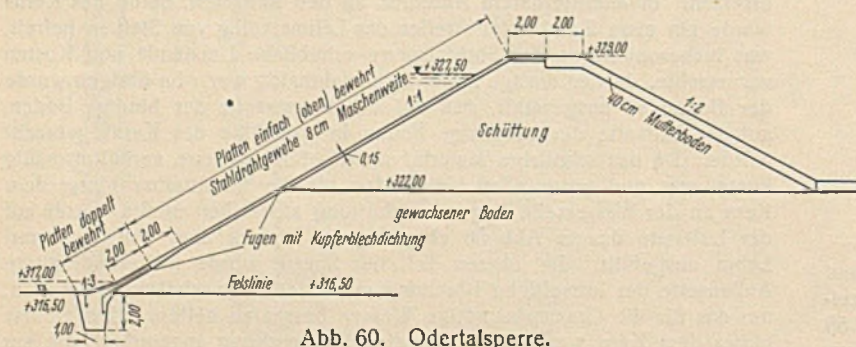


Abb. 60. Odertalsperre.

Querschnitt durch den Damme des Unterwasserbeckens, abgedeckt mit Betonplatten.

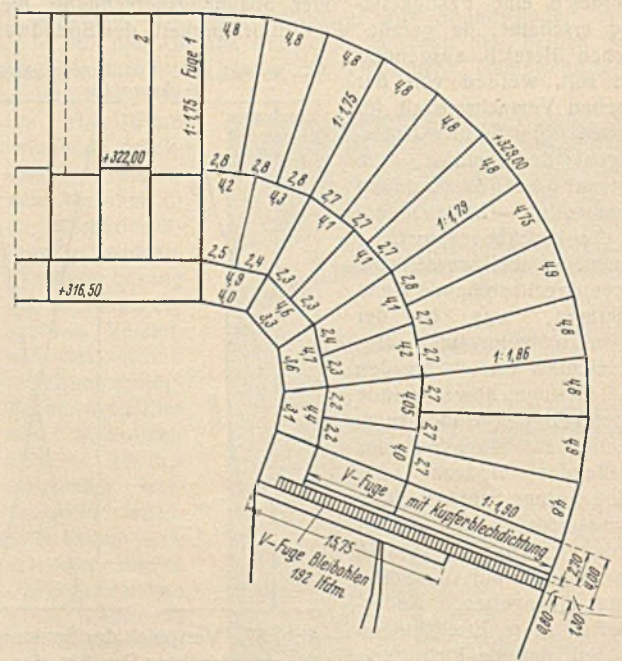


Abb. 61. Odertalsperre. Ausbildung des Plattenbelags am rechten Hang für den Damme des Unterwasserbeckens.

Anschluß an die Herdmauer mit blechgedichteten Fugen.

bei Regen eingespült, und es entstehen unmittelbar am Kern dauernd Auswaschungen, die nachgefüllt werden müssen und eine ständige Unterhaltung erforderlich machen.

Die Nebendämme an der Sösetalsperre sind mit einer Mittelkerndichtung aus Lehm durchgeführt (Abb. 59). Diese Anordnung hat sich

müssen sich dabei erhebliche Hohlräume gebildet haben, und zwar auch in tieferliegenden Zonen. Diese führten sogar zu trichterförmigen Einbrüchen. Die Wiederherstellung sollte auch hier nach Aufbohren des Kerns durch Einpressen von Lehmbrühe und anderen Maßnahmen geschehen; diese reichten aber offenkundig nicht aus, um die erforderliche

Dichtigkeit wiederherzustellen. Wenn dieses Ziel nicht durch ein entsprechendes Einarbeiten des Dammes, insbesondere mit sinkstoffführenden Hochwässern, erreicht wird, wird man die Dichtung voll erneuern müssen. Da hierfür nur eine schräge Dichtung längs der wasserseitigen Böschung in Frage kommt, mußten die entstandenen Hohlräume auf jeden Fall ausgefüllt werden. Die zuerst getroffenen Maßnahmen waren also nicht zu entbehren.

Auf Grund dieser Erfahrungen wurde an dem Unterwasserdamm der Odertalsperre eine Betonplatte eingebracht (Abb. 60), die im übrigen nicht teurer als die ursprünglich vorgesehene Lehmschürze war, die eine wesentlich flachere Böschung verlangte und eine sehr sorgfältige Ausführung und Auswahl des Bodens, Leistungen, die bei der Betonplatte gespart werden konnten. Die konstruktive Gestaltung dieser Plattenabdeckung wurde so gewählt, daß eine durch Längsfugen in Abschnitte geteilte Platte an eine Herdmauer mit besonderer Dichtung beweglich angeschlossen wurde. Die Platte selbst ist, in Abschnitten von 4 m, geteilt durchgeführt und durch Zwischenlage eines geschweißten Stahl- drahtgeflechts zwischen dem Unterbeton und einem fetteren Oberbeton besonders gesichert. Der Anschluß an das Entlastungsbauwerk geschieht in einer mit Bitumen gedichteten Fuge, der Anschluß an das rechte Ufer des Unterwasserbeckens durch eine Herdmauer, die unter Umständen durch Spundwände weiter fortgesetzt werden kann (s. Abb. 60 u. 61 in Verbindung mit Abb. 2).

9. Standsicherheitsnachweis der Dämme.

In dem Abschnitt A ist dargelegt worden, daß Spannungszustand und elastisches Verhalten der Bodenschüttungen eines Dammes von dem inneren Drucke, bei bindigen Böden auch von der zeitlichen Veränderung

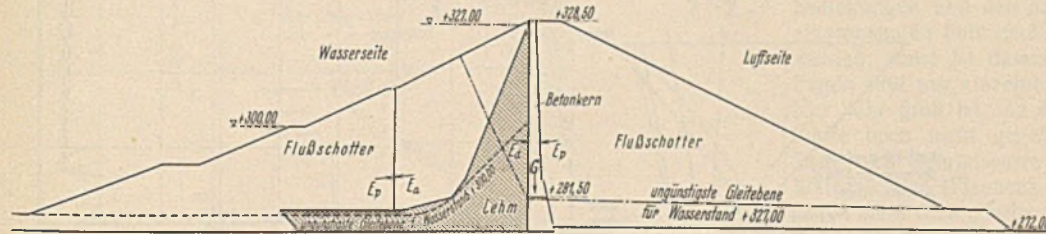


Abb. 62. Darstellung der ungünstigsten Gleitflächen für ein Abrutschen der wasserseitigen Schüttung (gestrichelt) und für ein Wegschieben des luftseitigen Bodenteils (strichpunktiert).

des Druckes und Wassergehaltes abhängen. Trotz künstlicher Verdichtung wird der Dammkörper unter der Last des aufgestauten Wassers bestrebt sein, die gewaltsam veränderte Struktur seiner ursprünglichen Lagerung den neuen Verhältnissen anzupassen und in einen neuen Zustand der Ruhe überzuführen. Dieses allmähliche Streben nach innerem Spannungsausgleich und äußerem Gleichgewicht führt notwendig zu setzenden und schiebenden Bewegungen, wie auch die Versuche mit der Bodenpresse vermuten lassen und die Beobachtungen am Bauwerk beweisen.

Die Standsicherheit des Bauwerkes kann vorläufig nur aus der Annahme eines Grenzzustandes ermittelt werden, bei dem der Boden im Begriffe steht, auf einer Gleitebene in Bewegung zu geraten. Diesen Zustand haben wir im Abschnitt A als Proportionalitätsgrenze bezeichnet. Dieser Augenblick löst Kräfte aus, von deren Verhältnis es allein abhängt, ob die Bewegung fortschreiten kann oder zur Ruhe kommen muß. Bleibt das Verhältnis der Hauptspannungen unter der Proportionalitätsgrenze, so finden nur verdichtende Bewegungen statt, überschreitet es diese, so bilden sich Gleitebenen; diese sind nicht eindeutig bestimmt, es kann aber angenommen werden, daß die Flächen, auf denen der Körper abzugleiten bestrebt ist, im allgemeinen keine Ebenen sind, daß sich vielmehr stets eine mehr oder minder stark gekrümmte Gleitfläche mit tangential auslaufenden Enden ausbilden wird. Tatsächlich stattgefundene Damm- und Einschnittsrutschungen bestätigen dies.

Kennt man die Lage dieser Flächen, dann kennt man auch die dort wirkenden Kräfte und Widerstände und kann die Sicherheit des Bauwerkes festlegen. Im allgemeinen lassen sich diese Gleitflächen rechnerisch nicht unmittelbar ermitteln. Man geht daher einen umständlich schnellenden Weg, der aber schneller zum Ziele führt, indem man verschiedene Gleitflächen durch den Dammkörper annimmt und die des geringsten Widerstandes aufsucht.

Von den Möglichkeiten, die zu unerlaubten Bewegungen führen können, dürfte bei den Harztalsperren der Grundbruch unberücksichtigt bleiben, da eine ausreichende Gründung im Felsen erfolgte. Desgleichen erübrigte sich die Prüfung des Erosionsbruches durch die Anordnung des Betonkernes. Dagegen mußte die Standfestigkeit der Böschungen gegen Ausschälung und Abgleiten, des gesamten Dammes gegen Gleitflächenbruch nachgeprüft werden. Im einzelnen ist für den wasserseitigen Dammtail bei sinkendem Wasserstand die Standfestigkeit der wasserseitigen Böschungen gegen Abgleiten und des ganzen Dammkörpers auf Gleit-

flächenbruch nach der Wasserseite untersucht worden. Für den luftseitigen Dammtail war die Standfestigkeit des ganzen Dammes und seiner Böschungen gegen Gleitflächenbruch unter vollem Wasserdruck festzustellen.

Auf die Einzelheiten der Berechnung, die nach dem von Krey und Ehrenberg beschriebenen Verfahren durchgeführt wurde, muß hier zur Raumersparnis verzichtet werden. Das Ergebnis, die ungünstigste Gleitebene bei dem ungünstigsten Wasserstand, ist für Luft- und Wasserseite in Abb. 62 dargestellt. Unter Zugrundelegung eines Wertes $\mu = 0,5$ ergibt sich (für vollen Reibungszuwachs beim Ablassen des Wasserspiegels) auf der Wasserseite eine Sicherheit von $\frac{0,5}{0,317} = 1,6$ im ungünstigsten Falle. Dies würde nach herkömmlicher Auffassung kaum ausreichen. Tatsächlich sind die bei der Bodenprüfung festgestellten Bodenbruchfestigkeiten aber wesentlich höher. Verglichen mit diesen ergibt sich etwa eine Sicherheit von $\frac{0,9}{0,317} = 2,85$, die nun völlig genügend erscheint. In ähnlicher Weise folgte die Standsicherheitsuntersuchung des luftseitigen Teiles. Hier wird für ein $\mu = 0,63$ eine Sicherheit von 2 gefunden, die sich bei richtigem Ansatz der Bruchfestigkeit ($\mu > 0,9$) auf 3 erhöht. Berücksichtigt man außerdem das gegenüber der Rechnung nachweislich höhere Bodengewicht (2,0 gegen 1,6) so erhöht sich die Sicherheit noch. Da es sich um eine Sicherheitsberechnung handelt, ist es richtig, die Bruchfestigkeit und nicht die zulässige Spannung anzusetzen. Mit anderen Worten läßt sich das Ergebnis auch so ausdrücken, daß die Sicherheit gegen Bildung von Gleitebenen 1,6 bzw. 2,0, die Sicherheit gegen Bruch etwa rd. 3 bzw. 3,75 beträgt. Dabei ist zu beachten, daß die aktiven Kräfte mit ihren absoluten Höchstwerten, nicht mit den tatsächlich zu erwartenden eingesetzt sind.

10. Spannungszustand in dem Betonkern.

Abschließend zu den konstruktiven Betrachtungen soll nunmehr der Versuch gemacht werden, die Beanspruchungen eines Betonkerns annähernd zu bestimmen. Dazu können, neben den Ausführungen des Abschnitts A, die beobachteten Bewegungen an beiden Talsperren (Abb. 63 ff.) helfen.

Bevor ich darauf eingehe, möchte ich noch einmal wiederholen: Für behinderte Seitenausdehnung, die hier vorausgesetzt werden dürfte, ist die Zusammenpressung des Bodens von der Vorgeschichte, z. B. von der Verdichtung während des Baues, vor allem aber von dem im Boden herrschenden Druck abhängig. Dieser entspricht dem von der Auflast abhängigen Seiten- oder Ruhedruck des Bodens. In Wirklichkeit liegen nun die Verhältnisse deswegen nicht einfach, weil sich sowohl während des Baues, wie auch während des Anstauses verschiedene Zustände ergeben, die für die nachfolgenden Bewegungen „als Vorgeschichte“ Einfluß haben. Daraus ergibt sich, daß die für die Zusammenpressung des Bodens und damit für die Verformung des Dammkörpers und die Bewegungen des Kerns maßgebende Elastizitätszahl sich nicht nur örtlich, je nach dem vorhandenen Innendruck, verändert, daß dieser Kennwert nicht nur von der Art der Bodeneinbringung und von der Verdichtung während des Baues abhängig ist, sondern daß er auch zeitlich verschiedene Werte annehmen kann, abhängig von der Art des Einstauses.

Dies wird sofort klar, wenn man die in den Abb. 63 bis 66 dargestellten verschiedenen Bewegungszustände des Kerns und des Dammes der beiden Talsperren näher betrachtet. Diese zeigen, daß der ganze Damm in Richtung des Wasserdruckes verschoben wurde, wobei an der Oder nur die größten Ausbiegungen festgestellt wurden. Außerdem zeigt sich aber, daß der Kern anfänglich an der Krone unter dem Überdruck der luftseitigen Schüttung wasserseitig und erst von einem bestimmten Wasserstande an nach der Luftseite zu verschoben worden ist. Die Gesamtbewegung des Kerns an der Krone ist größer als die des Dammes, was den Schluß zuläßt, daß auch an der Krone des Dammes zu der allgemeinen Verschiebung noch eine Zusammenpressung des Bodens stattfand. An den Bewegungsfugen wurde von Anfang an eine Bewegung in Richtung des Wasserdruckes gemessen, und zwar nicht nur eine Verdrehung, sondern auch eine einwandfrei beobachtete Verschiebung in der Fuge selbst.

Es muß hier allerdings bemerkt werden, daß die Verschiebungen der Bewegungsfuge der Sösetalsperre und der unteren Fuge der Odertalsperre unsicher sind, da hier die Messung durch den Bauzustand nicht von Anfang an einwandfrei vorgenommen werden konnte. Außerdem hat die Bodenvordichtung im obersten Abschnitt besonders an der Söse zu einer starken Kronenverschiebung nach der Wasserseite geführt; diese Verschiebung ist in den Bewegungsbildern nicht aufgenommen. Dadurch sind die beiden Darstellungen nicht voll vergleichfähig, die gemessenen Werte eher zu niedrig.

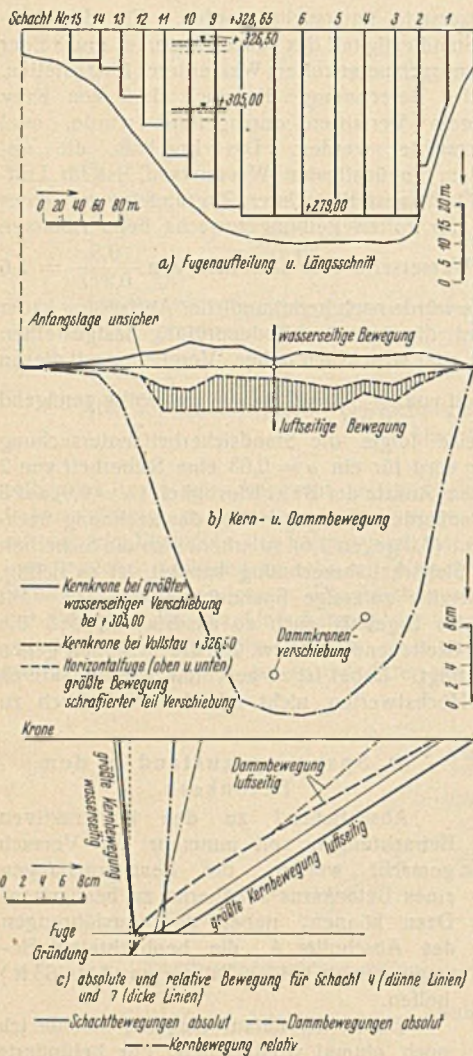


Abb. 63. Sösetalsperre.

Darstellung der beobachteten Bewegungen der Kern- und Dammkrone sowie der Bewegungsfuge im Kern bei mittlerer Füllung und höchstem Wasserstand.

Durch die rückläufige Bewegung der Dammkrone wurde natürlich der luftseitige Teil der Bodenschüttung in unmittelbarem Anschluß an den Kern gelockert, da ja hier ein aktiver Erddruck aufgetreten sein muß. Als aktiver Erddruck wird aber bezeichnet eine Ausdehnung des Bodens in Richtung der kleineren Hauptspannung bei gleichbleibender größerer. Die Elastizitätszahl in diesem Abschnitt wird also eine andere sein, als sie vor Eintritt dieser Bewegung war oder als sie z. B. in dem unteren Teile sein wird, der keine solche rückläufige Bewegung mitzumachen hatte.

Bei mehrmaligem Heben und Senken des Wasserspiegels wird die Formänderung außerdem nach anderen Gesetzen entstehen, wie dies aus mehrmaliger Be- und Entlastung eines Bodenkörpers bekannt ist. Um dies zu veranschaulichen, ist als Druck-Zusammenpressungs-Diagramm die Abhängigkeit der Bewegung des Kerns von der Höhe des Wasserstandes gegeben (Abb. 65 u. 66). Während der erste Anstau eine sehr starke Zusammenpressung zeigt, die zu ihrem erheblichen Teile der ersten plastischen Formänderung des Bodens entspricht, verändert sich bei einem Absinken und Wiederansteigen des Wasserspiegels die Lage des Kerns nur wenig. Diese Bewegungen (Hystereseschleife) dürften wohl rein elastische sein und denen entsprechen, die wir als „Schwellkurven“ erfaßt haben (s. Abschnitt A).

Für die Berechnung der Beanspruchungen eines Betonkerns kommen nur die Zusammenpressungen in Frage, die sich beim ersten Einstau nach Abzug der Dammverschiebung selbst zeigen. Die geringen Bewegungen beim Steigen und Fallen des Wasserspiegels im weiteren Betriebe ergeben keine höhere Beanspruchung. Die Grundbeziehungen für den Versuch einer solchen Berechnung der Spannungsverteilung auf der Luftseite des Kerns wird gegeben durch das in Abb. 13 (Heft 47, S. 688) dargestellte Abhängigkeitsverhältnis zwischen der Differenz der beiden Hauptspannungen und der Elastizitätszahl, die ihrerseits wieder von der Wurzel der kleineren Hauptspannung abhängig ist. Die Beziehung lautet in t/m^2

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y - \sigma_z}{E}; \quad E = E_0 \sqrt{\frac{\sigma_z}{10 t/m^2}}$$

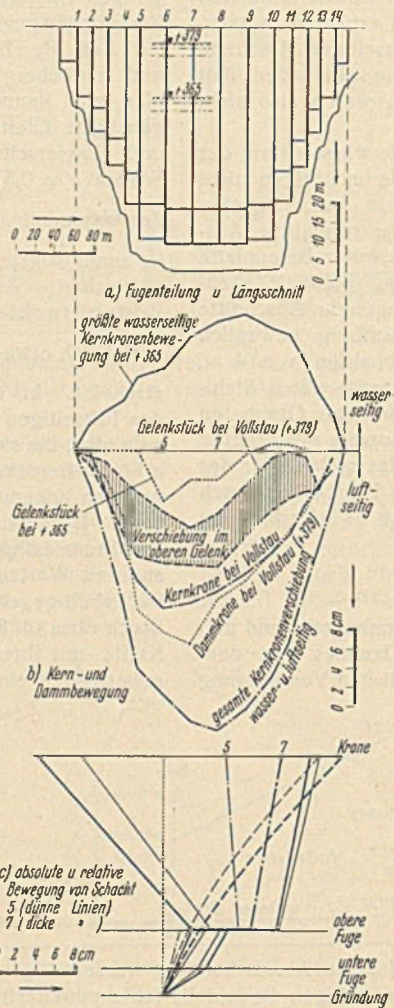


Abb. 64. Odertalsperre.

Darstellung der beobachteten Bewegungen der Kern- und Dammkrone sowie der Gelenke des Betonkerns bei mittlerer und höchstem Wasserstand.

diese Zusammenpressung soweit auftritt, als durch die waagerechten Kräfte (σ_y) der Reibungswiderstand des Bodens ($\sigma_x \mu$) überwunden wird²⁾. Dabei ist der Reibungswert einzusetzen, der in den Versuchen bei der ersten Bewegung festgestellt wurde, da Gleitebenen bei dieser Zusammenpressung kaum auftreten werden (hier $\mu \approx 0,67$). Damit ergibt sich eine weitere Annäherung für ϵ_y , die für die hier in Frage kommenden Böden lautet:

$$\epsilon_y = \frac{y}{l} = \frac{y \sigma_x 0,67}{\sigma_y}$$

Löst man diese Gleichung nach σ_y auf und setzt statt $\sigma_x = \gamma \cdot x$, wobei $\gamma = 2$ angenommen werden kann, ferner $\sigma_z = 0,4 \sigma_x$, so erhält man

$$\sigma_y = 0,4 x + \sqrt{E_0 y x^{3/2} \cdot 0,40 + (0,4 x)^2} \text{ (in } t/m^2 \text{)}$$

In dieser Gleichung wird E_0 nicht gleichmäßig eingesetzt werden dürfen, da durch die rückläufige Bewegung im oberen Abschnitt des Kerns eine Auflockerung und demnach wegen des vergrößerten Porenvolumens ein kleineres E_0 auftreten wird, als dem Druck entspricht; in dem unteren Abschnitt des Kerns tritt diese Auflockerung nicht auf. Nach den Versuchen mit Schotter wird der Wert E_0 (in tm^2) im oberen Abschnitt zwischen 35 und 150 schwanken, während er in dem unteren Abschnitt zwischen 200 und 350 anzunehmen ist.

Wie bereits oben gezeigt, setzt sich die Bewegung des Kerns aus einer allgemeinen Verschiebung des Damms und aus einer Zusammenpressung des Bodens zusammen. Die Verschiebung des Damms läßt sich berechnen, wenn die Gleitzahl festliegt. Eine angenäherte Berechnung gestattet die Annahme, daß die Gleitzahl für Boden in gleicher Weise von der Elastizitätszahl und der Querkontraktion abhängt wie bei homogenen Körpern. Die Querkontraktion wird hier vernachlässigt ($m = \infty$).

¹⁾ s. DWW 1933, S. 90.

²⁾ Statt σ_y kann auch an $\int \sigma_y dx$ gedacht werden; der Unterschied ist aber gering.

In dieser Gleichung ist σ_z die „Ringspannung“, stellt ϵ_y die Zusammenpressung dar oder das Verhältnis der Kernbewegung (y) zu der Strecke, auf der überhaupt eine Zusammenpressung stattfindet (l). Diese Länge ist nun nicht ohne weiteres festzustellen, jedenfalls nicht beobachtet. Eine Zusammenpressung des Gesamtdammes wird wohl nicht stattfinden, dagegen liegt die Vermutung nahe, die auch Bohrisch¹⁾ ausgesprochen hat, daß

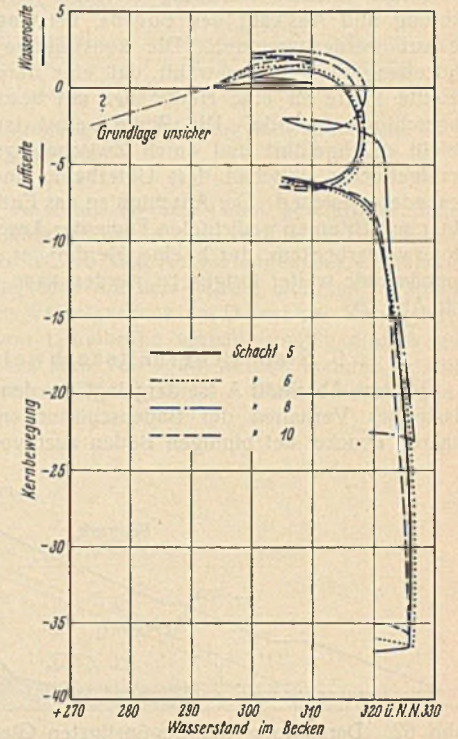


Abb. 65. Sösetalsperre. Bewegungen der Kernkrone an verschiedenen Stellen des Damms während des Einstaus in Abhängigkeit vom Wasserstand des Beckens. Die Bewegungen der Kernkrone während des Baues und bis zu einem Wasserstand von etwa 293 ü. NN. sind unsicher.

Der Gleitwinkel (Bogenmaß) $\gamma = \frac{H}{b \cdot 0,5 \cdot E_0 \sqrt{\frac{\sigma_{zm}}{10 \text{ t/m}^2}}}$; darin sind

H die Horizontalkräfte der Luftseite nach Abzug des an der Dammverschiebung nicht beteiligten Ruhedruckes, b die Querschnittsbreite, E_0 die Elastizitätszahl für 10 t/m^2 Ringspannung und σ_{zm} die mittlere Ringspannung des betrachteten Abschnitts. Führt man die Rechnung abschnittsweise durch, so ergibt sich für die beobachteten Kronenverschiebungen des Dammes von 25 bis 30 cm ein E_0 von 40 bis 30 $\text{kg/cm}^2 < \varphi$.

Diese Werte stimmen gut überein mit den versuchstechnisch ermittelten Zahlen für Schotter und den in vorstehender Rechnung unterhalb der Bewegungsfugen angesetzten Zahlen.

Damit lassen sich, wenn die Bewegungen bekannt sind, annähernd die Verteilung der Widerstände berechnen oder für bestimmte Lagerungen die Bewegungen und Widerstände des Bodens. Allerdings ist diese Auf-

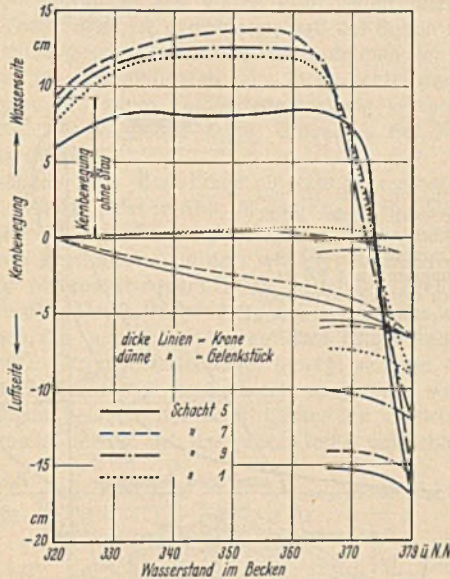


Abb. 66. Odertalsperre. Bewegungen der Kernkrone und des Gelenkstücks an verschiedenen Stellen des Dammes während des Einstaus in Abhängigkeit vom Wasserstand des Beckens.

gabe nicht immer eindeutig zu lösen. In Abb. 67 ist nun der Versuch gemacht, für verschiedene konstruktive Lösungen eine Berechnung durchzuführen, wobei die Größenverhältnisse und Bodenverhältnisse der Harztalsperre zugrunde gelegt wurden.

Von den angreifenden Kräften ist der Wasserdruck leicht und eindeutig zu bestimmen. Die Berechnung des Erddrucks der wasserseitigen Schüttung macht schon Schwierigkeiten. Die übliche Lösung der Aufgabe durch Feststellung des größten Erddrucks ist nicht angängig, da es sich hier um keine Sicherheitsberechnung, sondern um eine Spannungsberechnung handelt. Es ist nun bekannt, daß der größte aktive Erddruck bei der ersten Bewegung auftritt und bei den folgenden weiteren Bewegungen infolge Verfestigung in zunehmendem Maße sinkt (siehe auch Abschnitt A). Dies ist nach den vorgenommenen Bodenuntersuchungen für den hier in Frage kommenden Boden mit Bestimmtheit anzunehmen, da mit zunehmender Bewegung auch größere Strukturwiderstände in den Gleitflächen entwickelt werden können. Da es zu gewagt erscheint, hier aus den Bewegungen selbst einen Schluß auf die Größe der Kräfte zu führen, kann man nur feststellen, daß der im allgemeinen dreieckig angenommene Erddruck der Wasserseite in den unteren Schichten die Größe des Höchstdrucks erreichen wird, während er in den oberen Schichten dahinter zurückbleibt. Dies ist unter Zugrundelegung von $E_a = 0,25 W$ als Höchstdruck geschehen.

Die Widerstände zur Druckaufnahme entwickeln sich luftseitig abhängig von der Konstruktion des Betonkerns und von den Möglichkeiten, die eine Verschiebung und Verdrehung zulassen. Aus den Bewegungsbildern der beiden Talsperren ist zu ersehen, daß diese Möglichkeiten auch genutzt werden. Aus der Art der Bewegung, insbesondere aus der Verschiebung in der obersten Fuge, ist zu schließen, daß in der Fuge Reibungskräfte auftreten, die Summe der vom Erdwiderstand entwickelten Widerstände also geringer ist als die Summe der angreifenden Horizontalkräfte. Die Größe dieser Einzelkraft läßt sich aus Auflast und Reibung der Fuge berechnen. Außerdem wird in der Fuge auch mit einem Gelenkmoment zu rechnen sein. Das größte Moment kann, da Zugspannungen von der Fuge nicht aufgenommen werden können, dem

Moment eines Spannungsdreieckes entsprechen, das auf der einen Seite die Spannung 0, auf der anderen die Bruchspannung des Betons als Druckspannung zeigt. Das Moment kann auch kleiner sein. Die Einzelkraft und das Moment können auch verschwinden. Es handelt sich dann aber um einen Sonderfall, der nur bei besonderer Konstruktion eintreten wird.

Das gleiche gilt für die übrigen Abschnitte. In der unteren Fuge sind die Messungen unsicher. Bei verschiedenen Fugen wurde außer einer Drehung eine Verschiebung festgestellt, so daß auch hier eine waagerechte Einzelkraft und ein Gelenkmoment anzunehmen ist. Dies ist sicher der Fall bei der Gründungsfuge, da die gesamten auf der Wasserseite auftretenden waagerechten Kräfte unter keinen Umständen auf der Luftseite allein durch Bodendruck entwickelt werden können, solange nicht auch der Fuß des Kerns frei beweglich ist. Zur Berechnung dieser Kräfte steht außer den drei Gleichgewichtsbedingungen nur noch das Gesetz der Abhängigkeit zwischen Kernbewegung und Bodenwiderstand zur Verfügung. Für die Einzelkraft und die Gelenkmomente können nur Grenzbedingungen festgelegt werden. Eine eindeutige Lösung läßt sich nicht immer durchführen, es scheint verschiedene Kernbewegungen zu geben, die der Gleichgewichtsbedingung genügen, was auch die Bewegungsbilder vermuten lassen.

Trotzdem wird der Versuch gemacht, die möglichen Lösungen nach den oben gegebenen Grenzbedingungen auszuwerten, um wenigstens in etwa den Spannungszustand des Kerns darzustellen. Es ergeben sich dann etwa die Abb. 67, in denen die Kräfte und Momente eingetragen sind. Die zur Lösung nötigen Grenzbedingungen sind neben den Abbildungen vermerkt. Durch methodische Versuchsrechnung ist dann die Form der Bewegung festgelegt, die durch die Konstruktion gestattet wird und zugleich die Widerstände entwickelt, die den drei Gleichgewichtsbedingungen und den genannten Sonderbedingungen genügen. Für den eingespannten Fall mußte die Verformung des Betonkerns berücksichtigt werden; sonst ist darauf verzichtet worden. Für die Lösung mit zwei Fugen sind nur einzelne Fälle behandelt, da die Zahl der Möglichkeiten hier sehr groß ist und eine Festlegung der Gelenkmomente und Einzelkräfte noch nicht gegeben werden kann. Fall 7 und 8 stellen die an Söse- und Odertalsperre gewählte Grundlösung dar. Die Lösungen mit Wälzgelenken (Pfannen), bei denen nur eine Verdrehung gestattet ist, haben mehr theoretische als praktische Bedeutung, da bei den erheblichen Ausmaßen dieser Gelenke eine einwandfreie Herstellung kaum möglich sein wird. Die Spannungsberechnung aus Momenten und Vertikalkräften, die hier nicht wiedergegeben ist, ergibt für die bei den Harztalsperren gewählte Konstruktion und Bemessung keine Überschreitung der zulässigen Höhe. Bei den Lösungen mit einem Fußgelenk wird die Betonfestigkeit bereits erreicht, bei der eingespannten Form überschritten. Ein Bruch ist hier nicht mehr zu vermeiden.

Es soll hier nochmals unterstrichen werden, daß diesen Ermittlungen nicht der Charakter einer genauen statischen Untersuchung und Spannungsermittlung gegeben werden darf, sondern daß es sich nur um eine Betrachtung handelt, die sich bemüht, die Kernbeanspruchung der Größenordnung nach zu beschreiben. Die Auseinandersetzung war aber notwendig, um den verschiedenen Irrmeinungen, die über die Wirkung der Kräfte und über die Bewegungen des Kerns usw. im Umlauf sind, entgegenzutreten.

Die Ermittlungen zeigen bei allem Vorbehalt, der ihnen vielleicht entgegengebracht wird, daß die Lösung eines Pendelgelenkes, wie sie an Oder und Söse vorgesehen wurde, der Lösung mit einer Fuge unbedingt vorzuziehen ist. Die Betrachtung zeigt aber auch, daß neben der Ermöglichung einer Drehbewegung auch bei der Doppelfugenausbildung eine Verschiebung gestattet sein muß, keinesfalls eine Verdübelung in den Fugen angeordnet werden darf. Wird eine Aufteilung in mehrere Abschnitte vorgenommen, dann kann allerdings auf eine Verschieblichkeit, wenigstens in den oberen Fugen verzichtet werden. Ich möchte allerdings nicht verschweigen, daß mir eine derartig weitgehende Aufteilung des Kerns, die auch wir bei unseren Bauten überlegt hatten, nicht sym- pathisch ist.

Auf jeden Fall wird es sich empfehlen, die Frage der Spannungsverteilung und der Beanspruchung des Kerns versuchstechnisch zu klären, da Messungen am Bauwerk selbst in dieser Richtung außerordentlich schwierig durchzuführen sind. Solche Versuche sind ohne weiteres möglich und ohne allzu großen Maßstab geeignet, nicht nur die Spannungsverteilung in einem Erdstaudamm klarzustellen, sondern auch wichtige Aufschlüsse über die Spannungsverteilung im Boden selbst zu geben.

Werden derartige Versuche mit einer sorgfältigen Erforschung der Festigkeitseigenschaften und der Formänderung verbunden, wie sie verbesserte Bodenpressen zweifellos gestatten, so scheint es nicht ausgeschlossen, daß es auch gelingt, in das Verhalten des Bodens als Baustoff und des Bodens im Bauwerk mehr Licht zu bringen, was nicht nur für die wirtschaftliche Bemessung der Bauwerke selbst und die richtige Bodenauswahl und -zusammensetzung, sondern auch für die Kenntnis der Bodeneigenschaften selbst wichtig wäre.

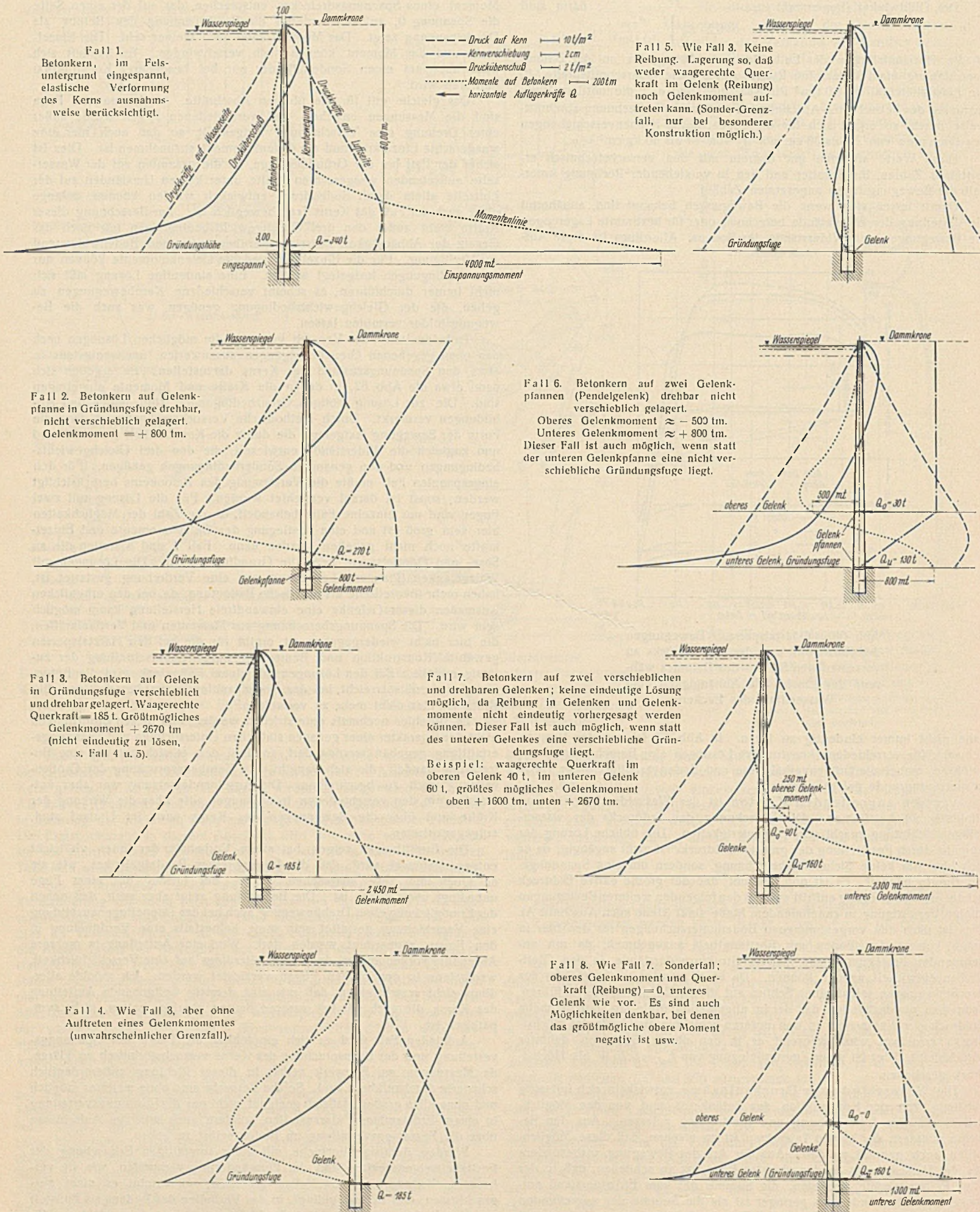


Abb. 67. (Fall 1 bis 8.) Statische Betrachtungen über die Beanspruchung des Kernes bei verschiedener konstruktiver Lösung und Ausbildung der Gelenke unter Beachtung der Schlußfolgerungen des Abschnitts A und der an den Harztalsperren beobachteten Bewegungen. (Die Bedingungen sind bei den einzelnen Fällen vermerkt.)

D. Bauliche Durchführung.³⁾

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover.

1. Grundsätzliche Erwägungen.

Auch die Herstellung der hohen Dämme stellte neuartige Aufgaben, deren Lösung zu einem großen Teil erst während des Baues der Sösetalsperre entwickelt wurde. An der Spitze der Erwägungen, die vor und während der Vergebung der Sösetalsperre angestellt wurden, stand die Frage der Bodeneinbringung und -verdichtung sowie die Lösung einer reibungslosen Zusammenarbeit der Erd- und Betonarbeiten. Daß der Boden durch Löffelbagger mit oder ohne Raupen zu gewinnen war, stand allgemein fest. Die Schwierigkeiten bzw. Kosten des Hochtransports des Bodens, die Notwendigkeit wiederholter Umlegung der Zufuhrgleise, Rangierbahnhöfe, Kippanschlässe und dieser selbst führten dazu, daß mehrere Vorschläge für Spezialmaschinen gemacht wurden. Die im Vertrag enthaltene Vorschrift, den Boden in 50 cm hohen Lagen einzubringen und zu verdichten, gab diesen Vorschlägen einen gewissen Vorschub. Den Vorschlägen ist gemeinsam, daß der Boden aus großer Höhe auf das Dammfeld geschüttet werden sollte, da man sich daraus nach den mit Absetzern im Abraumbetrieb von Braunkohlenwerken gemachten Erfahrungen eine besondere Verdichtungswirkung versprach. Außerdem wurde versucht, mit möglichst wenig Umbauten der Zufuhrgleise und Kippen auszukommen.

Am radikalsten löste diese Frage ein sehr interessanter Vorschlag der Firma Müller, Münster, der in Abb. 68 dargestellt ist. Das Material sollte von den beiderseits des Dammes gelegenen Gewinnungsstellen auf je einen Vordamm geschüttet, von dort wieder gewonnen und mit Förderbändern eines Massenverteilergerätes an beliebiger Stelle des Dammes abgeworfen werden. Der Rollenbandträger dieses Gerätes ist gegliedert und läuft in Schlenen, die an, zwischen beweglichen Türmen, gespannten Seilen aufgehängt sind. Um den Rollenträger bewegt sich ein endloses Förderband, das in dem Turm oder Auslegerarm ausgezogen werden kann, um ein gleichmäßiges Belegen der Schüttflächen zu erreichen. Nach Auflegen einer Schicht bewegt sich das ganze Gerüst um Schichtbreite weiter.

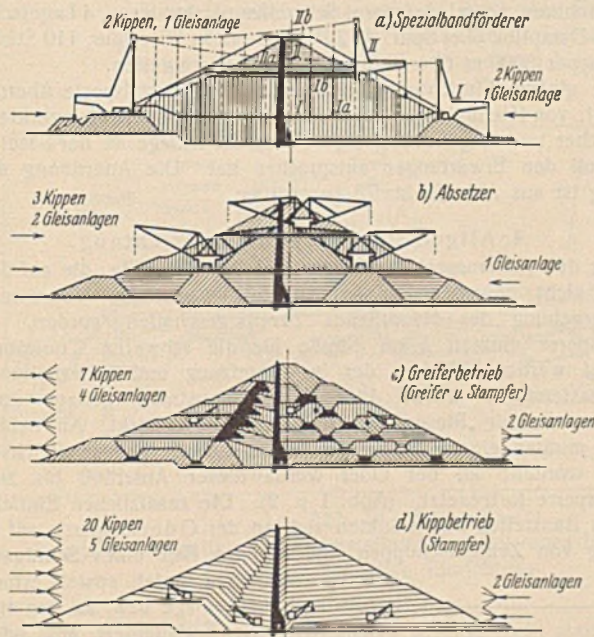


Abb. 68. Vor Vergebung des Sösetalsperrendammes erörterte Möglichkeiten der Dammschüttung.

Außerdem wurde Einbringung mit Kabelkranen, die in beweglichen und festen Türmen verankert, das ganze Dammfeld bestreichen konnten, und die Verwendung von Absetzern vorgesehen. Die Mehrzahl der Anbieter wollte statt besonderer Absetzer Greifer verwenden, wobei mehr Kippen und Rampen erforderlich wurden, aber eine bessere Verdichtung des Bodens erwartet wurde. In Abb. 68 sind die verschiedenen Lösungen verglichen. Trotz der in der Gleisführung liegenden Unbequemlichkeit wurde die zuletzt beschriebene Einrichtungsart (c) dem Verträge zugrunde gelegt, gleichzeitig aber bei Auftragserteilung die Richtung angegeben, in der eine Verbesserung der Durchführung zu suchen und zu finden war.

Die verschiedenartige Verdichtung zwischen den Kippdämmen und auf diesen selbst, durch das Greifergewicht allein, war ebensowenig

befriedigend wie die große Anzahl von Greifern zur Verteilung des Schüttgutes. Das Ziel der gemeinsam mit den Unternehmern durchgeführten Studien war, ein möglichst einfaches Gerät zu finden, das eine energische Verdichtung des Bodens auch noch bei einer Schütthöhe von 1 bis 2 m erreicht, was aus ausführungstechnischen Gründen erstrebt werden mußte. Dieses Ziel war nur zu erreichen durch Belastung und Erschütterung zugleich, also durch Rammern. Dabei war von vornherein klar, daß das Rammgewicht wie die Rammfläche erheblich sein mußten, wenn nicht nur eine Lockerung und Verlagerung des Schotterbodens, sondern eine Verkeilung und ein Zusammenrütteln erreicht werden sollten. Zweifel bestanden anfangs darin, ob ein Sondergerät nach dem Prinzip einer Dampfamme konstruiert werden sollte, oder ob man vom Ausleger eines gewöhnlichen Raupenbaggers einfach eine schwere Eisenplatte fallen lassen sollte. Ausschlaggebend für die Wahl einer Freifallamme war der Grundsatz, jegliches Sondergerät zu vermeiden und mit bewährten Methoden und gleichartigen Maschinen die Arbeiten durchzuführen. Auf das Ergebnis von Versuchen hin konnte die Höhe der Schüttlagen von 0,5 m in 1,5 m umgeändert werden, da sich hierbei die größte Wirtschaftlichkeit für Schüttung und Dichtung bei größter Verdichtungswirkung ergab; es sind aber bis zu 3 m hohe Schüttungen mit Erfolg abgerammt worden. Weiteres über die Verdichtung siehe unten.

2. Ausschreibung und Vergebung.

In der Ausschreibung der Sösetalsperre, die einen Damm und eine Mauer umfaßte, konnten Anweisungen über die Art der gewünschten Durchführung noch nicht gegeben werden. Auch im Verträge mußten noch wesentliche Punkte offen gelassen werden, was aber dank der ausgezeichneten sachlichen Zusammen- und Mitarbeit der Firmen in keinem Falle zu vertraglichen Schwierigkeiten geführt hat. Obgleich die Ausschreibung bereits Anfang 1928 stattfand, wurde der Bau erst gegen Ende Juli nach langwierigen Verhandlungen vergeben, die der Entscheidung der Frage Damm—Mauer und der Wahl der Bauweise für den Damm galten und durch Verhandlungen mit den politischen Ausschüssen und einen bei der damaligen Arbeitslosigkeit verständlichen Kampf der Firmen um die Auftragserteilung ausgefüllt waren. Da die Sösetalsperre nach dem ursprünglichen Plan bereits 1930 im Betrieb sein sollte, mußten sehr scharfe Vorschriften für die Einhaltung des Fertigstellungstermins gegeben werden und vor allem für die erste Zeit ein sehr umfangreiches Bauziel gefordert werden. Der Vertrag enthielt vor allem zwei leitende Gesichtspunkte, von denen der eine der Entwicklung der richtigen Baumethode galt, der andere den ersten Teil der Bauzeit mit Leistungen überlastete. Die letzteren Festlegungen führten dazu, daß die Firmen in dem Bestreben, den Forderungen des Bauherrn zu entsprechen, die Baustelle an zu vielen Stellen in Angriff nahmen, was sich besonders dadurch ungünstig auswirkte, daß die endgültige Bauweise erst Mitte 1929 festlag und auch die Sondergeräte nicht sehr viel früher eintrafen.

An der Odertalsperre waren die Verhältnisse viel einfacher, da bei der konstruktiven Gestaltung auf die Ausführung viel mehr Rücksicht genommen werden konnte und außerdem Ausschreibung wie Vertrag auf einem klaren Betriebsplan für den Gesamtbau aufgebaut waren. Die Durchführung wurde bei beiden Talsperren von derselben Firmengruppe: Beton- und Monierbau AG., Peter Bauwens und Peter Büscher nach gleichen Grundsätzen besorgt, so daß auch die Durchführung der beiden Bauwerke zusammen besprochen werden kann.

3. Leistungsumfang und Geräteeinsatz.

Nach der Ausschreibung, die für die Einrichtung der Baustelle maßgebend war, mußten an der Sösetalsperre 1,8 Mill. m³ Boden gewonnen, gefördert und eingebaut, etwa 100 000 m³ Steine gebrochen und aufbereitet und 80 000 m³ Beton hergestellt werden. Im Verlaufe des Baues wurde durch konstruktive Änderungen die Bodenmenge der Sösetalsperre auf 1,9 Mill. m³ vermehrt, wozu aber infolge der starken Verdichtung 2,1 Mill. m³ im Abtrag erforderlich waren.

An der Odertalsperre, bei der die Ausschreibungs- und Abrechnungsmasse nicht wesentlich voneinander abwichen, da der Boden an der Gewinnung dichter gelagert war, als an der Söse, waren etwa 1,4 Mill. m³ Boden zu gewinnen bzw. einzubauen, etwas über 100 000 m³ Steine zu brechen und teilweise aufzubereiten und rd. 60 000 m³ Beton und Eisenbeton herzustellen (Abb. 69 u. 70).

Die Bodenmassen waren bei der Söse- und Odertalsperre aus dem Talgrunde und den Hängen ober- und unterhalb des Sperrdamms oder innerhalb der Becken zu gewinnen sowie aus den Baugruben der Bauwerke selbst. An der Odertalsperre wurde auch verlangt, daß der Abraum der Steinbrüche weitgehend einzubauen war. Aus dem Unterwasserbecken der Sösetalsperre konnte nicht sehr viel mehr als $\frac{1}{10}$ der Gesamt-Bodenmassen gewonnen werden, während an der Odertalsperre fast $\frac{1}{3}$ von dort zu gewinnen war. Da die vorgesehenen Massen an der Söse nicht reichten, mußte am linken Hang etwa 1,5 km oberhalb der Sperre der dort anstehende faule Schiefer abgebagert werden. Während man an

³⁾ Dieser Abschnitt wird vor den Betriebsanlagen gebracht, da die Frage der Ausführung bei Dämmen aufs engste mit der Wahl der konstruktiven Lösung zusammenhängt. Bezüglich der konstruktiven Lösung der Betriebsanlagen, deren Herstellung hier mitbesprochen wird, muß also auf den später erscheinenden Teil E verwiesen werden.

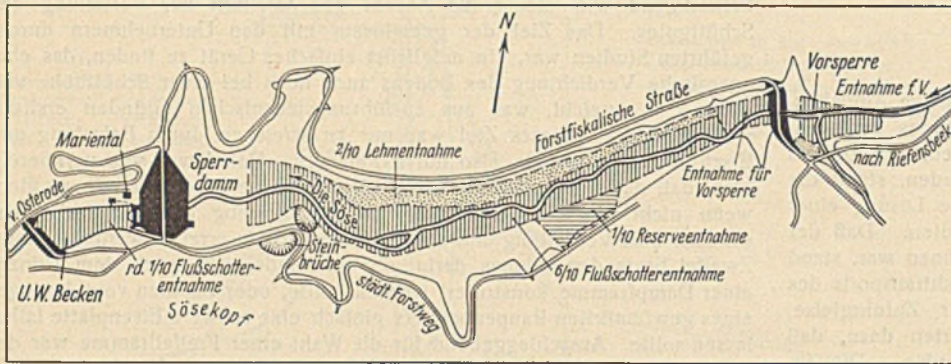


Abb. 69. Sösetalsperre. Boden- und Felsgewinnungsstellen für Haupt- und Vorsperrendamm.

der Sösetalsperre noch Bedenken hatte, die Bodenentnahme im Talgrunde bis unmittelbar an den Sperrdamm heranzuführen, wurde an der Odertalsperre die Entnahme unmittelbar am wasserseitigen Fuße des Dammes begonnen, da die schottrige Talüberlagerung Undichtigkeiten keinesfalls verhindern konnte. Der Mutterboden für die Abdeckung der luftseitigen Böschung wurde aus der Abdeckung der Gewinnungsstellen gewonnen. Seine Güte (Waldboden) ließ an der Sösetalsperre zu wünschen übrig, die Berasung machte deshalb Schwierigkeiten, während an der Oder, wo guter Wiesenboden zur Verfügung stand, eine dichte und feste Rasennarbe in kürzester Zeit sich ohne Ansaat bildete.

Das Steinmaterial wurde, soweit es nicht aus dem Baugrubenaushub gewonnen wurde, an beiden Talsperren aus zwei Steinbrüchen gewonnen. An der Sösetalsperre war ursprünglich geplant, den unteren Steinbruch

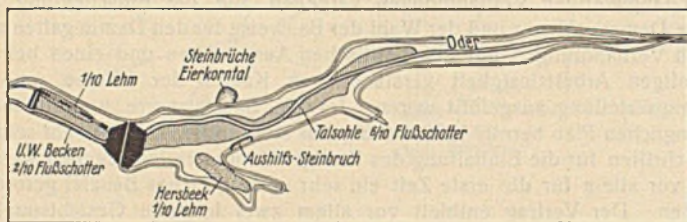
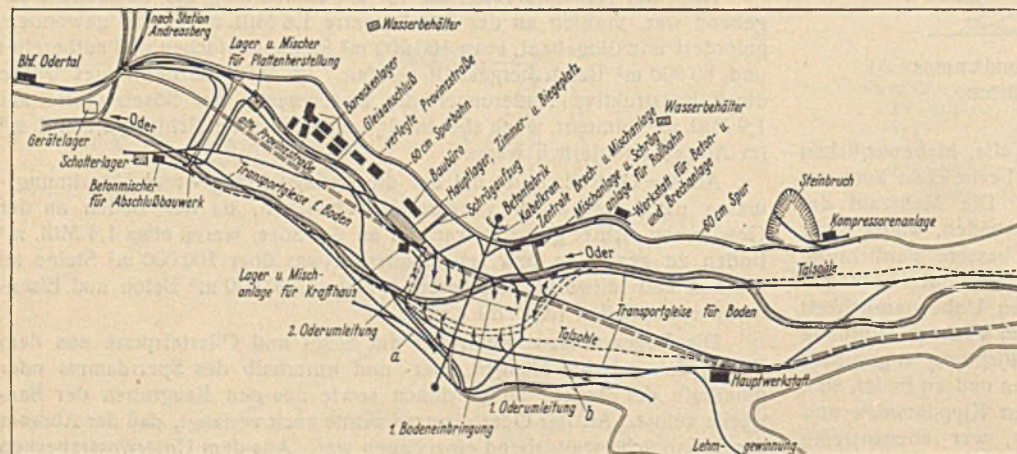


Abb. 70. Odertalsperre. Boden- und Felsgewinnungsstellen. (Anderer Maßstab als Abb. 69.)

zur Betonierung der Bauwerke der Talsohle, darüber hinaus nur zur Bruchsteingewinnung auszunutzen und den übrigen Schotter, Splitt usw. aus dem oberen Steinbruch zu gewinnen. Da der obere Steinbruch zu viel Abraum brachte, mußte später doch über einen Aufzug von dem unteren Steinbruch Material in die hochgelegene Aufbereitungsanlage gefördert werden. An der Odertalsperre wurde von der neuverlegten Straße aus bereits bei Beginn des Baues das Steinvorkommen im Eierkornthal erschlossen; am Ende des Baues wurde in geringem Maße zur Gewinnung von Bruchsteinen ein Steinvorkommen in der Talsohle am linken Hang ausgebeutet.

Von auswärts anzuliefern war außer Zement, Traß, Rundeisen, Isolier- und Dichtungsmaterial bei beiden Talsperren Sand zur Verbesserung des Korngemisches im Beton und zur Herstellung von Putz. Die Einrichtungen für den Sandantransport an der Sösetalsperre wurden allerdings erst später



a Luftseitige Gleisrampe zur Verbindung des wasserseitigen Bodenbetriebes und der Werkstatt mit dem Hauptlager und dem Anschluß an die Reichsbahn. b Wasserseitige Gleisrampe, die den gleichen Zwecken dient, von der aus aber vor allem die Schüttung des wasserseitig gewonnenen Bodens geschah.

Abb. 71. Odertalsperre. Baustelleneinrichtung mit Darstellung der für die verschiedenen Schütthöhen erforderlichen Gleisanlagen.

geschaffen, als sich herausstellte, daß mit dem gebrochenen Material allein auszukommen war und erhebliche Sandmengen erforderlich waren.

Zum Antransport der Baustoffe, deren Gewinnung und Verarbeitung war folgendes Großgerät eingesetzt:

5 Schienenlöfelbagger 2 m³, 5 Raupenlöfelbagger mit Greifer- bzw. Rammgeschirr, 31 Dampflok 90er Spur 160 bis 220 PS, 220 Holzkastenkipper 4 m³ mit Einmannkippvorrichtung, 20 km 90er Spurgleise auf Holzschwellen (Schiene Preußen 6 auf Unterlagsplatten) mit 80 Weichen, 1 Ausleger-Gleisrückmaschine, 3 eiserne Planierpflüge, 1 fahrbarer 3-t-Gleiskran, Elektromotoren, Kreiselpumpen, Benzinmotorpumpen, Diaphragmapumpen, 1 Werkstatt (3 Wellblechhallen 12 × 40 m) mit Drehbänken, Bohrmaschinen, Eisenhobelmaschinen, hydraulischer Räderpresse, elek-

trischen und autogenen Schweißapparaten, Kreis- und Bandsägen, Federhämmern, Schmirgelmaschinen, fahrbarem Laufkran, 1 Lagerschuppen (Wellblechhalle), Niederspannungsleitungen, Wasserbehälter (ortsfeste und fahrbare), mehrere Kilometer Rohrleitungen.

Die Einrichtung für die Beton- und Felsarbeiten umfaßte: je 1 ortsfeste Kompressoranlage mit Windkessel in den Steinbrüchen und an der Kernmauer, Preßluftgerät für die Steingewinnung, 1 Raupenbagger bzw. -greifer für Steinbruch, eine Schrägaufzuganlage vom unteren zum oberen Steinbruch, 1 Aufbereitungsanlage mit 2 Grobbrechern 650/300, 1 Doppelbrecher 400/250 und 800/150, 1 Nachbrecher 400/250, 2 Walzenbrecher 960/600, Siebtrommeln, Schüttelviele, Elevatoren, Silos für 3 Größen Zuschlagstoffe und Bindemittel, selbsttätige Raumabmeßvorrichtungen für Zuschlagstoffe und Bindemittel, Lagerschuppen für Zement und Traß, 2 Betonmischmaschinen 1000 l, 2 Torkretanlagen, Injektionsgerät, Hochdruckkreiselpumpen, 1 Bremsbergvorrichtung, 1 Kabelkrananlage mit ortsfesten Türmen von 516 m Spannweite, Sägegatter, Kreis- und Bandsägen, 1 Werkstätte mit Bohrschärf- und -härtmaschinen und Öl-Glühofen, Drehbänken, Bohrmaschinen, Schmiedefeuern, Schweißapparaten usw., 4 Lagerschuppen, 1 60-PS-Dampflok 60er Spur, 3 12-PS-Benzolloks 60er Spur, 110 Stück Holzkastenkipper 5000 m 60er Spurgleis auf Holzschwellen.

Die gleiche Einrichtung wurde nach der Odertalsperre übernommen und dort, von Kleinigkeiten abgesehen, lediglich für die Steinzerkleinerung (Vorbrecher und Kugelmühle) ergänzt, da die Anlage an der Sösetalsperre nicht voll den Erwartungen entsprochen hat. Die Anordnung der Einrichtung ist aus Abb. 71 bis 73 zu ersehen.

4. Allgemeine Baustelleneinrichtung.

Für den Antransport der Geräte und der Baustoffe, die auf den Baustellen nicht gewonnen werden konnten, waren die Voraussetzungen vor Vergebung des Hauptbaues bereits geschaffen worden. An der Sösetalsperre mußten 5 km Straße für die schweren Transporte hergerichtet werden. Neben der Instandsetzung und Unterhaltung einer Kleinpflasterstraße wurde hier eine Betonstraße gebaut und eine Schotterstraße mit „Riesen-Schotter“-Pflaster verstärkt. An beiden Talsperren mußten eigene Entladegleise am nächstgelegenen Reichsbahnhof gebaut worden; an der Oder wurde dieser Anschluß bis zum Fuß der Talsperre fortgesetzt. (Abb. 1 u. 2). Die zusätzlichen Einrichtungen auf den Baustellen beschränkten sich an der Odertalsperre auf die Errichtung von Zementschuppen und auf den Bau eines Schrägaufzuges, mit dem das Baumaterial, soweit erforderlich, zur Aufbereitungsanlage bzw. zu den einzelnen Baustellen vom Entladegleis aus oder vom Hauptlager, das unmittelbar an die Gleisanlage anschloß, transportiert werden konnte. Im Anschluß an das Lager wurde auch die Zimmererei, die Materialprüfanstalt und die Eisenbiegerei eingerichtet. Die Hauptwerkstatt wurde nach einigem Schwanken in das Herzbeektal, in den Schwerpunkt des Bagger- und Transportbetriebs, gelegt und so hoch angeordnet, daß ein Einstau der Sperre vor Beendigung der Bauarbeiten und der Schlußreparatur bis zu 25 m möglich war. Über die Transportgleise des Bodenbetriebs war bis zuletzt eine Verbindung mit dem Vollbahnanschluß ermöglicht. Dem Betonbetrieb diente eine kleinere Werkstatt auf Höhe der Sperrdammkronen in unmittelbarer Nähe der zentralen Brech- und Mischanlage am rechten Hang. Baubüro, Mannschaftsbaracken und die zur Verpflegung der von auswärts herangeholten Arbeitslosen erforderliche Kantine waren unterhalb des Sperrdamms am rechten Hang wegen der ungünstigen Witterungs-

verhältnisse im Harz zum großen Teil massiv, als leichte Fachwerkbauten, errichtet (Abb. 71).

An der Sösetalsperre war die Einrichtung weniger geschlossen, da in zwei Abschnitten gebaut wurde, außerdem der Steinbruch und damit auch die Aufbereitungsanlage nicht auf der Straßenseite lagen (Abb. 72 u. 73). Die erste Aufbereitungsanlage im Talgrunde lag an der Talstraße am rechten Ufer. Nach Hochlegung der Aufbereitungsanlage mußte eine besondere Gleisanlage von einer neuen Umladestelle an der Straße zur Aufbereitungsanlage gebaut werden. Zimmererei, Holzlager und Biegeplatz wurden am rechten Hang, unmittelbar unter dem Damme angeordnet, nachdem der Kabelkran im Betriebe war. Bis dahin war auch diese Anlage im Talgrunde oberhalb der Talsperre untergebracht und über die alte Talstraße zugänglich. Die Werkstätten wurden im Engtall auf Höhe der früheren Talstraße errichtet und waren nach Unterbrechung der alten Straße nur noch über die Gleisanlagen zugänglich, zeitweise ohne einen unmittelbaren Anschluß an die Straße. Außerdem lagen die Werkstätten zu tief; da aber auch die Gleisanlagen für den Bodentransport, die an der Werkstatt vorbeiführten, in ihrer Wurzel verhältnismäßig tief lagen, desgleichen der Steinbruch im Talgrunde, der bis zuletzt ausgebeutet

man sich, da der Kabelkran erst im Frühjahr 1929 in Betrieb kommen konnte, am linken Hang oberhalb der Talsperre, zwischen dem unteren Steinbruch und der Baustelle eine besondere Brech- und Mischanlage zu errichten, die nach Vollendung der Bauten im Talgrund im Winter nach oben verlegt werden sollte. Da die Betonarbeiten im Winter 1928/29 bei weitem noch nicht beendet waren, mußte diese Anlage auch im Jahre 1929 in Betrieb bleiben und konnte erst viel später umgebaut werden. Das hatte zur Folge, daß tatsächlich zwei Brech- und Mischanlagen errichtet werden mußten, wenn auch die Zerkleinerungsmaschinen und das Zubehör nicht doppelt beschafft werden mußten.

Zur Vorbereitung der Baugruben mußte zuerst für die beiden Entnahmestollen ausreichende Vorflut nach der Söse geschaffen werden. Wie Abb. 74 zeigt, wurde dabei so verfahren, daß zuerst die Baugrube der nördlichen Entnahme zur Sösedurchleitung verwendet wurde, während die südliche Entnahme betoniert wurde. Um keine Zeit zu verlieren, wurde noch eine dritte Vorflut zur Söseumleitung geschaffen, denn die Entnahme Süd konnte noch nicht freigegeben werden, die Betonierung der Entnahme Nord aber wurde dringend, weil sonst der Bodenbetrieb eingestellt werden mußte.

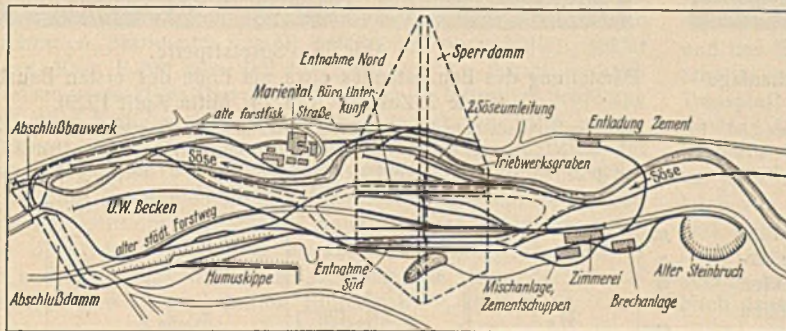


Abb. 72. Sösetalsperre.
Baustelleneinrichtung während des ersten Bauabschnitts;
Herstellung der Bauwerke in Talsohle
mit den während dieser Zeit vorhandenen Hauptgleisanlagen.

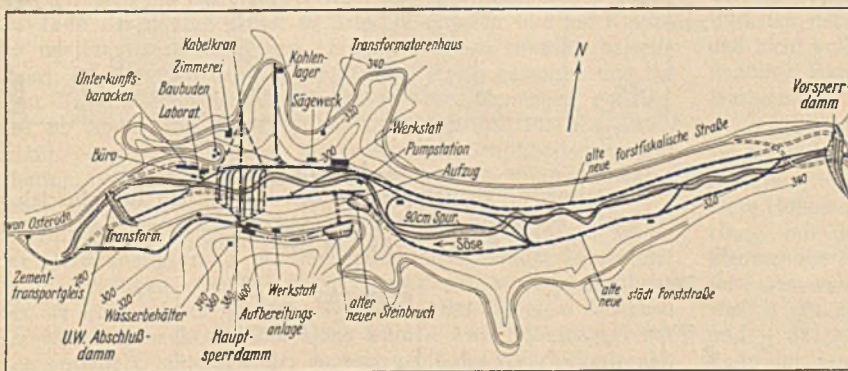
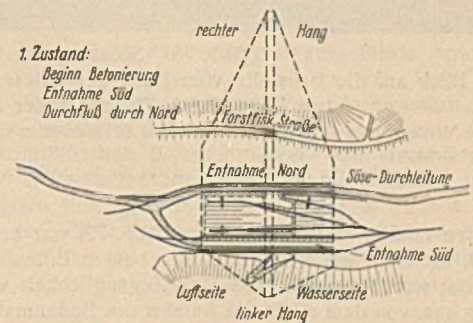
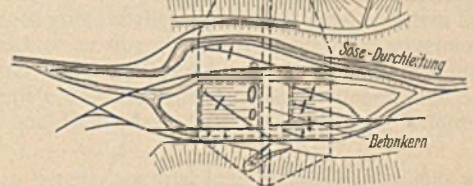


Abb. 73. Sösetalsperre.
Baustelleneinrichtung nach Umstellung des Betriebes für den 2. Bauabschnitt;
endgültige Einrichtung.



2. Zustand:
2. Durchfluter fertig, Betonierung Süd fertig, Beginn Betonierung Entnahme Nord



3. Zustand:
Betonierung in Talsohle fertig

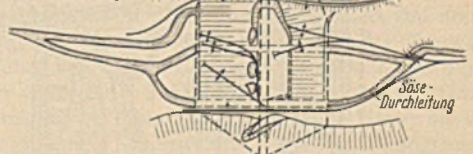


Abb. 74. Sösetalsperre. Die Entwicklung des ersten Bauabschnitts vor Umstellung des Bodenschüttbetriebes (Abb. 77).

werden mußte, konnte ein vorzeitiger Einstau sowieso nicht stattfinden. Die Arbeiter erhielten ihre Unterkunft in ausgebauten Hallen einer am Fuß der Talsperre liegenden alten Fabrik, in der auch Kantine, Baubüro und Materialprüfanstalt untergebracht waren. (Fabrik Mariental.)

5. Die Krise der Baudurchführung.

Ich habe bereits darauf hingewiesen, daß an der Sösetalsperre durch die Vertragsbestimmungen und die Anordnung der Betriebseinrichtungen der Talsperre im Talgrunde zu Anfang des Baues besondere Schwierigkeiten entstanden, die erst etwa Mitte 1929 behoben werden konnten. Hervorgerufen wurde diese Krise durch die geforderte Überstürzung der ersten Bauarbeiten und die gleichzeitige Inangriffnahme verschiedener Arbeiten, die, auch terminlich betrachtet, besser hintereinander ausgeführt worden wären. Da der Beginn eines Baues meist ausschlaggebend für das Schicksal der Baudurchführung in terminlicher wie finanzieller Hinsicht ist, möchte ich näher auf diese Zeit eingehen.

Um die gestellten Leistungen mit einiger Sicherheit zu erreichen, mußte möglichst schnell für eine Vollendung der Bauwerke in der Talsohle selbst gesorgt werden. In erster Linie mußten zu diesem Zwecke die beiden Entnahmen, in zweiter Linie auch der Kern etwa bis zur waagerechten Fuge fertiggestellt werden. Aus diesem Grunde entschloß

Die zur Herstellung der Umfluter und Entnahmebaugruben in großer Zahl angesetzten Bagger mußten natürlich beschäftigt werden und wurden zur Ausbaggerung des Unterwasserbeckens angesetzt. Durch die Zerteilung der Talsohle in sechs Abschnitte war aber die Unterbringung des Bodens im Dammfeld sehr bald erschöpft, eine wirtschaftliche Schüttung jedenfalls nicht mehr möglich, da die Kippgleise immer kürzer und steiler wurden. Die erwähnte Zerteilung der Baugrube gestattete außerdem nur eine Anlage der Schüttgleise quer zum Kern, die sich bald als unzweckmäßig und nicht aufnahmefähig herausstellte. Dazu kam, daß diese Gleisanlagen durch die Betongleise wiederholt gekreuzt werden mußten. Um dadurch nicht neuen Platz wegzunehmen, wurden die Entnahmen überbrückt, der Beton von diesen Brücken aus in die Schalung gebracht. Diesen Zustand zeigt am besten die Aufnahme der Baustelle Abb. 75, auf der man neben den stillen Schüttgleisen und den zur Verteilung des Bodens angesetzten Greifern auch die Betoniergleise und die über der luftseitigen Entnahme Süd errichtete Brücke sieht, und Abb. 76, aus der der Endzustand dieses Betonierbetriebes und die beginnende Überschüttung der Entnahmebauwerke zu ersehen ist.

Es war klar, daß mit dieser Anordnung der Gleise kein Boden mehr unterzubringen war, und selbstverständlich, daß so schnell wie irgend möglich ein Umlegen der Kippgleise parallel zur Kernbaugrube erzwungen

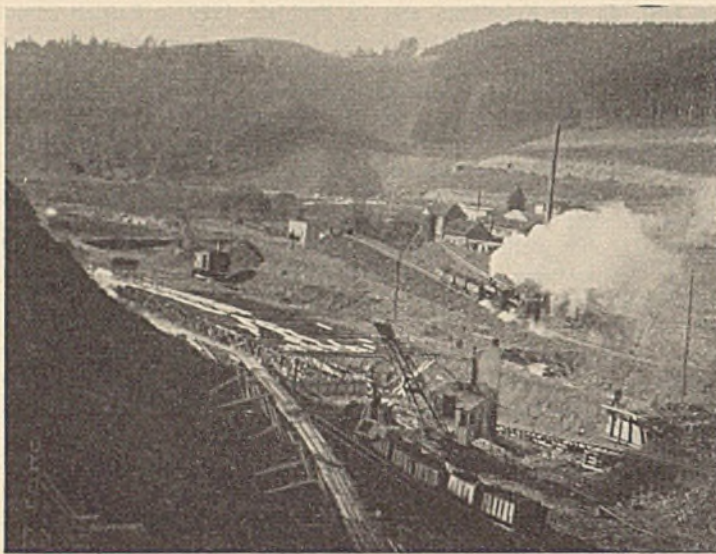


Abb. 75. Sösetalsperre.

Blick auf die Baustelle vom Dach der unteren Betonmischanlage (etwa Ende des 1. Zustandes der Abb. 74).

Im Vordergrund Gleiszuführung von der Betonmischanlage zur Entnahme Süd. In der Ecke rechts unten Betonkern geschallt. In der Mitte rechts die alte Fabrik Mariental; darüber die Ausschachtungen für die Serpentin der Straßenverlegung.

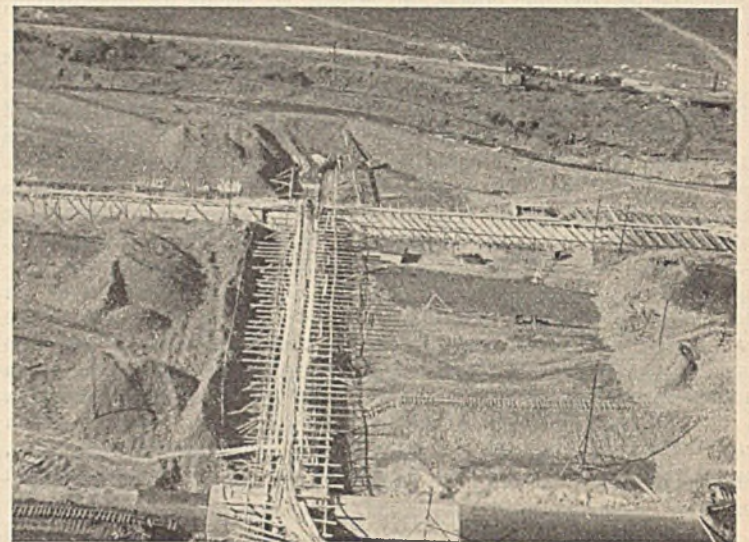


Abb. 76. Sösetalsperre.

Darstellung des Bauzustandes etwa am Ende des ersten Bauabschnitts (Ende 2. Zustand Abb. 74, Mitte April 1929).

Im Vordergrund Entnahme Süd fertig, rechts und links Überfüllung bereits begonnen; in der Mitte des Bildes Kernbaugrube mit Betongleis; im oberen Drittel Entnahme Nord, Betonierung abgeschlossen; dahinter die Reste der Söseumleitung; darüber die alte forstfiskalische Straße.

werden mußte. Dieser Übergang (Abb. 77) war erst möglich Mitte 1929, nachdem die Söse durch die beiden Entnahmebauwerke abgeleitet werden konnte und eine Zugänglichkeit von dem rechten Hang aus, von dem allein die Anfahrt des Bodenmaterials geschehen konnte, uneingeschränkt erreichbar war. Von diesem Augenblicke ab waren die Schüttflächen in großem Umfange aufnahmefähig und ein regelmäßiger Betrieb reibungs- und störungslos durchführbar.

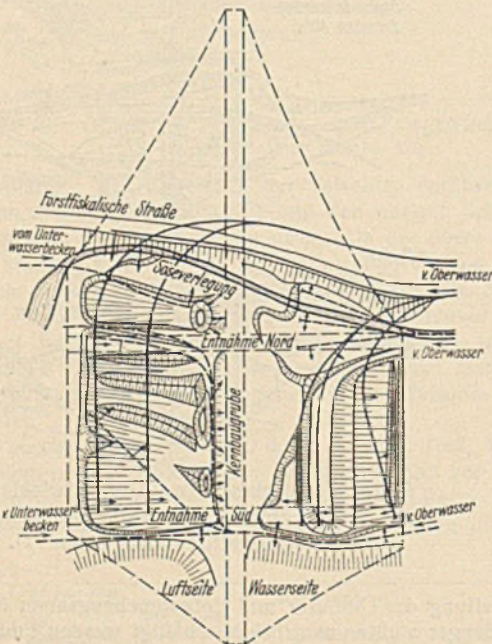


Abb. 77. Sösetalsperre. Übergang vom Quer- zum Parallelbetrieb der Bodenkippen. Beginn des 2. Bauabschnitts.

Gleisanlagen des alten Querbetriebes gestrichelt; Gleisanlagen des neuen Parallelbetriebes ausgezogen. Die Pfeile an den Gleisanlagen geben die Richtung an, in der die Kippe fortschreitet.

Nachträglich läßt sich feststellen, daß es nicht nur billiger gewesen wäre, sondern auch die Fertigstellung der Arbeiten beschleunigt hätte, wenn man die Söse an den linken, südlichen Hang verlegt und zuerst mit allen Mitteln die Herstellung der nördlichen Entnahme erzwungen hätte. Man hätte dann den ganzen Abschnitt nördlich der südlichen Entnahme zur Schüttung mit Kippgleisen frei bekommen, die parallel zur Kernachse lagen, und den freibleibenden Keil zum linken Hang nach Fertigstellung der dort liegenden Entnahme verhältnismäßig einfach und schnell ausfüllen können. In diesem Falle hätte sich auch der Winter 1928/29

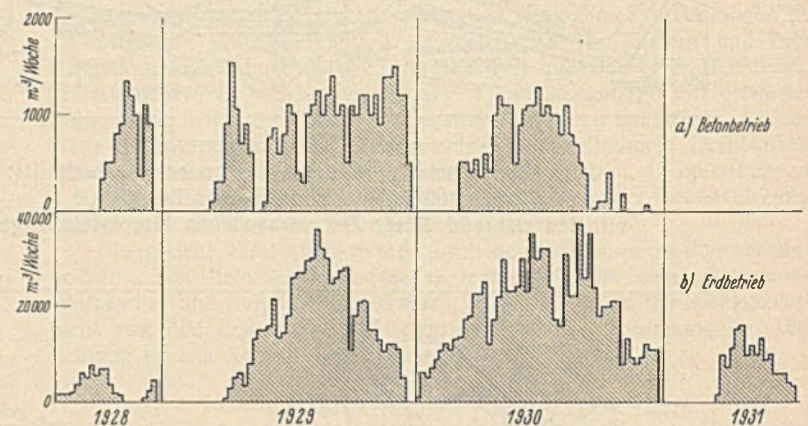


Abb. 78.

Sösetalsperre. Betriebsplan für den Boden- und Betonbetrieb.

Die Einschnitte in den Leistungen im Beton- und Erdbetrieb insbesondere der Jahre 1928 und 1929 sind auf Behinderung zurückzuführen (siehe Text).

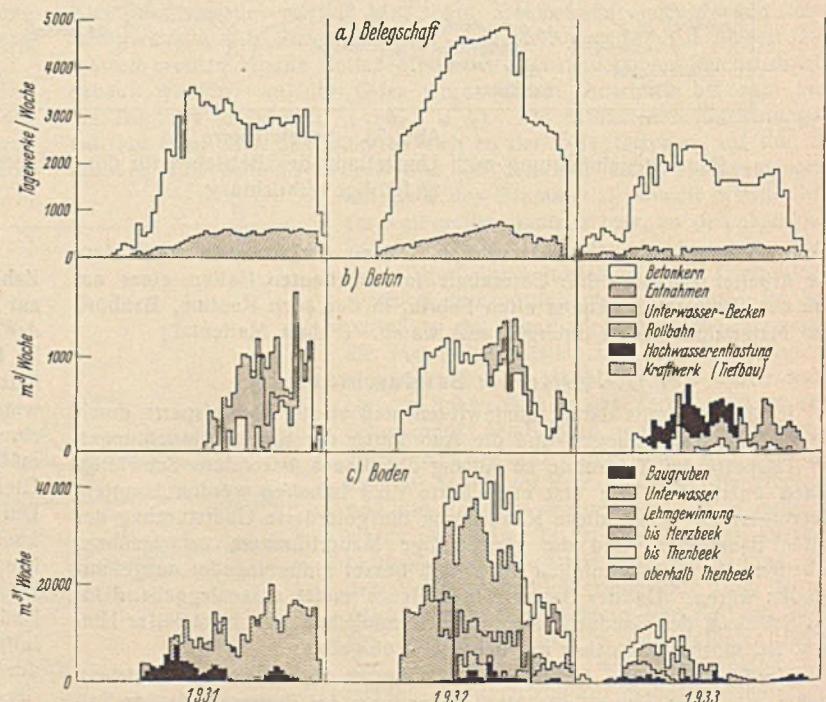


Abb. 79. Odertalsperre. Baubetriebsplan mit Darstellung der Belegschaft (Arbeitslose schraffiert).

nicht in dem Maße störend bemerkbar gemacht, wie das bei der gewählten Durchführung der Fall war. Für die gewählte Lösung ist die vorgeschriebene gleichzeitige Inangriffnahme beider Entnahmen verantwortlich zu machen.

An der Odertalsperre wurde von Anfang an anders verfahren, erleichtert durch die Zusammenlegung der beiden Entnahmen in den rechten Hang und durch einen früheren Beginn der Arbeiten. Hier wurde zuerst die Baugrube für die Entnahme geschaffen, sodann die Oder an die linke Seite gedrückt und das breite Talfeld zwischen der Entnahme und der Oderumleitung mit Gleisen verfüllt, die von vornherein richtig lagen und auch entsprechend aufnahmefähiger waren. Außerdem kam aber an der Odertalsperre die sofortige Bereitschaft des Kabelkrans zustatten, die eine Überquerung des Tales mit Betoniergleisen unnötig machte und zuließ, daß schon die ersten Betonarbeiten von der endgültigen Brech- und Mischanlage durchgeführt werden konnten. Die Verteilung des Betons geschah von einer auf Gleisen verfahrbaren Verteilanlage, die neben der Entnahmebaugrube lief und keine Gerüste erforderlich machte. Da an der Odertalsperre die Hauptzufuhr des Bodens nur vom linken Hang aus stattfinden konnte, wurde sehr bald der Betrieb dorthin verlegt und, da der Grundablaß noch nicht zur Durchleitung der Oder in Anspruch genommen werden konnte, die Oderumleitung am linken Hang in großen Rohren (zum Verschrotten bestimmte Kessel) gefaßt und überschüttet; später wurden dann diese Rohre zum Teil ausgebaut und als Schrott verkauft bzw. mit Steinen verpackt im Damm belassen. Da die luftseitige Schüttung bei etwa gleicher Breite mehr Bodenmasse aufzunehmen hatte, mußte auch eine etwas höhere Lage der jeweiligen Schüttung gegenüber der wasserseitigen angestrebt werden; man konnte sich also, da es sich nur um einige Monate Unterschied handelte, darauf beschränken, diese Überquerung auf der Luftseite anzuordnen. Infolge dieser Maßnahmen bestanden an der Oder von Anfang an keine Schwierigkeiten, und es zeigte sich auch kein Einschnitt in der Leistung, wie sie an der Söse in den Jahren 1928 und 1929 wiederholt eintraten (Abb. 78 u. 79).

6. Bodenbetriebsabschnitt.

Im übrigen wurden die Erdarbeiten nach folgendem Gleichmaß an beiden Talsperren ausgeführt.

Dem Baugrubenaushub bzw. der Materialgewinnung ging die Mutterbodenabdeckung voraus, die jeweils mindestens zwei Baggerschnittbreiten vor Ansetzen der Löffelbagger arbeitete. Der Mutterboden wurde im ersten Teile der Bauzeit sofort in Bauzüge geladen und auf Kippen außerhalb der Stauffläche abgelagert. Später wurde er zunächst beiseite gesetzt, nach Durchtreiben der Baggerschnitte in diese geworfen und bei Bedarf mit Raupenlöffeln für das Abdecken von Böschungen geladen. Ladegleise für Abdeckung wurden meist zu Ladegleisen für den ersten Baggerschnitt benutzt. Ladegleise, die zuletzt zum Schüttbodentransport gedient hatten, dienten auch als Ladegleise für schließlich abzufahrenden Mutterboden aus den Schnitten.

Beim Aushub der langgestreckten und tiefen Baugruben waren außer der Geröllüberlagerung im Dammfelde noch mürber Tonschiefer und Fels zu beseitigen. Bis auf wenige Ausnahmen wurden sämtliche Baugruben im Rohen durch Bagger ausgehoben. Bei längerem Anstehen fester Grauwacke in mehr als 2 m Höhe wurden zwei Löffelbagger der Höhe nach gestaffelt, hintereinander angesetzt, die das vorgelockerte und aufgeschossene Gestein losrissen und in Bauzüge luden. Die Reißfähigkeit der Schienenlöffelbagger (M. u. H. Type G20 und O. u. K. Type 16) wurde äußerst ausgenutzt und damit gegenüber dem möglichen Arbeitsfortschritt bei völligem Ausschließen eine wesentliche Arbeitsbeschleunigung erwirkt.

Die aus den Baugruben der Entnahmebauwerke und den Lehmern gewonnenen Massen wurden im Dammfelde abgeklippt und eingebaut, der Aushub der Kernbaugruben der Talsohle im Bagger- und Greiferbetrieb in die Luftseite des Dammfeldes gebracht und eingebaut. Die Kernbaugrube

am flachen rechten Sösehang wurde ganz mit einem Raupenlöffelbagger (M. u. H. Modell IV) ausgehoben. Der Bagger wurde oben am Hang angesetzt, ging mit starker Neigung in den Hang hinein, mit geringer hinaus, dann wieder hinein usw. und konnte die mit Abtreppungen vorgesehene Baugrube völlig herstellen. Auch hier wurde das gewonnene Aushubmaterial durch Bagger und Greifer in das Dammfeld befördert. Der Aushub des Kernspornes geschah überall im Handbetrieb mit Preßluftspaten, da Sprengungen auf der Sohle der Kernbaugrube nicht stattfinden durften.

An der Odertalsperre zeigten sich Schwierigkeiten beim Baugrubenaushub der Grundablässe, die in den rechten Hang verlegt wurden. Infolge der im geologischen Abschnitt erläuterten Umstände traten hier erhebliche Rutschungen ein, die erst nach umfangreichen Abräumungsarbeiten zum Stillstande kamen. Der Aushub der Kernbaugruben an den Hängen geschah hier fast ausschließlich mit Preßluft und Greifer, da die steilen Hänge ein Ansetzen von Löffelbaggern unmöglich machten.

Anschließend an den Aushub der Baugruben wurden die Geräte in den Materialgewinnungstellen angesetzt, deren Ausbeutung durch Bagger von Anfang an in Angriff genommen wurde. Vor Anlage der Baggerschnitte wurde jeweils zunächst ein Vorflutschnitt talaufwärts vorgetrieben, und das Wasser durch kürzere, mit Raupenbaggern ausgeführte Anschlußschnitte und Aufdämmungen so eingeführt, daß es den Lade- und Transportbetrieb auch bei kleineren und mittleren Hochwassern nicht störte. Diese Lösung bedingte den Bau einer Anzahl von Gleisbrücken. Bei den Vorflutschnitten lagen die Lade- und Transportgleise auf dem Gelände, bei den weiteren Schnitten, die abwechselnd talauf, talab von Schienenbaggern durchgeführt wurden, lagen sie auf der abgeräumten bzw. teilweise abgebagerten Felsfläche. — Unbrauchbarer Boden (verschlammtes Geröll) wurde nur an wenigen Stellen angetroffen, konnte in allen Fällen durch die Baggerschnitte umgangen werden und blieb dann sitzen.

Im übrigen war die Vorschrift gegeben, daß der Boden in möglichst langgestreckten Baggerschnitten, in denen die Bagger staffelförmig hintereinander liegen, gewonnen werden sollte, an der Oder außerdem, daß die Gewinnungstellen möglichst gleichmäßig und endgültig bergwärts geräumt wurden. Wenn sich dies auch nicht in jedem Einzelfall durchführen ließ, so wurde doch grundsätzlich danach verfahren, mit dem Erfolg, daß der Betrieb viel leichter zu überwachen war und durch unvermuteten Rückstau bei Hochwasser nicht in Gefahr kam. Auch wurde vermieden, daß nicht voll ausgebeutete Gewinnungstellen liegenblieben und später unnötige Baggerwege und Neuverlegung von Gleisanlagen erforderlich machten.

Im Anschluß an den bereits beschriebenen ersten Bauabschnitt wurde an der Söse vom rechten Hang aus mit parallellegenden Gleisen die Schüttung über + 285,00 bewältigt. Vom Unterwasserbecken aus wurde diese Höhe am Schnittpunkte der alten forstfiskalischen Straße (am rechten Hang) mit der Kernmauer erreicht und auch die letzten von dort her kommenden Massen von dieser Höhe aus eingebaut. Von der Oberwasserseite aus wurden nacheinander sechs Gleiszufahrten (Abb. 80 bis 82) entwickelt mit den Höhen + 285,00, + 295,00, + 305,00, + 313,00, + 321,00 und + 327,00 am Anschnitt des Dammes am rechten Hang, an deren Ende vor dem Dammfeld jeweils die erwähnte Abstell- und Rangieranlage lag. Während bei der Zufahrt 1 (+ 285) nur die vom Unterwasser kommenden

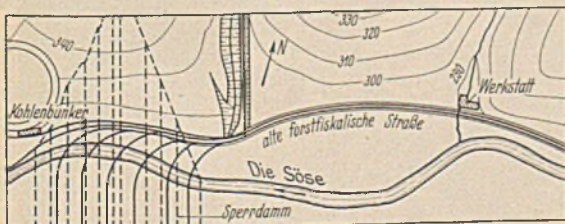


Abb. 80. Dammszufahrt 1, Verbindung zwischen Ober- und Unterwasser ist noch vorhanden.

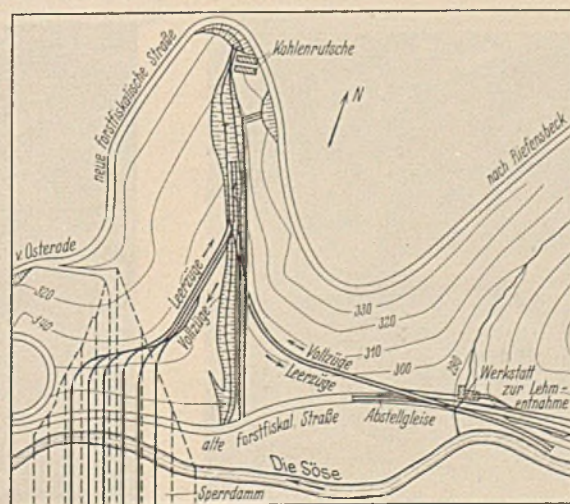


Abb. 81. Dammszufahrt 3, keine unmittelbare Verbindung zwischen Ober- und Unterwasser.

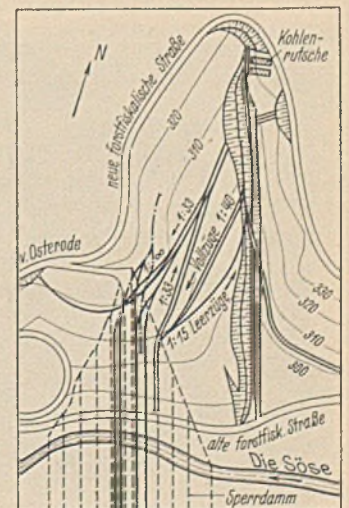


Abb. 82. Dammszufahrt 5 und 6 (6 strichpunktiert).

Abb. 80 bis 82. Sösetalsperre. Entwicklung der Dammszufahrten vom Ober- und Unterwasser.

Bauzüge eine Spitzkehre fahren mußten, die vom Oberwasser kommenden Massen aber bei dieser und der Zufahrt 2 noch unmittelbar in das Dammfeld führen, enthielten die Zufahrten 3 und 4 eine, die Zufahrt 5 drei und die Zufahrt 6, von der aus allerdings nur noch geringe Massen einzubringen waren, fünf Spitzkehren. Diese durch die Enge und Steilheit des Tales bedingten Rangierbetriebe verringerten die Leistungen außerordentlich. Das Steigungsverhältnis 1:30 der Rampen wurde nur ausnahmsweise überschritten (1:20). Beim Regenwetter, das im Harz vorherrscht, waren die Neigungen entschieden zu steil, so daß die Loks fast nie ausgelastet werden konnten. Leerzüge wurden in Neigungen bis zu 1:15 zurückgefahren. Bei Inbetriebnahme einer neuen Zufahrt wurde jeweils die

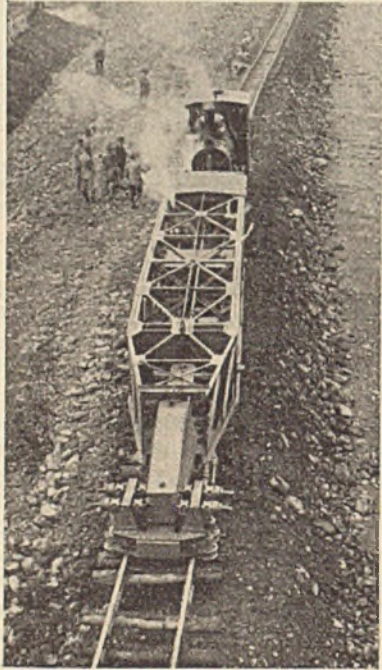


Abb. 83.
Verschiebung der Kippgleise
durch die Gleisrückmaschine.
In der Ecke links oben sind die Ausläufer der
nächsthöheren Kippe zu sehen.

Luftseite zuerst angeschlossen, während die Wasserseite noch von der alten Zufahrtshöhe aus beschickt wurde. Der Anschluß der neuen Zufahrt zur tiefer liegenden Schüttfläche mußte jeweils durch Anwerfen von kurzen Steilrampen durch Raupenlöffel und -greifer hergestellt werden und zeitweilig mit kurzen bzw. getellten Zügen und zusätzlichen Haltemaschinen befahren werden. — Durch sorgfältige Vorarbeit gelang es, wesentliche Minderungen der Tagesabnahme der Kippen (max 6500 m³ im Doppelschichtbetriebe) auch in den Umbauzeiten zu verhindern. Die Abnahmefähigkeit der Kippen in den letzten beiden Zufahrten mit nur je zwei bzw. einem Kippgleis ließ trotz zunehmender Länge wegen der vielen Leerfahrten erheblich nach.

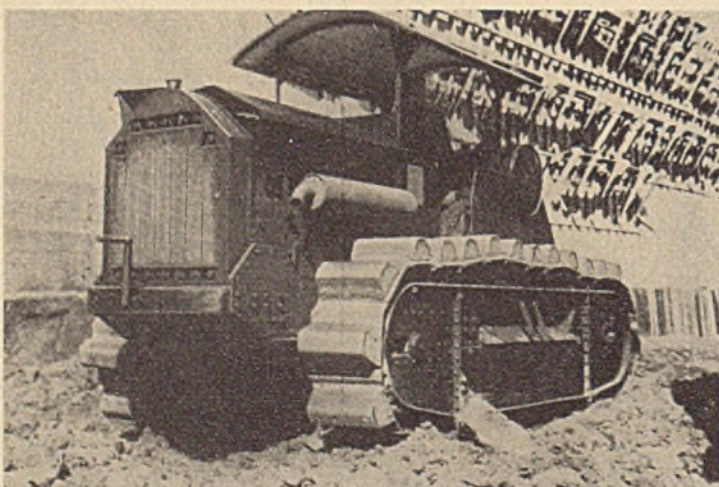


Abb. 84.
Hanomagschlepper mit Spezialraupen zum Kneten
und Verdichten der Lehmschüttung.

Die Wurzel dieser Gleisanlage lag im Tal in einem Gleisdreieck auf Höhe + 283,00 und stellte die Verbindung der Schotter-, Lehm- und Steinbruchanschlüsse dar. Die zum Umsetzen der Voll- und Leerzüge, der Gleisrückmaschine und der Pflüge nötigen Rangier- und Abstellanlagen waren nicht bei jeder Zufahrt in dem erforderlichen Umfang zwischen Betriebs- und Kippanlage unterzubringen, da die örtlichen Verhältnisse sehr beengt waren (Abb. 82). Die Verlegung der Kippen durch eine Gleisrückmaschine zeigt Abb. 83.

Dem Grundsatz nach geschah der Transport an der Odersperre nach den gleichen Gesichtspunkten unter Beachtung der Erfahrungen an der Sösetalsperre. Daß von Anfang an mit parallel zur Kernachse liegenden Kippen gearbeitet wurde, ist bereits erwähnt. Der Bodentransport aus den Gewinnungstellen geschah außerdem, von geringen Massen abgesehen, von Anfang an am linken Hang von einer durchgehenden Gleisanlage aus, die das Unterwasserbecken mit dem Hauptbecken verband und ober- und unterhalb der Talsperre allmählich mit Spitzkehren hochgeführt wurde. Diese Gleisanlage blieb bis ans Bauende auch mit dem Vollbahnanschluß in Verbindung. Dabei war die Wurzel der Gleisanlagen auf beiden Seiten so hoch angelegt worden, daß sowohl Unterwasser- wie Hauptbecken vor Fertigstellung der Gesamtanlage eingestaut werden konnten. Außerdem wurden flachere Neigungen für die mit Vollzügen befahrenen Gleise ausgeführt, so daß Bagger und Loks besser ausgenutzt werden konnten. Durch teilweise Anschüttung des unmittelbar oberhalb der Sperre liegenden Ochsentales wurde auch Platz für Rangier- und Abstellanlagen geschaffen (Abb. 71) in der nur die Hauptlinien eingetragen sind).

Vor der Neuüberschüttung des geworfenen oder gekippten Bodens mußte die Verdichtung ausgeführt werden. Für die Verdichtung und insbesondere Durchknetung des Lehms wurde ein 50-PS-Hanomag-WD-Raupenschlepper verwendet, dessen Gesamtgewicht (8 t) durch zahnförmige Eisenkette erhöht wurde (Abb. 84); damit wurde gleichzeitig eine kräftige Knetwirkung auf den Lehm Boden erzielt und die Fortbewegung auch bei feuchtestem Lehm gewährleistet. Die beabsichtigte Wirkung wurde in vollem Umfang erzielt. Insbesondere konnte sich die Walze selbst bei schlechtestem Wetter aus einem Sumpf herausarbeiten, in dem sie bis zu den Achsen steckte. Vor allem aber war sie in der Lage, auch die größten Steinbrocken, die nicht selten mit dem Lehm eingebracht wurden, in diesen zu drücken, so daß Steinnester sicher vermieden wurden. Durchgehende Fugen konnten sich nicht entwickeln, da die Walze keine glatten Flächen schaffte; auch das bei normalem Walzen übliche Wegdrücken des Bodens war nicht zu beobachten.

Für die Verdichtung des Schotters wurden zwei Raupenbagger M. u. H. Modell IV (Abb. 85) zu Erdrammen ausgebildet. Die Bagger erhielten einen kurzen Eisenschwanz, an dem ein Gußeisenklotz von 2,5 t Gewicht mit einer Aufschlagfläche von 1 m² als Freifallbär mit nachlaufendem Seil aufgehängt war. Ein im Baggerhaus eingebautes besonderes Windwerk mit Hebelel ermöglichte bis zu 18 Schlägen/min.

Die Erdramme rückte halbmeterweise vor und ramnte dann einen Kreisring von im Mittel 6 m Länge mit übergreifenden Schlägen so ab, daß jede Flächeneinheit reichlich sechsmal getroffen wurde. Dieses Verdichtungsgerät hat sich bei jedem Wetter als gleichmäßig brauchbar für die Rammung des einzubauenden gerölligen und felsigen Bodens erwiesen und konnte bei trockenem Wetter auch für das Abrammen des Lehms verwendet werden. Dabei blieb den Erdrammen ihr Charakter als Universalgerät (Greif- und Löffelbagger usw.) erhalten, da der Ein-



Abb. 85.
Erste Bodenramme von Menck & Hambrock zum Abrammen
der Schotter- und trockener Lehmschüttung.

und Ausbau des Geschirrs mit geringem Zeitaufwand zu bewerkstelligen war. Die erforderliche tägliche Verdichtungsleistung wurde durch Einsatz der zwei Rammen völlig erreicht. Inzwischen ist dieses Gerät weiter ausgestaltet worden und hat vielseitige Verwendung gefunden. Für nicht zu feuchten Lehm, Ton, gemischten Boden und grobes Kies- und Schottergerölle ist dieses Gerät auch heute noch unerreicht.

7. Betonbetriebsabschnitt.

Von den verschiedenen untersuchten Möglichkeiten schien für den Betontransport eine Kabelkrananlage am besten geeignet. Sie machte

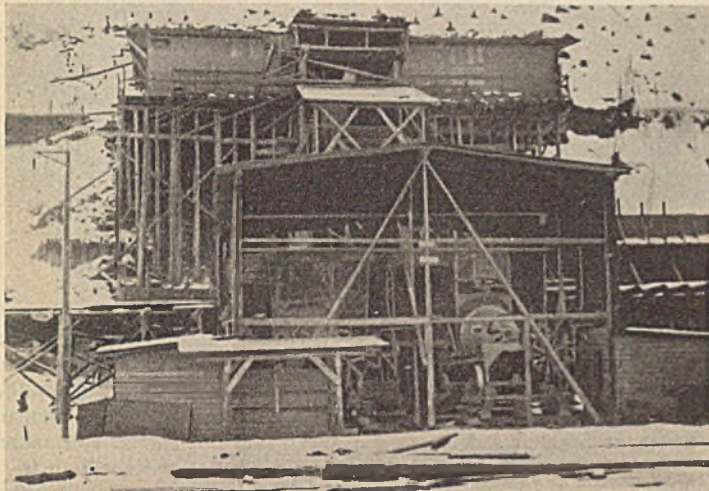


Abb. 86.

Sösetalsperre. Betonmischanlage und Zementschuppen für den ersten Bauabschnitt.

den Betonbetrieb nicht nur unabhängig vom Erdbetrieb und gestattete beliebiges Arbeiten in jedem Abschnitt des langgestreckten Baukörpers des Betonkernes, sondern war auch am vielseitigsten zu verwenden, geeignet nicht nur zur Einbringung eines nicht zu feuchten Betons, sondern auch zum Transport der Schalung, des Eisens usw. Der für beide An-

Die Betonarbeiten des ersten Abschnitts setzten an der Sösetalsperre etwa zwei Monate nach Baubeginn ein, nachdem die Aufbereitungs- und Mischanlage auf der Talsohle aufgestellt und die nötigen Betontransportanlagen von der Mischanlage nach den inzwischen ausgehobenen Baugruben der beiden Entnahmebauwerke gebaut waren (Abb. 86). Die Fahrgerüste waren zugleich Schüttgerüste, von denen aus das Einbringen des in kurzen Muldenkipperzügen mit Benzolloks herangebrachten Betons in die aufgestellte Schalung in üblicher Weise erfolgte (s. Abb. 76 u. Ziff. 5).

Nach Fertigstellung der südlichen Entnahme wurde die Söse durch diese geleitet (siehe Ziffer 5 dieses Abschnittes). Nunmehr konnte der



Abb. 87.

Sösetalsperre. Betonmischanlage, Brecherwerk und Zementschuppen für den zweiten Bauabschnitt.

Die Pfeile zeigen auf die Fundamente des Kabelkrans, das Kreuz zeigt auf die Höhe der Hochwasserentlastungsanlage. Im Vordergrund ist die Baugrube für den Betonkern ausgehoben.

Umbau der Brech- und Mischanlage nach oben stattfinden; er begann zugleich mit der Aufstellung des inzwischen angelieferten Kabelkrans in der Winterpause. Obwohl von Ende Januar bis Ende März ständig etwa 20° Kälte herrschte, die Arbeiten deshalb mehrfach auf Wochen unterbrochen werden mußten, war die neue Anlage am 1. Mal 1929 betriebsfertig, so daß der wesentliche Teil der Betonarbeiten — die Erstellung der aufgehenden Kernmauer — nach einem Übergange planmäßig aufgenommen werden konnte, allerdings nicht ohne Betriebspause (s. Abb. 78).

Die obere Aufbereitungs- und Mischanlage und die Kabelkrananlage ist durch Abb. 87 dargestellt. Die Abbildung verdeutlicht die Zusammenfassung von Zementschuppen, Aufbereitungs- und Mischanlage mit dem Kabelkran. Das 516 m weit gespannte Tragseil des Kabelkrans hatte bei Vollbelastung mit dem 1 m³ lose Masse Beton fassenden Kübel einen Durchhang von 16 m, so daß die Rollen des Maschinenturmes und des Gegenturmes entsprechend über Kernmauerkrone überhöht anzuordnen waren.

Diese Einrichtung wurde an die Oder versetzt; der dortige Aufbau (Abb. 88 u. 89) wurde sehr gut disponiert, so daß sich leicht Änderungen der Kornzusammensetzung, die während des Baues erforderlich wurden, durchführen ließen und eine Ergänzung der Anlage möglich war, ohne daß dadurch Störungen des Betriebes in Kauf genommen werden mußten. Die Betoneinbringung in den Grundablaß wurde von einem fahrbaren Verteil-

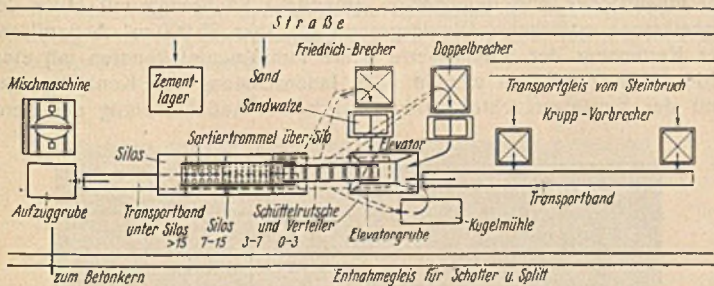


Abb. 88a. Grundriß.

lagen verwendete Kran wurde von der Firma Bleichert erbaut und hat in jeder Weise die Anforderungen erfüllt. Besonders an der Odertalsperre, wo er von Anfang an zur Verfügung stand, entwickelte sich der ganze Betonbetrieb dank dieser Anlage in einem sehr günstigen Gleichmaß.

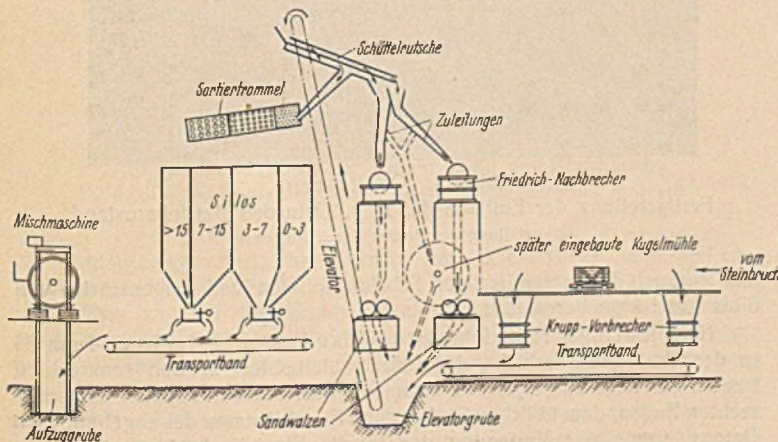


Abb. 88b. Schnitt.

Abb. 88a u. b. Odertalsperre. Schematische Darstellung der Aufbereitungsanlage.

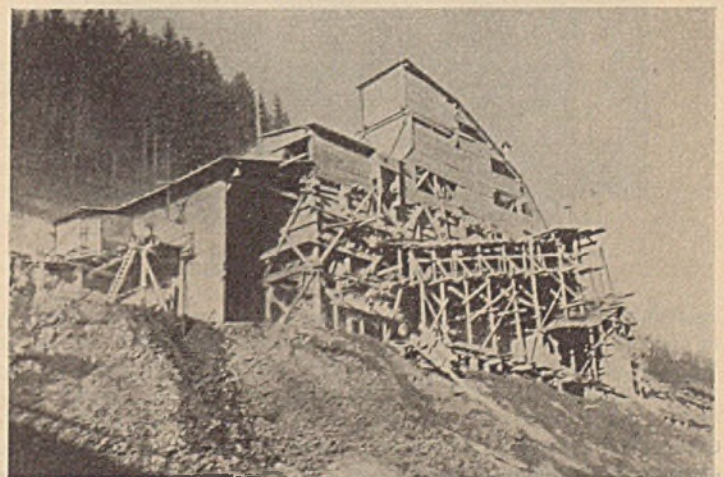


Abb. 89.

Odertalsperre. Ansicht der Aufbereitungsanlage.

In dem hohen Turm sind der Elevator und die Schüttelrutschen untergebracht, in dem offenen Anbau die Mischmaschine.

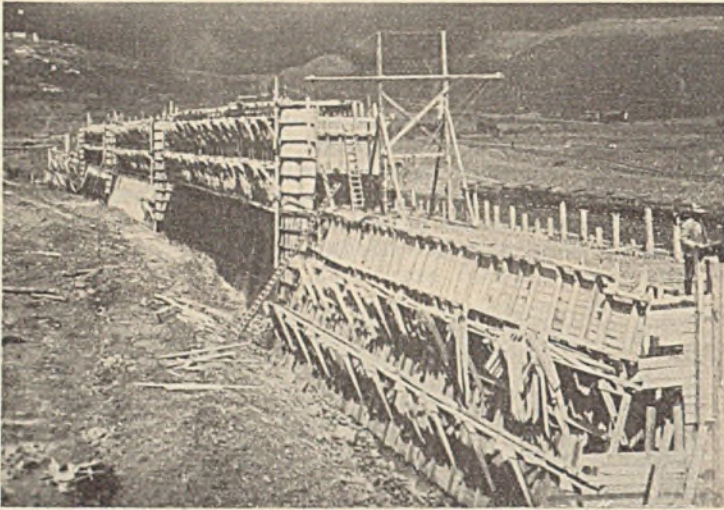


Abb. 90. Sösetalsperre. Kernschalung mit dem zum Umsetzen der Schalung konstruierten beweglichen Schwenkarmkran.

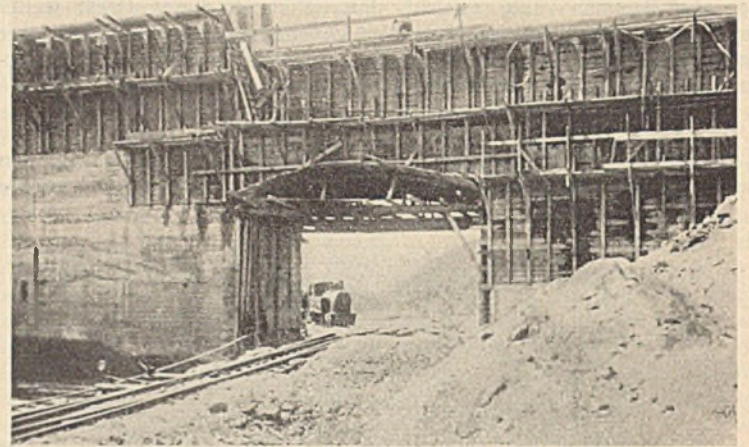


Abb. 91. Sösetalsperre. Kerndurchfahrt für den Bodenbetrieb am rechten Hang.

wagen aus vorgenommen, der, vom Kabelkran aus gefüllt, aus einem siloartigen Aufsatz den Beton über ein Förderband an die jeweilige Verwendungsstelle ohne Zwischenverladung bringen konnte. Damit wurden nicht nur umständliche Gerüste gespart, sondern auch eine gleichmäßige Einbringung des Betons gewährleistet. Da an der Oder in viel größerem Umfange als an der Söse Eisenbeton verwendet wurde, machte sich diese Einbringungsweise schnell bezahlt.

Der Betonkern selbst wurde bei beiden Anlagen nach gleichen Grundsätzen hergestellt. Lediglich die Schächte wurden an der Oder nicht an

Nach dem Einbringen des Fundamentbetons auf der Talsohle boten nur die Fundamente an den Hängen unregelmäßige Schalungsaufgaben. Für die Hauptmasse des Betons der Kernmauer konnte die Einschalung mit fertigen Holztafeln hergestellt werden. Die aus scharfkantigen, einseitig gehobelten, 3 cm dicken Brettern bestehenden, 2 m hohen und 4 m langen Schalungstafeln, an die außen durch leichte Dreieckskrahnen getragene Laufstege angesetzt waren, wurden mit dem Kabelkran in der mehrstündigen Pause zwischen Früh- und Spätschicht des Betonbetriebes auf die Blöcke transportiert bzw. von ausgeschalteten Blöcken auf neu einzuschalende gebracht. Das Versetzen und Abnehmen der Platten geschah durch fahrbare, hölzerne Schwenkarmkrane mit Handwinden, deren Transport wiederum der Kabelkran übernahm (Abb. 90). Die Schalungstafeln wurden durch Rödeldrähte gehalten, die von einbetonierten Rundisenankern ausgingen, die Einhaltung der Schalungslinie wurde durch an der Oberkante der Schalungstafeln eingekleinte Rundholzstiefen gesichert.

Vielfache Wiederverwendung der Schalungstafeln ließ sich durch Ölen der Innenflächen und regelmäßige gründliche Säuberung mit Hilfe des Kabelkranes erreichen. Die insgesamt rd. über 35 000 m² Außenfläche der Kernmauer der Sösetalsperre (ohne Fundamente) konnten mit etwa 4000 m² Holz geschalt werden. Die Innenschalung des Kontrollganges und der Einsteigschächte wurde ähnlich der Außenschalung der Kern-

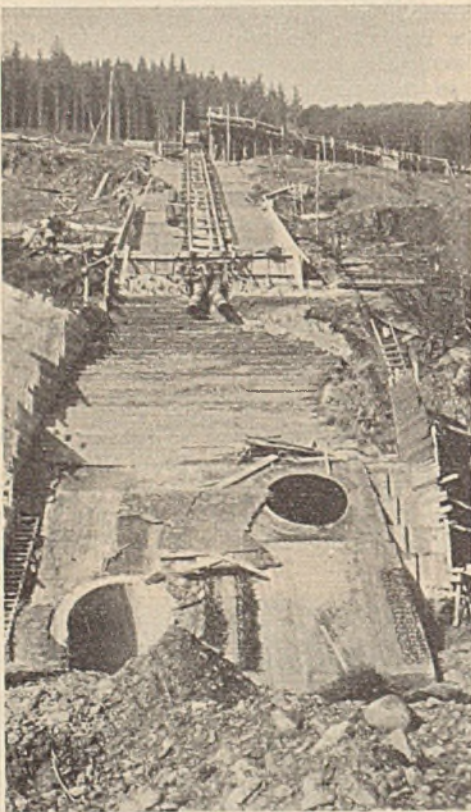


Abb. 92. Odertalsperre. Rollbahn und Grundablaßeinläufe, von Talsohle aus gesehen.

Im oberen Teil ist die Rollbahn fertig betoniert; hier sind auch die Gleise der Bremsberganlage zu sehen und die zur Befüllung der Einläufe notwendigen Röhre. Die Einläufe selbst sind in dem Bauzustande erlaßt (s. Abschnitt E).

Ort und Stelle gegossen, wie an der Sösetalsperre, da Schalung und Rüstung erst sehr spät entfernt werden konnten und eine rechtzeitige Inbetriebnahme der Schächte nicht zuließen. Außerdem konnten die Schächte viel sauberer durchgeführt werden, wenn Formstücke verwendet wurden, die ebenso wie die Abdeckplatten und andere Formsteine in eigener Betonfabrik angefertigt wurden.



Abb. 93. Odertalsperre. Fertigstellung der Einläufe der Abb. 92 in den Betriebszustand. Verteilung des Betons durch Rutschen.

mauer durch Versetzen fertiger Schalungsplatten und -bogenstücke von 6 bis 8 m Länge hergestellt.

Nach jeweiliger Höherführung des Rundeisengeflechts (14 mm ϕ) in der Vorsatzbetonschicht, der Bitumenbleibohlen in den senkrechten Fugen, der heiß aufgespritzten Bitumenschicht auf den Flächen der senkrechten Fugen, dem üblichen Säubern und Einschlämmen des abgebundenen Betons, sowie der Verlegung der in die Einsteigschächte mündenden Halbschalendränge auf den Arbeitsfugenflächen konnte der Beton in Lagen von je 30 cm Höhe mit Preßluftstampfern in jeweils 2 m hohen Arbeitsabschnitten eingebracht werden. Die Vorsatzbetonschicht rückte

der übrigen Betonschicht ständig in 30 cm Höhenabstand nach, so daß sich die zunächst verwendeten Blechtafeln bald erübrigten. In den letzten 10 m der Kernmauer unterschritt der Abstand der beiderseitigen Schalungen das Maß von rd. 2 m, das Einfahren des Krankübels war nicht mehr ohne Beschädigung der Schalung und Verbiegung der Rundelsenbewehrung möglich. Es wurden deshalb je Block sechs kräftig konstruierte hölzerne Schütttrichter auf die stark abgesteiften Schalungsoberkanten aufgesetzt, die den Beton nach beiden Seiten ablaufen ließen.

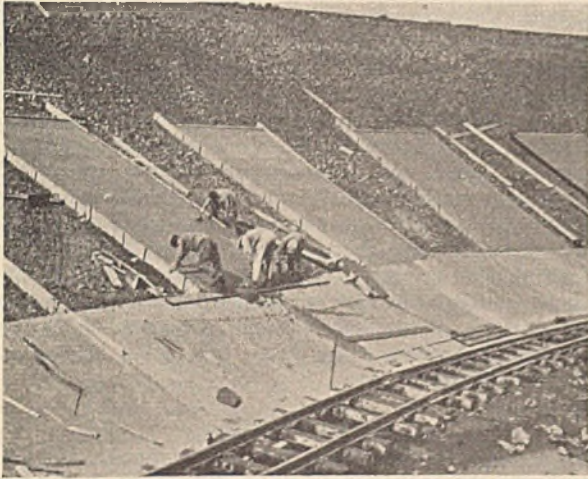


Abb. 94. Odertalsperre. Herstellung des Plattenbelags am Damm des Unterwasserbeckens.

Fundamentteil bereits fertig, der Abschnitt zwischen den beiden Querfugen ist in Arbeit. Der Beton wird eingebracht auf dem in der Abbildung sichtbaren Gleis mit Silowagen und Förderband.

Das Aufbringen des geglätteten Torkretputzes und des Bitumenanstriches ging der Schüttung unmittelbar voraus. Soweit dabei nicht die Schüttung bzw. das Gelände Gelegenheit zur Aufstellung niedriger Gerüste boten, wurde von verschlebbaren Hängegerüsten aus gearbeitet. Rohr- und Schlauchleitungen für Wasser, Preßluft und Trockenmörtel waren an den Laufstegen der Mauerschalung zu verlegen und mit den Zementkanonen, den Mörtelmischern und dem Mörtelmaterial durch den Kabelkran auch bei zeitweilig größeren Höhenunterschieden der Betonflächen leicht in Richtung der Kernachse umzubauen.

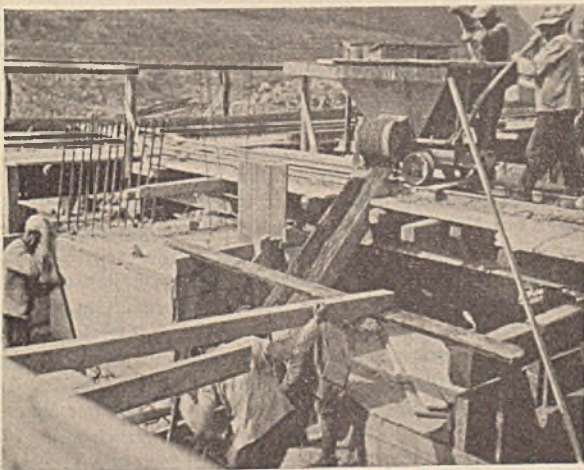


Abb. 95. Odertalsperre. Betonierung des Krafthauses. Verteilung des Betons der Fundamente mit Spezialwagen und Rutschen.

Geringfügige Unterbrechung im Gleichmaß der gekennzeichneten Betonarbeit gab es am rechten Hang der Söse im Baujahr 1930, wo der Bodentransportbetrieb von der Wasser- zur Luftseite bei 10 bis 14 m Höhenunterschied zwischen Betonoberkante und Erdschüttung die Kernmauer kreuzen mußte. Eine Unterbrechung der Betonarbeiten ließ sich am besten durch Kernmaueraussparungen vermeiden (Abb. 91). Die Aussparungen verjüngten sich nach der Luftseite zu und wurden sofort nach Außerbetriebsetzung der betreffenden Gleiszufahrten durch besonders sorgfältiges Einbringen plastischen Betons mit Fallrohren von der jeweiligen Mauerkrone aus geschlossen.

Mit dem Einbringen des oberen Kernmauerbetons, dessen geringere Querschnitte mehr Schalungsarbeit und nachlassendes Arbeitstempo ergaben, ließ sich an der Söse zur gleichmäßigen Ausnutzung der Aufbereitungs- und Mischanlage der Bau der Entlastungsanlage gut verbinden. Während die tief in den Hangfelsen eingeschnittene wasserseitige Überfallrinne von Schüttgerüsten aus betoniert wurde, erfolgte der Beton- und Materialtransport in die luftseitige Schußrinne mit einer am Kern aufgestellten Bremsbergwinde auf zwei Strängen Brigadegleis in Muldenkippern. Die hangseitige Felsverkleidung der Schußrinne wurde als Bruchsteinmauerwerk ausgeführt. Das rd. 700 m unterhalb der Sperrdammachse gelegene Abschlußbauwerk wurde in örtlichem Sonderbetrieb mit auf Vorrat gelagerten Zuschlagstoffen aus der unteren Aufbereitungsanlage bereits im Jahre 1929 gebaut.

An der Odersperrre füllte, wie der Betriebsplan (Abb. 79) zeigt, die Betonierung der Entnahme den erheblichen Teil des ersten Baujahres aus, während der Betonkern im wesentlichen im zweiten Jahre hergestellt werden konnte. Ebenfalls im ersten Baujahr wurde das Abschlußbauwerk des Unterwasserbeckens fertiggestellt, zu dem das Zuschlagmaterial von der zentralen Brechanlage über den Schrägaufzug und die Bodengleise im Unterwasserbecken transportiert werden konnte. Im zweiten Jahr wurde die Rollbahn für die Einlaufverschlüsse hergestellt. Wie Abb. 92 u. 93 zeigen, geschah diese Arbeit von einem Schrägaufzug aus mit einem Spezialwagen, die Verteilung mit Rinnen. Ebenfalls im zweiten Baujahr wurden die Platten des Unterwasserbeckens gegossen. Das Zuschlagmaterial, das einen höheren Anteil Flußsand erhielt als der übrige Beton, wurde, soweit es nicht von der Brechanlage geliefert wurde, unmittelbar von dem Anschlußgleis entladen. Die Betonierung geschah von einer festen Mischanlage aus mit fahrbaren Silowagen, die Verteilung durch ein Förderband. Die Betonierung der Platten geschah, der Konstruktion entsprechend, in drei, die Herstellung der einzelnen Platten in vier Abschnitten: Unterbeton, Einlegen der Drahtgeflechte, Oberbeton, Abstreichen (Abb. 94).

Im dritten Baujahr setzte die (ursprünglich früher geplante) Betonierung des Krafthauses ein, die in einem halben Jahr so weit gefördert war, daß die Montage der Maschinen beginnen konnte. Das Zuschlagmaterial wurde auch hier von der Zentralanlage geliefert und auf Vorrat gelagert; gemischt wurde mit zwei ortsfesten Mixchern, denen das Zuschlagmaterial zulief. Von einem Einbringen des Betons mit Gleisanlagen wurde abgesehen und ein Einbau von Gerüsten aus vorgenommen; der Hochtransport geschah in einem Förderturm (Abb. 95 u. 96). Die vielen Aussparungen für Maschinen und Betriebseinrichtungen machten eine sehr sorgfältige Schalung erforderlich, sie störten aber auch die Einbringung des Betons

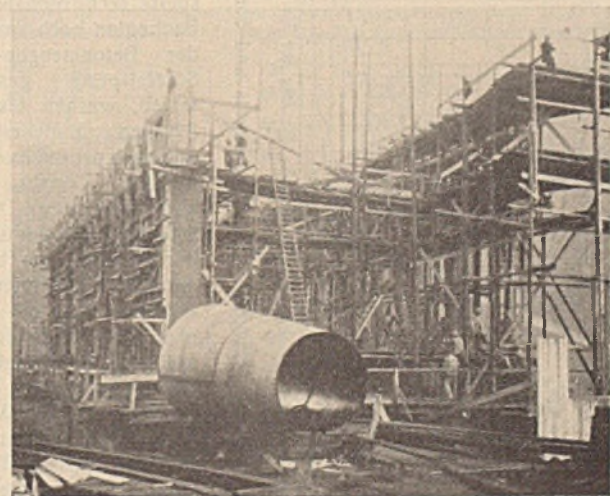


Abb. 96. Odertalsperre. Hochbau des Krafthauses. Rechts vorn der Aufzugturm. Einbringung des Betons wie Abb. 95.

und vor allem der starken Bewehrung sehr empfindlich. Da außerdem zwischen den Schalungs-, Bewehrungs- und Betonierungsarbeiten auch in verschiedenen Abschnitten die Isolierung und die Rohrleitungen bzw. die Verankerungen und Blechverschalungen von Dritten eingebaut werden mußten, wobei Verzögerungen nicht immer zu vermeiden waren, wurde es sehr schwierig, die wirtschaftlich erforderliche Leistung zu erreichen. Trotzdem sind zeitweise bis 500 m³ Wochenleistungen erreicht worden, in Anbetracht der großen Schwierigkeiten eine sehr hohe Leistung. Im übrigen zeigt aber gerade hier der Betriebsplan mehrere empfindliche Einschnitte, die auf verzögerte Lieferungen zurückzuführen sind; sonst stellt der Betriebsplan Abb. 79 das Spiegelbild einer gut organisierten Baustelle dar.

8. Besondere Erfahrungen.

Erhebliche Schwierigkeiten bereitete anfangs die vertraglich geforderte Bauausführung mit über 80% großstädtischen Notstandsarbeitern. Daß

über 80%, an der Oder über 90% Notstandsarbeiter auf der Baustelle erreicht wurden, ist besonders der vorbildlichen Zusammenarbeit der zuständigen Stellen zu danken, die keine Mühe scheuten, die Arbeiterauswahl nach Arbeitswillen und Arbeitsfähigkeit zu verbessern. Kennzeichnend sind hierfür einige statistische Angaben: während im Jahre 1928 75% aller Entlassungen auf Wunsch oder wegen Untauglichkeit erfolgten, sank diese Zahl 1929 auf 50%, 1930 auf 20%, 1931 auf 10%.

Einen aufschlußreichen Einblick in den Ablauf des Baues der beiden Talsperren bietet die Gegenüberstellung des Leistungs- und Betriebsplanes für den Erd- und Betonbetrieb (Abb. 78 u. 79). Man ersieht hieraus nicht nur die Folgen des verspäteten Baubeginns an der Söse, die erst Mitte 1929 überwunden sind, sondern auch trotz höchster Leistungen im Betonbetrieb die unzureichende Aufnahmefähigkeit der Klippen in der ersten Bauzeit. Obgleich an der Odertalsperre sechs Monate nach Baubeginn noch kaum 1/3 der Betonmengen der Sösetalsperre geschafft waren, wurden fast die 3fachen Bodenmengen untergebracht. Auch im übrigen Verlauf zeigt sich eine bessere Organisation der Durchführung der Arbeiten, am besten daraus zu erkennen, daß die Leistungen mit geringen Ausnahmen in fast völligem Gleichmaß vorwärtsschreiten, nur unterbrochen von der Winterpause und der nur im Sommer wirtschaftlichen Doppelschicht. Der Anstieg der Belegschaft und Leistung nach jeder Winterpause geschieht mit möglicher Schnelligkeit, womit eine beste Ausnutzung der Geräte erreicht und damit auch die größte Wirtschaftlichkeit der Baudurchführung selbst gewährleistet wird.

Um den Ablauf des Baues terminlich und finanziell laufend überblicken zu können, wurde

Sösetalsperre eine Baustatistik eingeführt und an der Oder verbessert, die sich bewährt hat und in besonderem Maße auch bei den unübersichtlichen Arbeiten der Fernwasserleitung eine genaue Verfolgung des Baues, der Baukosten und der Termine gestattete. Durch Verbindung einer richtig aufgezogenen Statistik, die mit der Buchführung zum Teil vereinigt werden kann, diese aber immer ergänzen muß, und durch eine ausreichende Aufgliederung des Bau- und Betriebsplanes vor dem Bau können laufend alle Vorgänge und Änderungen nicht nur mengenmäßig, sondern auch sofort wertmäßig erfaßt werden. Die laufenden Ergänzungsarbeiten lassen sich ohne ins Gewicht fallende Unkosten durchführen und erlauben eine laufende Kontrolle auch schwieriger Bauarbeiten, die für Bauherrn wie Unternehmer gleichermaßen von Wert ist. Bei entsprechender Ausgestaltung kann diese Betriebskontrolle ohne weiteres zur Zwischenkalkulation ausgestaltet werden und die verantwortlichen Leiter des Baues sofort und rechtzeitig erkennen lassen, ob aus terminlichen oder finanziellen Gründen, wegen Änderungen der Pläne usw. besondere Maßnahmen erforderlich sind. Allerdings ist dazu einige Vorarbeit und eine organisatorisch einwandfreie Erfassung der einzelnen Elemente der Baudurchführung wie des Betriebsplanes und seines kaufmännischen Spiegelbildes, der Kalkulation, unerlässlich. Es würde hier zu weit führen, selbst das Grundsätzliche dieser Methode herauszustellen, die natürlich für jeden neuen Bau eine besondere Anpassung verlangt, wenn nicht statt der erforderlichen Beweglichkeit eine unerwünschte Erstarrung die Folge sein soll. Darüber wird an anderer Stelle berichtet werden.

9. Inbetriebsetzung.

Gleich zu Beginn des Einstaues hatte der Sösesperrendamm eine erhebliche Kraftprobe zu bestehen, als er das Neujahrshochwasser 1932 aufnahm und in wenigen Stunden fast 10 m höher eingestaut wurde. Da mit diesem Einstau auch die Wasserverluste, die schon vorher im Kontrollgang beobachtet waren, stiegen, wurde der Stau wieder abgesenkt, um die bereits begonnenen Dichtungsarbeiten ungestört durchführen zu können (Abb. 97). Da das Wasser in großer Menge durch den Beton auf beschränkter Breite an einer Stelle austrat, glaubte man, den Beton für die Undichtigkeiten verantwortlich machen zu müssen. Es konnte auch wohl keinem Zweifel unterliegen, daß an dieser Stelle der Beton durch den besonders harten Winter 1928/29 gelitten hatte und auch undicht war, es wurde aber bald festgestellt, daß er nur in zweiter Linie verantwortlich zu machen war und die Wasserverluste vor allem auf Undichtigkeiten im Untergrunde und in der Gründungsfuge zurückzuführen waren. Es wurde nämlich nicht nur festgestellt, daß das Wasser fast ausschließlich von der Luftseite herkam, sondern auch durch Färbungen, Temperaturmessungen usw. einwandfrei der Weg festgestellt, den das Wasser vom Staubecken unter dem Kern hindurch in den Kontrollgang fand (s. darüber Abschnitt B). Die zuerst vorgeschlagene Dichtung des Betonkernes bzw. des Kontrollganges wäre für die Erkennung der Undichtigkeiten und für deren ungefährliche Abführung in dem dazu gebauten Kontrollgang unmittelbar schädlich gewesen, wenn sie uns auch von recht unliebsamen Schwierigkeiten und Angriffen in Tagespresse und Parlamenten verschont hätte. Ein weiterer Versuch, durch Aufschließen von Stollen, die in die Hänge geführt wurden, die Wassermengen abzuriegeln oder zu fassen, mußte ebenfalls bald aufgegeben werden. Ein solcher Versuchsstollen kostete nicht nur über 10 000 RM für knapp 10 m Länge, er bot auch keinerlei Möglichkeiten der Abdichtung, die nicht im Kontrollgang ebenso gut oder besser vorhanden gewesen wäre. Außerdem mußte sein Weiterbau aus Sicherheitsgründen eingestellt werden, als die ersten stark wasserführenden Schichten angeschlagen waren (Abb. 99). Insofern hatte er allerdings seinen Zweck erreicht, als nun niemand mehr im Zweifel darüber war, daß die Undichtigkeiten aus dem Untergrund und der Gründungsfuge selbst kamen. Die geologische Kartierung gab dabei für das Auffinden der tatsächlichen Quellen nur geringen Anhalt, da der Wechsel der Schichten zu häufig war und die Verluste ganz willkürlich einmal in Grauwacke, einmal in Tonschiefer auftraten, wenn auch die Grauwacke besonders stark beteiligt war. Es blieb also nichts weiter übrig, als den gesamten Untergrund aufzubohren und die Verminderung der Wasserverluste nach Auspressung der Bohrungen genau zu beobachten, um einigermaßen sicheren Anhalt zu gewinnen, wo die hauptsächlichsten Verluste lagen. Für den Abschnitt, auf dem die meisten Wasseraustritte stattfanden, sind die durchgeführten Bohrungen in Abb. 99 dargestellt. Hieraus sind besonders die ersten unregelmäßig geführten Bohrversuche und die später ausgeführte gleichmäßige Erbohrung des Untergrundes zu ersehen.

Auf die Einzelheiten dieser Feststellungen, die ein wesentlicher Bestandteil der neueingeführten Dichtungart waren, kann nicht eingegangen werden. Besonders unangenehm machten sich die in der Gründungsfuge auftretenden Wasserverluste bemerkbar, die zweifellos auf eine starke Zermürbung des dort anstehenden Felsens und der in der Gründung stattgefundenen Bewegungen zurückzuführen sind. Bei der

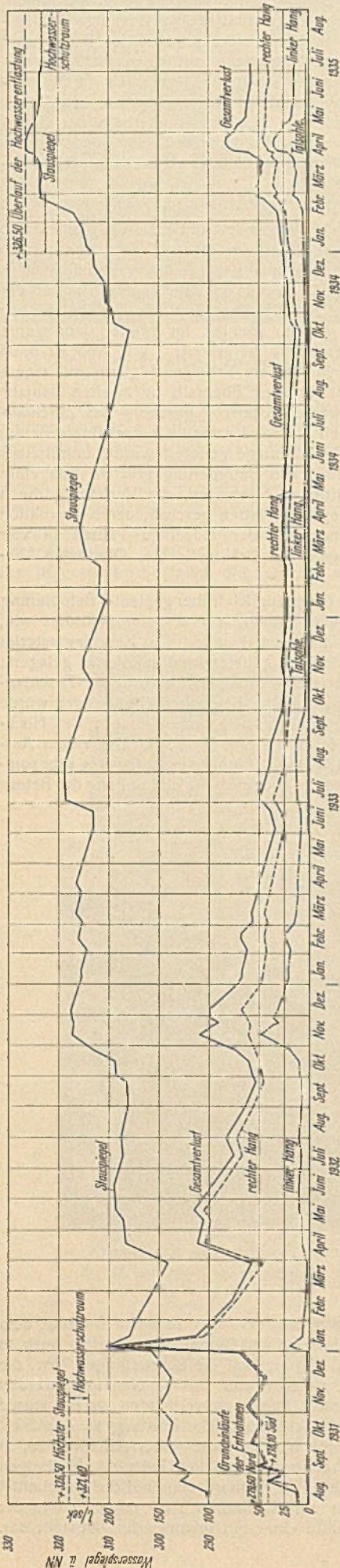


Abb. 97. Sösetalsperre. Ganglinie des Stauspiegels und der Sickerwassermengen vom Beginn des Einstaues bis zum ersten Vollstau.

geringen Breite des Betonkernes bestand Gefahr, daß das in die Fugen eingepreßte Material nicht in den Fugen verblieb, sondern nach der Luftseite heraus ausgepreßt wurde und damit sinnlos verloren ging. Aus diesem Grunde wurde eine sehr sorgfältige chemische Untersuchung eingerichtet, die abschnittsweise die Anreicherung mit Kalk bzw. Zement im Verlustwasser feststellte und damit auch einen Anhalt bot, wie weit das eingespritzte Material seinen Zweck erfüllte. Da die Verluste stellenweise nicht nur örtlich sehr stark waren, sondern auch mit großer Geschwindigkeit durch die Spalten flossen, konnte eine Zementeinspritzung allein keinen Erfolg bringen. Es war lange umstritten, ob nicht ein völliges Absenken des Wasserspiegels erforderlich sei. Zweifellos wäre damit teilweise die Arbeit sehr vereinfacht worden. Es wäre aber dann der Dichtungserfolg nicht sofort festzustellen gewesen, die Gesamtarbeiten teurer, der Erfolg später erreicht worden, da es sich doch um sehr erhebliche Wassermengen handelte, die abgelassen und wieder aufgestaut werden mußten. Die sofortige Überprüfung des Abdichtungserfolges stellte sich im übrigen schon am Anfang als notwendigster Bestandteil für eine wirtschaftlich durchzuführende Dichtung heraus, so daß also gar nicht darauf verzichtet werden konnte. Es wurden deshalb alle Dichtungsarbeiten bei steigendem Stau durchgeführt, ohne daß sich dabei Schwierigkeiten gezeigt hätten, abgesehen von der ersten Zeit, in der die Methode erst erprobt wurde. Für diese ersten Arbeiten half uns das Joostensche Dichtungsverfahren über die ersten Schwierigkeiten hinweg, da es mit ihm gelang, auch gegen erheblichen Andrang von Wasser schnell eine undurchlässige Wand zu errichten, in deren Schutz dann die weitere Verdichtung vorgenommen wurde. Auf sich allein gestellt, darf mit der chemischen Verdichtung allerdings bei größeren Spalten nicht gearbeitet werden, da die gelartige Masse leicht wieder ausgespült werden kann. Von solchen Ausnahmefällen abgesehen, konnte mit Zementmilch mit Zusatz von Wasserglas oder, bei geringerem Andrang, ohne diesen einwandfrei gearbeitet werden. In der letzten Hälfte der Arbeiten wurde dem Zement Thurament zugesetzt, der sich wegen seiner gröberen Mahlung und seiner starken Quellfähigkeit gut bewährte und den chemischen Zusätzen wegen seiner Preiswürdigkeit überlegen war. Jedoch muß zugegeben werden, daß die Erfahrungen der Tiefbau- und Kälteindustrie, Nordhausen, im Bergbau mit dem chemischen Verfahren zur Beseitigung der am Anfang aufgetretenen ersten und größten Schwierigkeiten erheblich beitragen.

Die Dichtungsarbeiten lassen sich in drei Abschnitte einteilen. Der erste Abschnitt diente der Erprobung der Methode (November 1931 bis Juli 1932), der zweite Abschnitt bis Ende 1932 dem endgültigen Ausbau der Maschinen und Einrichtungen unter Fortführung der Dichtungsarbeiten, die Zeit bis Mitte 1933 der eigentlichen Dichtung. Während im ersten und zweiten Abschnitt die Bohrungen noch von Fall zu Fall angesetzt wurden, folgte im dritten die systematische Aufbohrung des Untergrundes (Abb. 99). Durch Wiederöffnung der verpreßten Bohrungen wurde erreicht, daß diese weiter verwendet werden oder zur Beobachtung dienen konnten. Die größten Schwierigkeiten machte ursprünglich die Beschaffung geeigneter Maschinen, die auch in dem beengten Kontrollgang wirtschaftlich arbeiten konnten. Nach verschiedenen Umkonstruktionen stellten sich eine Craëllus- und Peiner Bohrmaschine zum Aufbohren des Untergrundes, eine Spitznasmaschine zum Wiederaufbohren der noch nicht voll erhärteten Auspressung als geeignetste heraus. Alle Maschinen wurden mit Preßluft angetrieben, die zentral erzeugt wurde. Zum Einpressen wurden, abgesehen von Nebenarbeiten, nur Hochdruckpumpen mit Drücken bis zu 100 atü verwendet. Die Verwendung solch hoher Drücke stellte sich als notwendig heraus, weil sonst die Reichweite zu gering war und außerdem die Verdichtung der eingepreßten Milch nicht in dem erforderlichen Umfang erreicht wurde. Um einen sicheren Erfolg zu haben, mußte der hohe Druck längere Zeit auf der eingepreßten Masse stehen. Dabei zeigte sich, daß dadurch kaum mehr Zement verbraucht wird, da bei einem Druck über 10 atü nur noch geringe Mengen gefördert wurden. Mit diesem hohen Druck gelang es auch, etwa noch vorhandene Tonfüllung der Spalten so abzurücken, daß sie nicht mehr aufgelöst werden konnte. Sofort nach der Einpressung vorgenommene Kernbohrungen zeigten, daß die Zementmilch durch den hohen Druck zu einer Paste verdichtet wird, die sich von dem nachdrängenden Wasser nicht mehr auflösen oder abdrängen läßt und die auch kaum schwindet, was normale Zementmilch in erheblichem Umfang tut. Für das systematische Aufbohren des Untergrundes ergaben sich bald feste Regeln, die auch für andere Fälle wichtig sein dürften. Zuerst wurde die Gründungsfuge erbohrt und in breitem Abschnitt oft aus mehreren Bohrungen zugleich in einem Arbeitsgang verdichtet. Meist gingen damit die Wasserverluste, die aus dem Beton stammten, sehr stark zurück. Sodann wurde regelmäßig in Abständen von etwa 1 m der Untergrund 5 m tief aufgebohrt und genau gemessen, wieviel Wasser die verrohrten Bohrungen schütteten. Auch dieser zweite Abschnitt wurde in breiter Front so weit verpreßt, als die Bohrungen Wasser brachten oder solches schluckten; die übrigen Bohrungen blieben offen, die verdichteten wurden, bevor der Zement voll erhärtet war

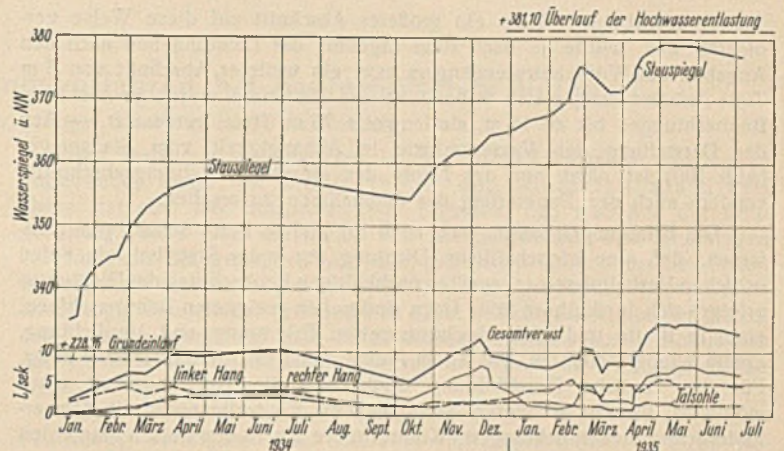


Abb. 98. Odertalsperre. Ganglinie des Stauspiegels und der Sickerverluste vom Beginn des Einstauses bis zur Höhe + 379 ü. NN.

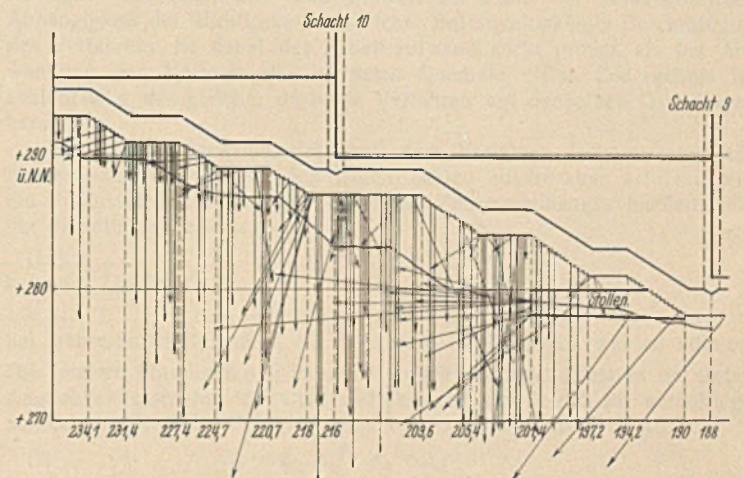
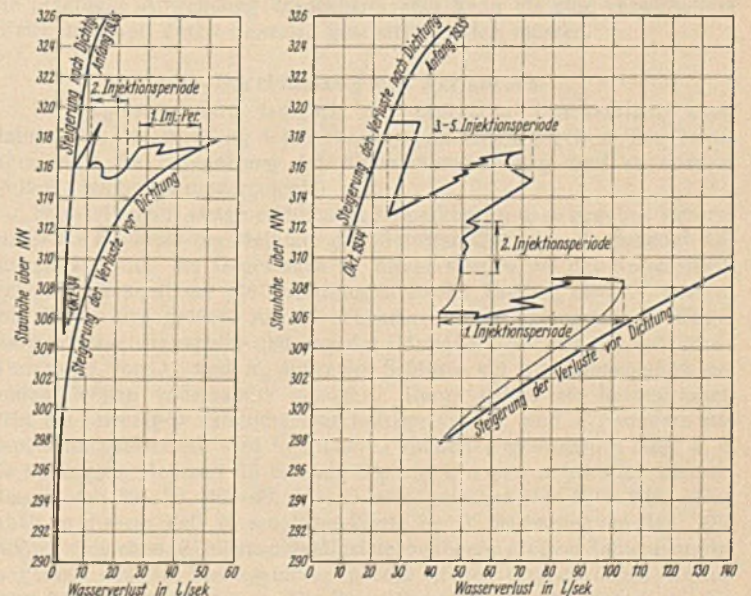


Abb. 99. Sösetalsperre. Darstellung der Bohrungen zwischen Schacht 9 und 11 zur Dichtung des Untergrundes mit Eintragung des versuchsweise errichteten Stollens.

Die von diesem aus vorgetriebenen beinahe waagrecht liegenden Bohrungen waren der erste erfolgreiche Versuch, eine Verminderung der Wasserverluste zu erreichen. Die senkrechten Bohrungen entstammen der Zeit einer systematischen Erhöhung und Dichtung des Untergrundes. Die übrigen Schrägbohrungen liegen zeitlich dazwischen. Die senkrechten Bohrungen sind zum größten Teil wieder geöffnet und bringen kein Wasser.



a) Wasserverluste des gesamten linken Hangs gemessen in der Entnahme Süd. b) Wasserverluste des rechten Hangs gemessen in der Entnahme Nord.

Abb. 100. Sösesperre.

Kennlinie der Wasserverluste in Abhängigkeit von der Stauhöhe.

Die verschiedenen Meßpunkte sind in zeitlich richtiger Folge miteinander verbunden und geben somit den besten Überblick über den Erfolg der einzelnen Dichtungsmaßnahmen, die als Injektionsperioden eingetragen sind. Die Schlußlinie von Oktober 1934 bis Anfang 1935 zeigt die Abhängigkeit der Sickerverluste von der Stauhöhe etwa ein Jahr nach Abschluß der Dichtungsmaßnahmen im Vergleich zur Steigerung der Verluste vor der Dichtung.

wieder aufgebohrt. Wenn ein größerer Abschnitt auf diese Weise verdichtet war, wurde je nach dem Ergebnis der Dichtung und nach den Angaben des Wüschelrutengängers usw. ein weiterer Abschnitt von 5 m Tiefe erbohrt und gleich behandelt; das Verfahren wurde je nach den Beobachtungen bis zu 15 m, stellenweise 25 m Tiefe fortgesetzt. — Aus der Darstellung der Wasserverluste in Abhängigkeit vom Stauspiegel (Abb. 100) ist nicht nur der Erfolg der einzelnen Dichtungsabschnitte, sondern auch der Dauererfolg der Maßnahmen zu ersehen.

Die Erfahrungen lassen sich auch für andere Fälle dahin zusammenfassen, daß eine wirtschaftliche Dichtung nur unter Stau bei einer den örtlichen Verhältnissen angepaßten nachhaltigen Beobachtung des Dichtungserfolges sich durchführen läßt. Dazu sind neben geeigneten Bohrmaschinen, einer in Breite und Tiefe abschnittswisen Erbohrung und Verdichtung, einem Wiederaufbohren, vor allem Preßpumpen mit hohem Drucke nötig. Für die bauliche Durchbildung ergibt sich die Notwendigkeit eines möglichst tief angeordneten ausreichenden Kontrollganges mit den erforderlichen Meßeinrichtungen. Kontrollrohre bis in den Felsen empfehlen sich in regelmäßigem Abstände schon vor bzw. während des Baues, da

sie dann wesentlich billiger herzustellen sind. Desgleichen empfiehlt sich die Anordnung einer ortsfesten Preßluftleitung durch den ganzen Kontrollgang, da diese immer benötigt wird. Ein Verputzen des Kontrollganges soll erst stattfinden, wenn alle Undichtigkeiten festgesetzt sind.

Diese Erfahrungen wurden an der Oder von Anfang an beobachtet. Infolgedessen und wegen der günstigeren geologischen Verhältnisse waren die dortigen Dichtungsarbeiten wesentlich einfacher, die Wasserverluste von Anfang an unbedeutend (s. Abb. 98).

Genau laufende Beobachtungen und auch Nacharbeiten werden sich bei Staudämmen dieser Art nie entbehren lassen. Dies liegt in erster Linie darin, daß das Druckgefälle bei dem verhältnismäßig schmalen Kern etwa 10:1 gegenüber 1:0,8 bei einer massiven Talsperre ist. Kleine Fugen und Spalten liefern also nicht nur erhebliche höhere Wassermengen, diese können sich auch wesentlich schneller steigern und damit zu Schwierigkeiten führen. Daß sich diese bewältigen lassen, ist aber erwiesen. Von einer Untergurnddichtung vor dem Bau ist nicht viel zu halten. Wo sie erfolgreich war, kann es sich nur um untergeordnete Undichtigkeiten handeln.

Die Anwendung statistischer Untersuchungsverfahren bei bautechnischen Fragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Edgar Schultze, Berlin-Schöneberg.

Auf vielen Gebieten des Bauwesens besteht eine Gegensätzlichkeit zwischen den Ergebnissen der theoretischen Forschung und den Erfahrungen der Praxis, die daraufhin hinausläuft, daß zwar die Theorie in die verwickelte Struktur vieler Zusammenhänge immer weiter eindringt, ihre Feststellungen aber häufig so allgemein gehalten werden müssen, daß der Bearbeiter einer bestimmten Aufgabe nicht viel damit anfangen kann, da er die Lösung des allgemeinen Problems für seinen besonderen Fall braucht.

Der Einzelfall wird aber häufig erst dadurch bestimmbar, daß man für die Erfahrungsbeiwerte, die in den theoretisch aufgedeckten Beziehungen auftreten, die richtigen Größen einsetzt, d. h. daß man den Faktor „Erfahrung“, der als ungelöster Rest in jeder Theorie verbleibt, genau einzuschätzen imstande ist. Eine andere Auswirkung der wissenschaftlichen Untersuchung ist die, daß zwar der Nachweis der Fehlerhaftigkeit vieler gefühlsmäßig entstandenen Faustformeln geführt wird, aber ein Ersatz dafür nicht gegeben werden kann. Aus solchen Erkenntnissen wird derjenige leichter eine Entscheidung ableiten können, der auf Grund seiner Praxis über reiche Erfahrungen in dem betreffenden Gebiete verfügt. Der Erfolg ist also oft wesentlich von der Persönlichkeit des Bearbeiters abhängig. Vielfach reicht aber dieses Wissen nicht aus, und man ist dann auf die Hinzuziehung von Gutachtern mit Sonderkenntnissen angewiesen. Das Anwachsen dieses Zustandes, der dem eigentlichen Bauleiter einen Teil der Entscheidungen aus der Hand nimmt, muß als unerwünscht bezeichnet werden.

Das umfangreiche Material, das in den Bauakten enthalten ist, liegt häufig brach, weil es nicht gründlich genug ausgewertet wird. Dabei bietet die mathematische Statistik Möglichkeiten genug, um in einfacher Weise einen Überblick über den vorhandenen Tatbestand zu erhalten und daraus Schlüsse ziehen zu können. Auf anderen Gebieten der Naturwissenschaften und der Volkswirtschaft haben sich statistische Untersuchungsverfahren bereits seit langem eingebürgert, sobald es sich um Aufdeckung von Vorgängen handelt, die zunächst einmal rein erfahrungsmäßig erfaßt werden müssen. Die Scheu, die man vor einer Übertragung dieser Art der Auswertung im Bauwesen gezeigt hat, beruht auf einer verständlichen Abneigung gegen die zeitraubende Rechenarbeit, die damit verbunden ist, und gegen die schematische Behandlungsweise, die für viele mit dem Begriff „Statistik“ verbunden ist. Durch die neuzeitlichen Hilfsmittel der Lochkarte und der weit entwickelten Zähl- und Rechenmaschinen ist der Arbeitsaufwand aber in so starkem Maße verringert worden, daß gegen eine Einführung der Statistik in vielen Fällen kein stichhaltiger Grund mehr besteht.

Bei der sinngemäßen Anwendung statistischer Untersuchungsverfahren kann ferner von einer Schematisierung der Beobachtungen und damit einer Entwertung des Tatsachenmaterials nicht gesprochen werden. Dadurch, daß nur Erfahrungsbeiwerte für Beziehungen bestimmt werden, deren Form nicht aus der Statistik abgeleitet werden kann, werden die eigentlichen Überlegungen über die Lösung der gestellten Fragen keiner starren Gesetzmäßigkeit unterworfen. Die statistischen Verfahren haben sich auch in anderer Hinsicht als sehr anpassungsfähig an die Eigenart des untersuchten Gegenstandes erwiesen, so daß kaum eine bedeutende Eigenschaft verlorenzugehen braucht. Die im folgenden gegebenen Beispiele für die Anwendung beweisen das.

Während es teilweise erforderlich sein wird, das vorhandene Beobachtungsmaterial an einer zentralen Stelle zu sammeln und zu bearbeiten, um eine alles umfassende Lösung der Frage zu erhalten, wird es häufig auch genügen, aus den örtlichen Beobachtungen Gesetze abzuleiten, die nur für die vorliegenden Verhältnisse, also beschränkt, Gültigkeit haben, aber für den Bedarf einer einzelnen Stelle vollständig genügen.

I. Voraussetzungen für die Anwendung.

In den meisten Fällen wird das Ergebnis der theoretischen Behandlung des Stoffes in der Feststellung bestehen, daß die zu bestimmende Größe (X_1) von einer Anzahl bekannter Faktoren (X_2, X_3 usw.) abhängig ist. Meist wird außerdem die Form dieser Abhängigkeit vermutet werden. Aus der Erfahrung heraus sind dann die Beiwerte (b) zu bestimmen, die in den formelmäßigen Ansätzen auftreten. Hierzu ist eine größere Anzahl von Beobachtungsreihen erforderlich, die aus den Zahlenwerten sowohl der gesuchten Größe (X_1) wie auch der sie bestimmenden Einflüsse (X_2, X_3 usw.) bestehen. Je reichhaltiger das Beobachtungsmaterial (das Kollektiv oder die Menge) ist, desto geringer wird der Fehler der zu gewinnenden Bestimmungsgleichung sein¹⁾.

¹⁾ Vgl. hierzu H. Müller, Über die Behandlung von Mittelwerten aus einem Beobachtungsmaterial von geringem Umfang. Dritte Mitteilung mit einem Abschnitt über Theorie und Praxis der Korrelationsrechnung. Ann. d. Hydr. 1935, Heft VI, S. 224.

Das Verfahren, das man zur Lösung solcher Aufgaben vorwiegend angewendet findet, ist die Methode der kleinsten Quadrate. Diese hat aber das unbefriedigende Ergebnis, daß man aus der Endgleichung nichts über die Größe und Art der wahren und scheinbaren Abhängigkeit der gesuchten von den gegebenen Größen ersehen kann. Insbesondere werden in den meisten Fällen die gegebenen Größen nicht unabhängig voneinander sein und sich daher in ihren Auswirkungen gegenseitig stören, ohne daß man durch dieses Verfahren einen Einblick in die Art derartiger Überschneidungen der verschiedenen Wirkungsbereiche erhält.

Diese Nachteile werden durch Benutzung der Korrelationsrechnung vermieden. Sie liefert in vielseitiger Weise sämtliche Beziehungen aller Größen untereinander, erlaubt es festzustellen, welche Einflüsse vernachlässigt werden können, welche Abweichungen das Ergebnis im Mittel aufweisen wird und wieweit die Form der vorausgesetzten Abhängigkeit der Wirklichkeit entspricht. Bei zweckmäßiger Durchführung des Verfahrens ist dabei der Arbeitsaufwand nicht größer als bei Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate. Das Endergebnis ist zahlenmäßig das gleiche, da beide Verfahren auf denselben Grundlagen beruhen.

Das Beobachtungsmaterial muß dem Verfahren insofern angepaßt werden, als sämtliche Größen durch Zahlen ausdrückbar sein müssen, die Voraussetzungen über die Form des Zusammenhanges insofern, als nur geradlinige Beziehungen

$$(1a) \quad X_1 = b_{12} X_2 + b_{11}$$

bei zwei Größen

$$(1b) \quad X_1 = b_{12} X_2 + b_{13} X_3 + \dots + b_{1n}$$

bei mehreren Einflüssen X_2 bis X_n auf X_1 angenommen werden können. Die letztere Einschränkung ist nicht so schwerwiegend, als es im ersten Augenblick erscheint, da viele Beziehungen sich leicht auf geradlinige zurückführen lassen. So erhält man beispielsweise aus dem Ansatz

$$(2) \quad X_1 = b_{11} X_2^{b_{12}} X_3^{b_{13}} X_4^{b_{14}}$$

durch Logarithmieren:

$$(3) \quad \log X_1 = \log b_{11} + b_{12} \log X_2 + b_{13} \log X_3 + b_{14} \log X_4$$

eine geradlinige Beziehung. Man führt in diesem Falle also statt der unmittelbar beobachteten Größen deren Logarithmen in die Rechnung ein.

Gerade bei einer statistischen Bearbeitung wird man häufig von der Ansicht ausgehen, daß eine vereinfachte, der Wirklichkeit nicht genau entsprechende Funktion mit aus der Erfahrung erhaltenen Beiwerten für die praktische Anwendung brauchbarer sein kann als eine verwickeltere Gleichungsform, deren Beiwerte geschätzt werden müssen.

II. Durchführung des Verfahrens.

Im folgenden wird lediglich die praktische Durchführung einer statistischen Untersuchung des Beobachtungsmaterials gegeben. Die Grundlagen und die Entwicklung der Korrelationsrechnung sind an anderen Stellen ausführlich niedergelegt²⁾.

Hier sollen nur einige erläuternde Anmerkungen dazu gegeben werden, wobei die Kenntnis der Methode der kleinsten Quadrate als bekannt vorausgesetzt wird. Im Gegensatz zu dieser werden bei der Korrelationsrechnung zunächst nur die Beziehungen zweier Größen, etwa X_1 und X_2 , von denen eine größere Anzahl beobachteter zusammengehöriger Wertepaare vorliegt, betrachtet und aus der Häufigkeit, mit der die möglichen Wertepaare von X_1 und X_2 auftreten, Schlüsse auf die Abhängigkeit der beiden Größen voneinander gezogen. Dabei gelten als Recheneinheit nicht die jeweiligen ziffernmäßigen Beträge von X_1 und X_2 , sondern das Beobachtungsmaterial wird in größeren Einheiten gemessen. Liegt z. B. als niedrigster Meßwert 33 und als höchster 276 vor, so wird mit Zehnerklassen von 30—39, 40—49, 50—59 usw. gerechnet bis 270—279. Man erhält in diesem Fall 25 mögliche Werte für X_1 an Stelle von 247. Die dadurch entstehende Ungenauigkeit ist bei genügend großem Zahlenmaterial so gering, daß die Endergebnisse wieder in den ursprünglichen Werten ausgedrückt werden können. Die Behandlung je einer Wertpaarmenge geschieht in den nachstehend beschriebenen Verteilungstafeln, die die Häufigkeit des Zusammentreffens jeder beliebigen Klasse von X_1 mit jeder beliebigen Klasse von X_2 koordinatenmäßig darstellen. Wenn zwischen beiden Größen eine Beziehung vorhanden ist, so äußert sich das, von den unten erwähnten Ausnahmen abgesehen, bereits in einer gewissen Gesetzmäßigkeit des Aufbaues der Verteilungstafeln. Es wird ein bestimmter Wert (Klasse) von X_1 besonders häufig mit einem bestimmten Wert (Klasse) von X_2

²⁾ Zur Einführung sei auf E. Czuber, Die statistischen Forschungsmethoden, Wien 1927, hingewiesen.

zusammenfallen, mit den benachbarten Klassen von X_2 aber, je weiter sie von dem bevorzugten Wert entfernt sind, desto seltener. Je ausgeprägter die Bevorzugung bestimmter Wertepaare X_1, X_2 ist, desto stärker ist die Abhängigkeit. Daß nicht nur solche Wertepaare auftreten, d. h. daß zu einem bestimmten X_1 nicht nur ein bestimmtes X_2 gehört, erklärt sich aus den übrigen Einflüssen X_3 usw., die eine Streuung um den bevorzugten Wert hervorrufen. Die weitere Berechnung vermindert diese Streuungen durch Einbeziehung der Größen X_3 usw., soweit wie irgend möglich.

Aus jeder Verteilungstafel erhält man die arithmetischen Mittel für die einzelnen Reihen und Spalten sowie für die Gesamtmenge, ferner die Streuung um das arithmetische Mittel und die wahrscheinlichste Ausgabelinie. Das Endergebnis für die Größe des Zusammenhangs bildet der Korrelationskoeffizient, der sozusagen den Inhalt der gesamten Tafel durch eine Zahl ausdrückt.

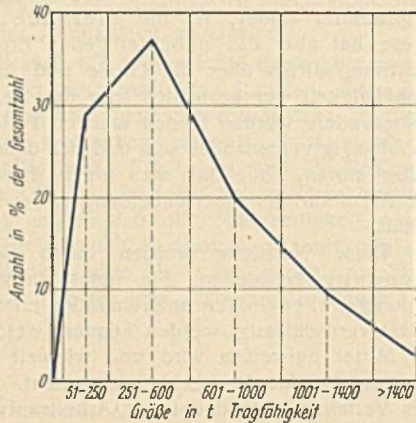


Abb. 1. Verteilung der Binnenschiffe in Deutschland 1933.

Nachdem jede mögliche Kombination zweier Beobachtungsgrößen durch einen solchen Belwert gekennzeichnet ist, folgt die Betrachtung des Zusammenwirkens von drei, vier und mehreren Größen lediglich unter Verwendung der gefundenen Korrelationskoeffizienten, der zugehörigen arithmetischen Mittel und der Streuungen. Man geht dabei ganz schematisch und schrittweise vor, bis man alle Größen X_1 bis X_n erfaßt hat. Die ursprünglichen Verteilungstabellen schalten bei dem weiteren Rechnungsgang also aus.

Bereits aus den Beobachtungen einer Größe lassen sich dadurch Schlüsse auf die Eigenart ihres Vorkommens ziehen, daß man die Häufigkeitslinie aufzeichnet³⁾. Hier wie auch in der Korrelationsrechnung wird die Größe in eine Anzahl gleich großer Gruppen, etwa Zehnerklassen, eingeteilt. Die Häufigkeit ihres Vorkommens in jeder Klasse wird als Ordinate zu dem Mittelwerte der Klasse als Abszisse aufgetragen. Leider wird der Grundsatz gleich großer Gruppen nicht immer befolgt, so z. B. in den Häufigkeitslinien der Abb. 1 u. 2, wo insbesondere eine Klasse: > 1400 t nur willkürlich begrenzt werden kann. Abb. 1 zeigt die Linie in der meist auftretenden Form. Bei rein zufälliger Verteilung würde sie symmetrisch zum arithmetischen Mittel der untersuchten Größe, hier der Zahl der Binnenschiffe, nach beiden Seiten abfallen. Die Häufigkeit ist nicht absolut,

	26	8	1925
X_1	306	X_{10}	577
X_2	625	X_{11}	282
X_3	628	X_{12}	164
X_4	523	X_{13}	552
X_5	164		
X_6	851		
X_7	295		
X_8	295		
X_9	608		

Abb. 3. Geschriebene Karte für die Auszählung.

sondern in % der Gesamtzahl aller Binnenschiffe angegeben, was grundsätzlich ohne Bedeutung ist. Aus der Aufstellung ist zu entnehmen, daß etwa 37% aller Binnenschiffe die Größe 251 bis 600 t haben, und daß größere wie kleinere Schiffe entsprechend seltener auftreten. Man erhält damit eine Bestandsübersicht. Abb. 2 zeigt zwei Gipfelpunkte der Verteilung bei der Klasse 251 bis 600 t, gekennzeichnet durch ihr Mittel 425 t, und der Klasse > 1400 t, woraus auf eine ungleichartige Zusammensetzung der verteilten Größe, hier der Wasserstraßen zu schließen ist. Tatsächlich enthalten die gezählten Wasserstraßen sowohl solche für die Binnenschifffahrt wie auch für die Seeschifffahrt. Man kann sich die Häufigkeitslinie als Summe einer Häufigkeitslinie für Binnen- und einer für Seewasserstraßen vorstellen (die Komponenten sind gestrichelt angedeutet). Als Häufigkeit tritt hier nicht die Anzahl auf, sondern sinngemäß die Länge in km, und zwar wieder in % der Gesamtlänge aller Wasserstraßen. Beide Darstellungen sind nur überschlägig ermittelt. Verschiedenartiges Material, wie das der Abb. 2, wird man zweckmäßig vor Vornahme der eigentlichen Untersuchung nach der Korrelationsrechnung trennen, da beide Bestandteile verschiedenen Einflüssen unterliegen. Die Integrationskurve der Häufigkeitslinie, die meist S-förmige Gestalt hat, findet man häufig zur Beschreibung von in der Natur

gegebenen Verteilungen, so als Kornverteilungskurve von Böden, Wasserstands- und Wassermengendauerlinie usw.

Geht man zu der Behandlung der Zusammenhänge verschiedener Größen über, so wird man zunächst die zusammengehörigen Größen jeder Beobachtungsreihe nebeneinander in eine Liste oder besser jeweils auf eine Kartelkarte (Abb. 3) eintragen. Eine einfache Art, um festzustellen, ob zwischen den verschiedenen Faktoren überhaupt Zusammenhänge vorhanden sind, besteht darin, daß man die Werte aus der Liste oder Karte so aufträgt, daß die Punkte einer Beobachtungsreihe nebeneinander und die einzelnen Reihen untereinander stehen (Abb. 4). Verbindet man die Punkte jeder Größe durch Linien, so kann man aus dem mehr oder weniger gleichartigen Verlauf dieser auf einen stärkeren oder schwächeren Zusammenhang schließen. Handelt es sich um in regelmäßigen Zeitabständen vorgenommene Messungen, so kann bei ihrem

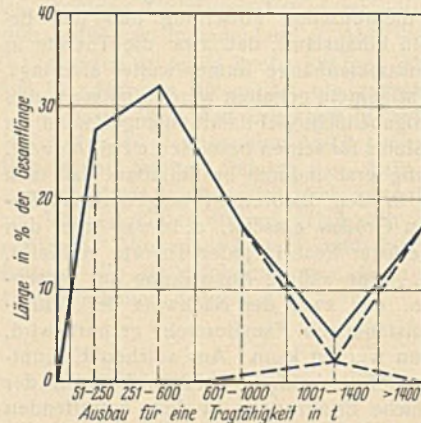


Abb. 2. Verteilung der Wasserstraßen in Deutschland 1927.

Auftragen in der zeitlichen Reihenfolge der Zeitunterschied zusammengehöriger Wertepaare aus der Verschiebung der Linien gegeneinander geschätzt werden.

Für eine genauere Untersuchung reicht dieses Verfahren aber nicht aus, da man Angaben über den mittleren Betrag der Abhängigkeit, die ja vor

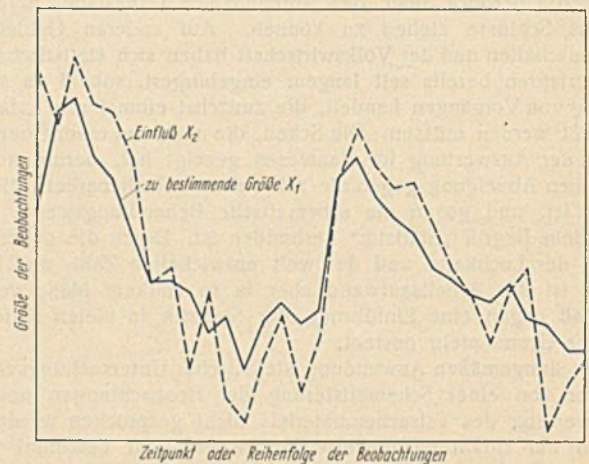


Abb. 4. Ganglinien zur Schätzung des Zusammenhanges.

allem interessieren, meistens nicht erhält. Dazu müssen sämtliche Paare von Größen einer Beobachtungsreihe folgendem Verfahren unterworfen werden, das an dem Beispiel zweier gemessener Größen X_1 und X_2 erläutert sei:

- Sortierung der beobachteten Werte von X_1 in gleich große Klassen. Die Anzahl der Klassen richtet sich nach dem Unterschied zwischen dem größten und kleinsten beobachteten Wert und übersteigt in der Regel nicht 30. Je weniger Beobachtungsreihen vorliegen, desto geringer wird die Anzahl der Klassen gewählt.
- Sortierung jeder einzelnen Klasse von X_1 in gleich große Klassen von X_2 .

Datum	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}	X_{13}
0 0 0 0 0	0 ● 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 ● 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0
1 1 1 1 1	1 1 1	1 1 1	1 1 1	1 1 1	● 1 1	1 1 ●	1 1 1	1 1 1	1 1 1	1 1 1	1 1 1	● 1 1	1 1 1
● 2 2 ● 2	2 2 2	2 ● 2	2 ● 2	2 ● 2	2 2 2	2 2 2	● 2 2	● 2 2	2 2 2	2 2 2	● 2 ●	2 2 2	2 2 ●
3 3 3 3 3	● 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 ●	3 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 3	3 3 3
4 4 4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 ●	4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 4	4 4 ●	4 4 4
5 5 5 5 ●	5 5 5	5 5 ●	5 5 5	5 5 5	5 5 5	5 ● 5	5 5 ●	5 5 ●	5 5 5	● 5 5	5 5 5	5 5 5	● ● 5
6 ● 6 6 6	6 6 ●	6 6 ●	6 6 6	6 6 6	6 ● 6	6 6 6	6 6 6	6 6 6	6 6 6	● 6 6	6 6 6	6 6 6	6 6 6
7 7 7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7	7 ● 7	7 7 7	7 7 7	7 7 7
8 8 ● 8 8	8 8 8	8 8 8	8 8 ●	8 8 8	8 8 8	● 8 8	8 8 8	8 8 8	8 8 8	8 8 ●	8 8 8	8 8 8	8 8 8
9 9 9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 ● 9	9 ● 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9	9 9 9
1 2 3 4 5	6 7 8	9 10 11	12 13 14	15 16 17	18 19 20	21 22 23	24 25 26	27 28 29	30 31 32	33 34 35	36 37 38	39 40 41	42 43 44

Abb. 5. Lochkarte für die Auszählung mit den gleichen Eintragungen wie Abb. 3.

³⁾ Näheres s. K. Daeves, Praktische Großzahlforschung. Berlin 1933.

Verteilungstafel	X ₂																Summe	M ₂ ⁽¹⁾
	53,5-73,5	73,5-93,5	93,5-113,5	113,5-133,5	133,5-153,5	153,5-173,5	173,5-193,5	193,5-213,5	213,5-233,5	233,5-253,5	253,5-273,5	273,5-293,5	293,5-313,5	313,5-333,5	333,5-353,5	353,5-373,5		
283,5-303,5																	2	568,0
263,5-283,5																		
243,5-263,5																		
223,5-243,5																		
203,5-223,5																		
183,5-203,5																		
163,5-183,5																		
143,5-163,5																		
123,5-143,5																		
103,5-123,5																		
83,5-103,5																		
63,5-83,5																		
43,5-63,5																		
23,5-43,5																		
3,5-23,5																		
-16,5-+3,5																		
36,5-16,5																		
56,5-36,5																		
76,5-56,5																		
96,5-76,5																		
116,5-96,5																		
136,5-116,5																		
156,5-136,5																		
176,5-156,5																		
196,5-176,5																		
216,5-196,5																		
236,5-216,5																		
256,5-236,5																		
Summe																		
M ₂ ⁽¹⁾																		

M₁ = +11,75 M₂ = +236,63 Q₁₂ = r₁₂ = 0 r₁₂ = +0,8737
 u₁ = 40,22 u₂ = 36,53 Q₂₂ = 0,8737 S = 74°40'
 u_{1,2} = 19,56 u_{2,1} = 17,78 P₁₂ = +3,2145
 b₁₂ = +0,9602 b₂₁ = +0,7950

Abb. 6. Verteilungstafel bei engem Zusammenhang.

Verteilungstafel	X ₁																Summe	M ₁ ⁽¹⁾
	718,5-774,5	774,5-830,5	830,5-886,5	886,5-942,5	942,5-998,5	998,5-1054,5	1054,5-1110,5	1110,5-1166,5	1166,5-1222,5	1222,5-1278,5	1278,5-1334,5	1334,5-1390,5	1390,5-1446,5	1446,5-1502,5	1502,5-1558,5	1558,5-1614,5		
283,5-303,5																	2	52,60
263,5-283,5																		
243,5-263,5																		
223,5-243,5																		
203,5-223,5																		
183,5-203,5																		
163,5-183,5																		
143,5-163,5																		
123,5-143,5																		
103,5-123,5																		
83,5-103,5																		
63,5-83,5																		
43,5-63,5																		
23,5-43,5																		
3,5-23,5																		
16,5-+3,5																		
36,5-16,5																		
56,5-36,5																		
76,5-56,5																		
96,5-76,5																		
116,5-96,5																		
136,5-116,5																		
156,5-136,5																		
176,5-156,5																		
196,5-176,5																		
216,5-196,5																		
236,5-216,5																		
256,5-236,5																		
Summe																		
M ₁ ⁽¹⁾																		

M₁ = +12,00 M₂ = 753,143 b₁₂ = -0,0463 b₂₁ = -0,2254
 u₁ = 40,73 u₂ = 0,994 Q₁₂ = 0,1650 p = -0,9376
 u_{1,2} = 40,58 u_{2,1} = 0,947 Q₂₂ = -0,0168 r₁₂ = -0,1022
 S = 74°39'

Abb. 7. Verteilungstafel bei weitem Zusammenhang.

Die Sortierung geschieht bei Karteikarten durch Verteilung in einzelne Pakete für X₁ und Verteilung jedes dieser Pakete in Päckchen für X₂. Bedeutend vereinfacht wird das Verfahren durch Übertragung der Liste oder der geschriebenen Karteikarten auf Lochkarten und maschinelle Auszählung der Lochkarten⁴⁾ (Abb. 5).

Jedes Päckchen ist gekennzeichnet durch den Wert der Klasse für X₁ und der Klasse für X₂. Die Anzahl der Karten in jedem Päckchen gibt an, wie häufig ein bestimmter Klassenwert von X₁ mit einem bestimmten Klassenwert von X₂ zusammentrifft. Die Häufigkeiten des Zusammentreffens lassen sich in eine Verteilungstafel eintragen, deren Abszisse und Ordinate die Bezeichnungen der einzelnen Klassen von X₁ und X₂ und deren Felder die zu dem jeweiligen Größenpaar gehörigen Häufigkeiten enthalten (Abb. 6 u. 7). So bedeutet z. B. in Abb. 6 die Ziffer 382 in der Zeile + 3,5 bis 23,5 und der Spalte 279,5 bis 299,5, daß 382mal ein Wert von X₁ zwischen + 3,5 und 23,5 mit einem Werte von X₂ zwischen 279,5 und 299,5 zusammentraf. Aus den Tafeln ist die Größe des Zusammenhanges bereits überschläglich zu ersehen. Abb. 6 zeigt eine starke Abhängigkeit zwischen X₁ und X₂, da sich hier die Häufigkeitszahlen um eine Linie

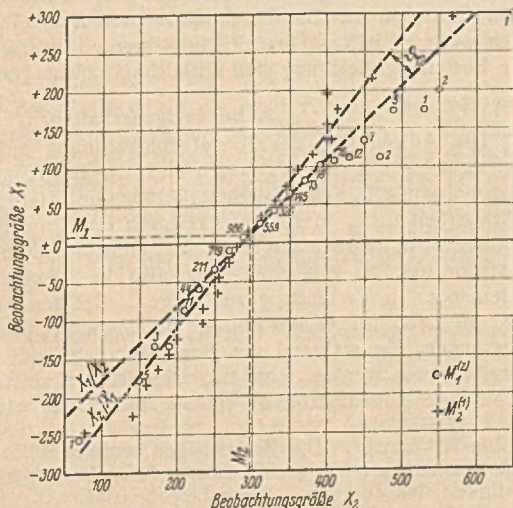


Abb. 8. Beziehungsgerade bei engem Zusammenhang (vgl. Abb. 6).

⁴⁾ E. Schultze, Die verfeinerte Auswertung statistischer Zusammenhänge mit Hilfe des Hollerith-Lochkartenverfahrens. Hollerithnachrichten, Heft 40. Berlin, August 1934.

gruppieren, während das Gegenteil bei Abb. 7 für X₁ und X₂ der Fall ist, wo die Häufigkeiten ziemlich regellos über die Felder verteilt sind.

Deutlicher wird das Bild, wenn man die arithmetischen Mittel aus den Zeilen (z. B. M₂⁽¹⁾) und Spalten (z. B. M₁⁽²⁾) bildet und diese zeichnerisch aufträgt (Abb. 8 u. 9). So gehört z. B. in Abb. 6 zu der Klasse von X₁ = + 3,5 bis 23,5, die man durch ihre Mitte 13,5 ersetzt denkt, ein Mittelwert von X₂ = 295,1. Im Unterschiede gegen eine funktionelle Abhängigkeit gilt aber nicht umgekehrt, daß zu dem Werte von 295,1 von X₂ der Wert 13,5 von X₁ gehört. Denn beide Größen sind nicht in vollem Maße voneinander abhängig. Man erhält bei dem korrelativen Zusammenhang zwei Linien, je eine zur Bestimmung von X₂ aus einem gegebenen X₁ (X₂/X₁) und von X₁ aus X₂ (X₁/X₂). Fallen beide Linien zusammen, so herrscht eine volle funktionelle Abhängigkeit; stehen sie senkrecht zueinander, so haben die Größen nichts miteinander zu tun.

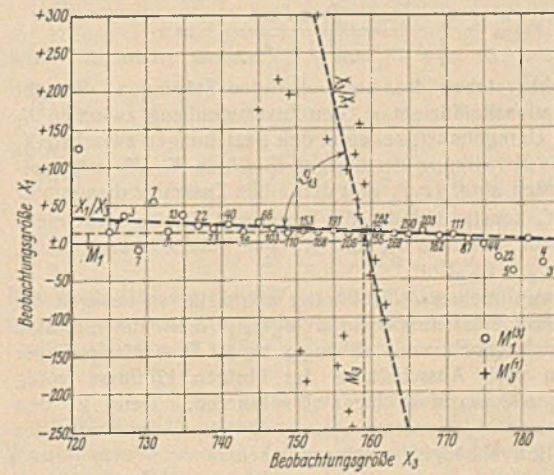


Abb. 9. Beziehungsgerade bei weitem Zusammenhang (vgl. Abb. 7).

Man erhält also ein Maß für den Betrag des Zusammenhanges, wenn man die aufgetragenen Spaltenmittel (Kreise) und Zeilenmittel (Kreuze) durch je eine Gerade ausgleicht und den Schnittwinkel beider mißt. Läßt sich die Gerade ohne allzu große Abweichungen durch die Punkte legen, so gilt die Ausgangsformel (1a). Andernfalls werden die Punkte durch eine Kurve aus-

geglichen, und es wird auf Grund von deren Verlauf eine andere Ausgangsgleichung gewählt, die nach Art der Gl. (2) u. (3) in eine geradlinige Beziehung umgewandelt werden muß. Die beiden Geraden kann man zunächst zur überschläglichen Bestimmung mit der Hand unter Berücksichtigung des Gewichtes der Punkte (Summe der Häufigkeiten der Spalte oder Zeile) eintragen. Man mißt dann den Winkel φ_{12} zwischen beiden sowie deren Neigung b_{12} und b_{21} .

Der Zusammenhang wird aber gewöhnlich nicht durch den Winkel φ , sondern durch einen anderen Beiwert r gemessen, der so gewählt ist, daß er bei voller Abhängigkeit (Zusammenfallen der Geraden X_1/X_2 und X_2/X_1) zu +1 oder -1, bei voller Unabhängigkeit (Senkrechtstehen der Geraden X_1/X_2 auf X_2/X_1) beider Größen zu 0 wird. Gewöhnlich wird keiner der beiden Grenzwerte auftreten, sondern der Korrelationskoeffizient r_{12} ein echter Bruch sein. Zwischen r_{12} , φ_{12} , b_{12} und b_{21} besteht die Beziehung:

$$(4) \quad r_{12}^2 = 1 - \operatorname{tg}^2 \varphi_{12} (b_{12} + b_{21})^2.$$

Die genauere rechnerische Bestimmung der Beiwerte r und b wird in folgender Reihenfolge vorgenommen, wobei bezüglich der Vereinfachung des Arbeitsganges auf die angeführte Literatur verwiesen sei. Bestimmung:

1. des arithmetischen Mittels von X_1 und X_2 : M_1 und M_2 ,
2. der mittleren Abweichung μ_1 und μ_2

$$(5) \quad \mu_1^2 = \frac{1}{N} \sum (X_1 - M_1)^2,$$

N = Anzahl der Beobachtungen;

3. der gemischten Abweichung

$$(6) \quad p_{12} = p_{21} = \frac{1}{N} \sum (X_1 - M_1)(X_2 - M_2);$$

4. des Korrelationskoeffizienten

$$(7) \quad r_{12} = r_{21} = \frac{p_{12}}{\mu_1 \mu_2};$$

5. der Beziehungskoeffizienten

$$(8a) \quad b_{12} = r_{12} \cdot \frac{\mu_1}{\mu_2},$$

$$(8b) \quad b_{21} = r_{12} \cdot \frac{\mu_2}{\mu_1};$$

in den Beziehungsgeralden (Ausgangsgleichungen)

$$(9a) \quad X_1/X_2 \text{ der Abb. 8: } (X_1 - M_1) = b_{12}(X_2 - M_2),$$

$$(9b) \quad X_2/X_1 \text{ der Abb. 8: } (X_2 - M_2) = b_{21}(X_1 - M_1).$$

Der Koordinatennullpunkt ist also durch M_1 und M_2 gegeben;

6. der mittleren Abweichungen der Beziehungsgeralden:

$$(10a) \quad \mu_{1.2} = \mu_1 \sqrt{1 - r_{12}^2},$$

$$(10b) \quad \mu_{2.1} = \mu_2 \sqrt{1 - r_{12}^2}.$$

Sie geben die Verbesserungen an, die durch Schätzung von X_1 aus X_2 entstehen.

Ist die gesuchte Größe X_1 nur von X_2 abhängig, dann kann man sie mittels der Beziehungsgleichung oder Geraden X_1/X_2 berechnen. Meist wird aber X_1 von mehreren Einflüssen abhängen ($X_2, X_3, X_4 \dots$). Dann muß erst einmal das gleiche Verfahren auf sämtliche möglichen Paare angewendet werden (z. B. 12, 13, 14, 23, 24, 34 ...).

Dann beginnt die schrittweise Ausschaltung der einzelnen Einflüsse.

$$(11a) \quad r_{12.3} = \frac{r_{12} - r_{13} r_{23}}{\sqrt{(1 - r_{13}^2)(1 - r_{23}^2)}}$$

$r_{14.3}$ und $r_{24.3}$ entsprechend

$$(11b) \quad r_{12.34} = \frac{r_{12.3} - r_{14.3} r_{24.3}}{\sqrt{(1 - r_{14.3}^2)(1 - r_{24.3}^2)}} \text{ usw.}$$

Hinter dem Punkte stehen die ausgeschalteten Störungen. So gibt der paarweise Korrelationskoeffizient r_{12} den Zusammenhang zwischen X_1 und X_2 , ohne daß die Unregelmäßigkeiten in den Beziehungen zwischen X_1 und X_2 , die durch die Mitwirkung der übrigen Einflüsse X_3, X_4 usw. entstehen, beseitigt worden sind. $r_{12.3}$ gibt denselben Zusammenhang unter der Annahme, daß X_3 konstant bleibt, die Beziehung 12 also nicht mehr beeinträchtigt. Besteht zwischen X_2 und X_3 gar kein Zusammenhang, so ist $r_{23} = 0$ und $r_{12} = r_{12.3}$.

Ist eine Größe von mehreren Einflüssen abhängig, so besagen die paarweisen Korrelationskoeffizienten desto weniger, je mehr die Einflüsse X_2, X_3 usw. unter sich voneinander abhängig sind. Ein anfangs enger Zusammenhang kann nach Ausschaltung der übrigen Einflüsse völlig verschwinden. Ebenso kann das Gegenteil eintreten. Denn in den seltensten Fällen werden die verschiedenen Einflüsse innerhalb des Beobachtungsmaterials unabhängig voneinander sein.

⁵⁾ Vgl. auch W. Köppen, Einfacher Weg zur Ableitung des Korrelationsfaktors. Ann. d. Hydr. 1934, S. 204.

Die endgültige Beziehungsgleichung für X_1 lautet:

$$(1c) \quad X_1 = b_{12.34} \dots X_2 + b_{13.24} \dots X_3 + b_{14.23} \dots X_4 + \dots + K,$$

wo

$$(8c) \quad b_{12.34} \dots = r_{12.34} \cdot \frac{\mu_{1.34} \dots}{\mu_{2.34} \dots}$$

$$(10c) \quad \mu_{1.34}^2 \dots = \mu_1^2 (1 - r_{12}^2)(1 - r_{13.2}^2)(1 - r_{14.23}^2) \dots$$

$$(12) \quad K = M_1 - b_{12.34} \dots M_2 - b_{13.24} \dots M_3 - b_{14.23} \dots M_4 - \dots$$

Maßgebend für den Erfolg der Auswertung ist die Gesamtkorrelation $R_{1.234} \dots$

$$(13) \quad 1 - R_{1.234}^2 \dots = (1 - r_{12}^2)(1 - r_{13.2}^2)(1 - r_{14.23}^2) \dots$$

Die Größe von R zeigt an, welcher Zusammenhang zwischen dem nach Gl. (1c) berechneten und dem beobachteten Werte von X_1 besteht. Die Brauchbarkeit der gewonnenen Gl. (1c) ist desto größer, je näher R dem Werte 1 liegt. Die zu erwartenden Abweichungen sind im Mittel

$$(10d) \quad \mu_{1.234} \dots = \mu_1 \sqrt{1 - R_{1.234}^2 \dots}$$

Die Berechnung der vorstehenden aufgeführten Maßzahlen läßt sich durch Rechenmaschinen mit Speicherung schnell durchführen. Der Gesamtumfang der Arbeit steigt allerdings mit Zunahme der Zahl der Einflüsse stark an. Jedoch werden der beeinflussenden Faktoren meist nur wenige (etwa bis 7) sein.

III. Beispiele für die Anwendung.

Das Anwendungsgebiet der Korrelationsrechnung ist sehr mannigfaltig. Es werden im folgenden einige Beispiele teils von bereits durchgeführten Untersuchungen, teils von solchen Fragen gegeben, die einer statistischen Bearbeitung besonders zugänglich sind. Im letzteren Falle können naturgemäß nur überschlägliche Ansätze mitgeteilt werden, die mehr die Anwendungsmöglichkeit der Rechnung zeigen sollen, als eine genaue Erfassung der Darstellung bedeuten.

a) Geradlinige Zusammenhänge.

Vielfach erlaubt der Gegenstand der Untersuchung die Zugrundelegung einer geradlinigen Beziehung ohne besondere Umformung.

1. Betondruckfestigkeit.

So ergab die Auswertung von über 3000 Versuchen in Baustoffprüfstellen⁶⁾ folgende Gleichung für die Abhängigkeit der Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen in kg/cm² (1) von dem Wasserzementverhältnis (2), der Normdruckfestigkeit des Zements nach 28 Tagen in kg/cm² (3), dem Zementgewicht in kg

$$\text{Mischungsfaktor (4)} = \frac{\text{Zementgewicht in kg}}{\text{Zementgewicht} + \text{Gewicht der Zuschlagstoffe in kg}}$$

und dem Zementverhältnis (5) = $\frac{\text{Zementgewicht in g}}{\text{Oberfläche der Zuschlagstoffe in m}^2}$:

$$(14) \quad X_1 = 67,24 X_2 + 0,50 X_3 + 7,53 X_4 + 0,44 X_5 - 259.$$

Die Gesamtkorrelation betrug $R = 0,74$, die mittlere Abweichung der obigen Beziehungsgleichung etwa 92 kg/cm².

Eine ähnliche Gleichung⁷⁾, die die Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit (1) von dem Wasserzementverhältnis (2), der Oberfläche der Zuschlagstoffe (3) und dem Raumgewicht des Betons (4) wiedergibt, lautet:

$$(15) \quad X_1 = -254,972 X_2 + 0,005 X_3 + 217,537 X_4 - 165,13$$

$$R = 0,71.$$

Ein Vergleich beider Ergebnisse läßt darauf schließen, daß der Einfluß der Normfestigkeit des Zements auf die Druckfestigkeit des Betons nicht sehr groß ist. Die Gesamtkorrelation $R \approx 0,7$ weist darauf hin, daß noch weitere Einflüsse berücksichtigt werden müssen, oder daß die Form der Beziehungsgleichung der Wirklichkeit nicht genügend nahe kommt.

2. Bodeneigenschaften.

Die Anwendung der Korrelationsrechnung auf Materialfestigkeiten legt es nahe, mit dem Verfahren auch die Bestimmung von Bodeneigenschaften, wie z. B. Scherfestigkeit (Reibung und Haftfestigkeit), Zusammendrückbarkeit u. a., in Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung, dem Raumgewicht, dem Wassergehalt, der Porenziffer, dem Druck im natürlichen Zustande usw. zu versuchen, kurz, also die verschiedenen Bodenbeiwerte miteinander in Verbindung zu bringen. Bei den zahlreichen Versuchen, die in den Erdbaulaboratorien durchgeführt und den ausgedehnten Messungen, die während der Bauausführung und am fertigen Bauwerk vorgenommen werden, fehlt es an Beobachtungsmaterial für dieses Gebiet nicht. Die Bodenmechanik enthält infolge der vielen möglichen Kom-

⁶⁾ W. Meyer, Die Beziehungen zwischen Betondruckfestigkeit und Betonzusammensetzung unter besonderer Berücksichtigung der Normfestigkeit des Zements. Borna-Leipzig 1931.

⁷⁾ W. Drechsel, Die Beurteilung der Eigenschaften von Zementmörtel und Beton auf Grund der mathematischen Beziehungen innerhalb der Versuchsergebnisse. Diss. Dresden 1928.

binationen zwischen den gemessenen Werten eine Fülle von Fragen, bei denen die Anwendung der Korrelationsrechnung einen Erfolg hinsichtlich zahlenmäßiger Auswertung von vermuteten Zusammenhängen verspricht.

Es sei insbesondere auf die Abhängigkeit der Durchlässigkeitsziffer von der Korngröße, dem Porenvolumen, der Temperatur usw. hingewiesen. Die Beziehungen zwischen Durchlässigkeitsziffer und Porenvolumen wurden theoretisch u. a. von Terzaghi untersucht, Ableitungen wurden jedoch nur für grobkörnigen Boden gefunden. Die Durchlässigkeit des Tones lag außerhalb des gefundenen Bereiches, und zwar um so weiter, je fetter der Ton war. Die gefundenen Kurven deuten auf einen logarithmischen Zusammenhang hin. Ehe man sich aber entscheidet, welche Form der Abhängigkeit man wählt, wird man die Beziehungen der Durchlässigkeit auch zu den anderen beeinflussenden Faktoren betrachten müssen. Häufig gibt die zeichnerische Auftragung nach Abb. 8 u. 9 eine klare Auskunft darüber. Treten geradlinige und logarithmische Abhängigkeiten gemischt auf, so wird man zunächst den Versuch mit einem der beiden Ansätze durchführen und sehen, wie groß der mittlere Fehler wird. Gerade bei Bodeneigenschaften wird sich nicht immer von vornherein übersehen lassen, welches Vorgehen das richtigere ist, besonders weil durch das Inneinandergreifen heterogener Einflüsse die Art des Zusammenhanges verzerrt wird. Man kann im allgemeinen sagen: Je mehr Einflüsse sich herauschälen lassen, desto einfacher wird die Form der Abhängigkeit der Größen voneinander. So kann es sehr wohl angehen, daß z. B. die Beziehungen zwischen der Durchlässigkeitsziffer und dem Porenvolumen durch Berücksichtigung der Temperatur, der Ungleichmäßigkeit der Kornform, der Korngröße u. a. einen wesentlich geradlinigeren Verlauf annehmen, als das nach den bisherigen Untersuchungen vermutet wurde. Da gerade die in der Bodenmechanik theoretisch entwickelten analytischen Ausdrücke einen für die allgemeine praktische Anwendung zu verwickelten Charakter tragen, liegt in der statistischen Auswertung des Laboratoriumsmaterials eine lohnende Aufgabe.

In stärkerem Maße ist die Korrelationsrechnung aber vor allem dort geeignet, wo die künstlichen, vereinfachenden Bedingungen der Versuchsanstalt nicht mehr vorliegen, bei den Messungen am fertigen Bauwerk. Infolge der Ungleichmäßigkeit des Untergrundes läßt sich dessen Beschreibung durch Zahlenwerte zwar nicht so erschöpfend wie bei einer homogenen Probe durchführen. Diese Schwierigkeit schließt aber nicht aus, daß man zwischen den weniger verfügbaren Kennzeichen, dadurch, daß sie sich auf zahlreiche, verschiedenartige Fälle beziehen, brauchbare Beziehungen feststellt. Nimmt man z. B. aus den Setzungsbeobachtungen von Bauwerken als abhängige Veränderliche charakteristische Werte wie die größte Endsenkung oder in Anlehnung an die Bezeichnungweise beim radioaktiven Zerfall, den Halbwert der endgültigen Setzung, so lassen sich dazu als beeinflussende Faktoren die Schichtstärke, Durchlässigkeit und Zusammendrückbarkeit der vorherrschenden Bodenart sowie die Grundfläche und Gründungstiefe des Bauwerks und der Betrag der Einheitsbelastung des Bodens angeben. Selbst wenn die Ermittlung der Bodeneigenschaften nur roh und in der Form von Stichproben vorgenommen werden kann, wird man eine statistische Untersuchung nicht ohne neue Erkenntnisse über den Einfluß der Art der Gründung auf die Setzung abschließen. Ebenso wie mit dem Betrag der Setzung läßt sich mit der Zeit der Setzung verfahren. Auf zwei Sonderfragen wird noch zurückgekommen werden.

3. Gewässerkunde: Niederschlag, Abfluß, Verdunstung — Stau im Tidegebiet.

In der Gewässerkunde wurden die Beziehungen zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung mit geradlinigen Gleichungen festgelegt⁸⁾. Unter anderem wurden die Zusammenhänge zwischen der Abflußhöhe im Sommer oder Winter (1), der Niederschlagshöhe der gleichen (2) und der vorhergehenden Jahreszeit (3) untersucht. Es ist dann

$$X_1 = b_{12,3} X_2 + b_{13,2} X_3 + K.$$

Die Untersuchung der Einflüsse auf die nicht von den regelmäßigen Gezeiten hervorgerufenen Veränderungen des Wasserspiegels der Elbe bei Hamburg zur HW- bzw. NW-Zeit, den sog. Stau (1), bei der das Oberwasser des Flusses in Artlenburg (2), das vorhergehende HW (3) und NW (4) sowie Windstärke, Windrichtung durch den Luftdruck in Yarmouth (5), Tynemouth (6) und Blaavandshuk (7) 5 bis 11 bzw. 10 bis 16 Stunden vorher berücksichtigt wurden⁹⁾, führte zu den Bestimmungsgleichungen für den Stau zur HW-Zeit:

⁸⁾ K. Fischer, Niederschlag, Abfluß und Verdunstung im Weser- und Allergebiet. Jahrbuch der Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen, Bd. 7, Nr. 2. Berlin 1933. — K. Fischer, Ziele und Wege der Untersuchungen über den Wasserhaushalt (Niederschlag, Abfluß und Verdunstung) der Flußgebiete. Mit einem Abschnitt zur Einführung in die Korrelationsrechnung. Mitteilungen des Reichsverbandes der deutschen Wasserwirtschaft Nr. 40, Berlin 1936. Vgl. auch F. Schaf-fernak, Hydrographie. Wien 1935, S. 203ff.

⁹⁾ E. Schultze, Die nichtperiodischen Einflüsse auf die Gezeiten der Elbe bei Hamburg. Aus dem Archiv der Deutschen Seewarte, 53. Bd., Nr. 5. Hamburg 1935.

$$(16a) \quad X_1 = -0,0026 X_2 - 0,0087 X_3 + 0,7110 X_4 + 0,2921 X_5 - 0,0305 X_6 - 0,3026 X_7 + 76,53$$

und zur NW-Zeit:

$$(16b) \quad Y_1 = +0,0308 Y_2 + 0,3109 Y_3 + 0,1702 Y_4 + 0,3133 Y_5 - 0,0586 Y_6 - 0,3509 Y_7 - 80,86,$$

wobei (1) bis (4) in cm über NN und (5) bis (7) in $\frac{1}{10}$ mm über 700 mm ein-zusetzen sind. Die Gesamtkorrelation betrug $R = 0,91$ bzw. 0,89, die endgültigen Abweichungen rd. 17 cm gegenüber rd. 40 cm ohne An-wendung der Beziehungsgleichung (16), d. h., die Vorausschätzung des Staues läßt sich durch die vorliegenden Gleichungen (16) um das ge-nannte Maß verbessern.

Die Entwicklung der Belwerte im einzelnen lieferte einen klaren Beweis für die vorher aufgestellte Behauptung von der Unmaßgeblich-keit der ersten paarweisen Korrelationskoeffizienten, in denen die übrigen Einflüsse noch nicht ausgeschaltet sind. Bei der HW-Untersuchung er-hielt man für den Zusammenhang zwischen Stau (1) und Luftdruck in Yarmouth (5): $r_{15} = -0,0225$, also eine Abhängigkeit, die praktisch gleich Null ist. Berücksichtigt man aber den Einfluß (7): Luftdruck in Blaavandshuk, der in starker Abhängigkeit von (5) auftritt ($r_{57} = +0,8268$), so ergibt sich $r_{15,7} = +0,7174$, also ein sehr enger Zusammenhang zwischen Stau und Luftdruck in Yarmouth, wenn der Luftdruck in Blaavandshuk konstant bleibt. D. h., der Stau ist nicht so sehr von dem Absolutbetrage des Luftdruckes an einem Orte abhängig, sondern von dem Unterschiede des Luftdruckes an zwei Orten. Dieser Luftdruckunter-schied ist aber gerade proportional der Windstärke über der Verbindungs-linie. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß die Stauhöhe mehr ein Produkt des Windes als des Gewichtes der Atmosphäre sein muß.

Auch der entgegengesetzte Fall der Täuschung, die die Betrachtung eines paarweisen Korrelationskoeffizienten zur Folge haben kann, läßt sich an Hand des gleichen Beispiels aufzeigen. Zwischen Stau (1) zur HW-Zeit und der Höhe des vorhergehenden HW (3) besteht zunächst eine starke Abhängigkeit: $r_{13} = +0,7302$. Das gleiche ist zwischen dem dem HW-Stau vorangehenden NW (4) und dem HW (3) der Fall: $r_{34} = +0,8420$. Die beiden Einflüsse sind also ebenfalls gegenseitig bedingt. Schaltet man (4) aus, so ergibt sich $r_{13,4} = -0,0210$, während aus $r_{14} = +0,8737$ wird $r_{14,3} = +0,7026$. Das bedeutet, der Stau ist nur scheinbar vom vorhergehenden HW, in Wirklichkeit aber nahezu ausschließlich vom vor-hergehenden NW beeinflusst. Daraus läßt sich die allgemeine Regel ableiten: Sind die Einflüsse nicht so gewählt, daß sie weitgehend unab-hängig voneinander sind, so können aus den paarweisen Korrelations-koeffizienten keine Schlüsse über den wirklichen Verlauf des Vorganges gezogen werden. Soweit die Rechnung dadurch vereinfacht wird, wird man daher versuchen, voneinander unabhängige Einflüsse anzusetzen. Jedoch ist es manchmal praktischer, davon abzusehen. Es sei angenommen, man wüßte, daß eine Größe (1) von dem Unterschiede zweier anderer (2) und (3) abhängig ist. Es ist aber bei einem umfangreichen Material sehr zeitraubend, etwa tausendmal den Unterschied der Werte von (2) und (3) auszurechnen. Man kann dann ohne diese Vorarbeit den Korrelations-koeffizienten $r_{1(2-3)}$ erhalten:

$$(17a) \quad r_{1(2-3)} = \frac{1}{\mu_{(2-3)}} (r_{12} \mu_2 - r_{13} \mu_3),$$

wobei

$$(18a) \quad \mu_{(2-3)} = \mu_2^2 + \mu_3^2 - 2 \mu_2 \mu_3 r_{23} \text{ ist }^{10)}.$$

Da nach Gl. (7) u. (17) $r_{1(2-3)} = r_{(2-3)1}$ ist, gilt diese Beziehung auch dann, wenn die gesuchte Größe X_1 aus einer Differenz oder Summe besteht. Setzt man diese gleich $X_1 - X_2$, so ist:

$$(17b) \quad r_{(1-2)3} = \frac{1}{\mu_{(1-2)}} (r_{13} \mu_1 - r_{23} \mu_2)$$

oder allgemein, wenn $X_{(1,2)} = m X_1 + n X_2$ ist:

$$(17c) \quad r_{(1,2)3} = \frac{1}{\mu_{(1,2)}} (m r_{13} \mu_1 + n r_{23} \mu_2),$$

wobei

$$(18b) \quad \mu_{(1,2)} = m^2 \mu_1^2 + 2 m n \mu_1 \mu_2 r_{12} + n^2 \mu_2^2, \text{ also}$$

$$(17d) \quad r_{(1,2)3} = \frac{m r_{13} \mu_1 + n r_{23} \mu_2}{m^2 \mu_1^2 + 2 m n \mu_1 \mu_2 r_{12} + n^2 \mu_2^2}.$$

Man kann also auf diese Weise Korrelationskoeffizienten von Funktionen bilden, wenn man die Konstanten m und n durch Veränderliche x , x^2 u. ä. ersetzt. Dies wird weiter unten an einem Beispiel erläutert.

4. Wasserverbrauch von Kanälen.

Wie sich die statistische Untersuchung auf ein anderes Gebiet des Wasserbaues anwenden läßt, sei an Hand der Verhältnisse entwickelt, die bei den Wasserverlusten von Kanälen auftreten. Da der Gesamt-

¹⁰⁾ Die Ableitung ist in E. Schultze, a. a. O. (Anm. 9), S. 40, gegeben.

verlust als Summe von Einzelverlusten anzusehen ist, ist zunächst der einfache lineare Ansatz nach Gl. (1c) der wahrscheinlichste. Man kann folgende Einflüsse vermuten, die für eine gewöhnliche Haltung aufgezählt seien. Für eine Scheitelhaltung sind die entsprechenden Abänderungen danach leicht vorzunehmen:

1. der Zufluß aus der oberen Haltung durch künstliche Wasserabgabe (Q_o), desgleichen der Abfluß zur unteren Haltung (Q_u);

2. der Zufluß aus der oberen Haltung durch Leerschleusungen und Schleusungen von beladenen Schiffen (Anzahl n mal Wasserverdrängung V), und zwar bergauf ($n_o V_o$) und bergab ($n_u V_u$), desgleichen der Abfluß zur unteren Haltung ($n_u V_u$ und $n_u' V_u'$);

3. die Undichtigkeiten der oberen und unteren Schleuse, die zweckmäßig verhältnismäßig den Gefällunterschieden h_o und h_u der Haltungen eingesetzt werden. Da diese bei reinen Kanalschleusen im Durchschnitt konstant bleiben, kann deren Ansatz als Veränderliche unter Umständen auch wegfallen. Bei Untersuchungen, die sich über sehr lange Zeiträume ausdehnen, wäre zu beachten, daß die Undichtigkeiten mit dem Alter einer Schleuse zunehmen;

4. die Durchlässigkeit des Kanalbettes (Sickerwassermenge Q_s), die gegebenenfalls durch Angabe des Grundwasserstandes neben dem Kanal ergänzt oder ersetzt werden kann (h_g);

5. die Höhe der Niederschläge (h_n);

6. etwaige natürliche Zuflüsse in die Haltung, ausgedrückt durch deren Wasserstand am Pegel (h_z, h_z' usw.);

7. etwaige Entlastungen aus der Haltung (Q_e);

8. die Verdunstung, ausgedrückt durch die Temperatur (T).

Die genannten Größen sind entweder Tages-, Wochen- oder Monatsmittel, je nach der Art der Messungen. Es gilt:

$$(19) \quad Q_o + Q_u - n_o V_o - n_u' V_u' + n_u V_u + n_u' V_u' + \alpha h_o + \beta h_u + Q_s + \gamma h_g + \delta h_n + \epsilon h_z + Q_e + \zeta T = \text{Konst.}$$

Die griechischen Buchstaben bezeichnen die zu ermittelnden Erfahrungswerte b [der Gl. (1)]. Die zu bestimmende Größe des Wasserverlustes ($W = X_1$) kann je nach den Verhältnissen, z. B. durch die Absenkung des Kanalwasserspiegels (h_k) oder die künstliche Zuführung des Wassers (also durch Q_o oder durch die Summe $Q_u - Q_o + n_u V_u + n_u' V_u' - n_o V_o - n_u' V_u' + h_k B L$ usw.), ausgedrückt werden, wobei B = mittlere Spiegelbreite und L = Länge der Haltung ist. In den meisten Fällen wird die künstliche Speisungswassermenge Q_o oder die Sickerwassermenge Q_s als abhängige Veränderliche interessieren. Je nach der Wahl der zu bestimmenden Größe X_1 werden die übrigen als Einflüsse X_2 bis X_n eingesetzt.

Bei diesem Beispiel, das absichtlich eine große Zahl von Einflüssen umfaßt, wird man zur Vereinfachung der Auswertung zunächst auf diejenigen Faktoren, die weniger bedeutungsvoll erscheinen, verzichten und an Hand der Gesamtkorrelation R feststellen, ob sie ausreichend groß ist. Die Ausschaltung kann zunächst gefühlsmäßig vorgenommen und nach Ermittlung des paarweisen Korrelationskoeffizienten erweitert werden. Sind nämlich Einflüsse vorhanden, die weder mit der gesuchten Größe noch mit irgendeinem der anderen Einflüsse zusammenhängen, also allseitig nur geringe paarweise Korrelationskoeffizienten r_{ab} aufweisen, so können sie als unerheblich bei der Berechnung der höheren Korrelationskoeffizienten weggelassen werden.

Kleinere hydraulische Untersuchungen, wie über den Abfluß an Überfällen, wurden ebenfalls schon statistisch bearbeitet¹¹⁾.

5. Unkostenermittlung im Baugewerbe.

Ein in letzter Zeit mehrfach erörtertes Problem, die Berechnung des angemessenen Preises für Bauarbeiten¹²⁾, reizt ebenfalls zu einer statistischen Behandlung. Der strittige Punkt aller Auseinandersetzungen ist die Höhe der allgemeinen Geschäftskosten. Das zu untersuchende Kollektiv müßte die jährlichen Kosten möglichst vieler Bauunternehmungen gleicher Größenordnung über möglichst viele Jahre umfassen und kann nach verschiedenen Gesichtspunkten zerlegt werden. Man erhält als Gesamtkollektiv (Gesamtmenge aller Beobachtungszahlen) die Jahreskosten X für die verschiedenen unten aufgeführten Posten, und zwar von verschiedenen Unternehmungen über verschiedene Jahre. Dabei ist es zweckmäßig, für alle Betriebe dieselben Jahre zu wählen. Von der Gesamtmenge X lassen sich als Teilmengen abspalten: 1. die Jahreskosten Y von verschiedenen Unternehmungen, aber nur jeweils für ein Jahr. Für jedes Jahr wird also die unten beschriebene Untersuchung gesondert durchgeführt; 2. die Jahreskosten Z jeweils einer einzigen Unternehmung,

aber über verschiedene Jahre. Für jede Unternehmung wird also eine besondere Untersuchung durchgeführt. Es ist demnach die Menge X = Summe der Teilmengen Y = Summe der Teilmengen Z .

Die arithmetischen Mittel aus der Menge X werden mit M , aus der Teilmenge Y mit N und aus der Teilmenge Z mit O bezeichnet. Im allgemeinen werden die Mittel aus dem verschiedenen Beobachtungsmaterial voneinander abweichen.

Die jährlichen Kosten, der Gesamtumsatz X_1 bis X_n bzw. Y_1 bis Y_n , Z_1 bis Z_n , der Einzelbetriebe müßten zergliedert sein etwa in:

1. allgemeine Geschäftskosten + Kapitaldienst + Umsatzsteuer + Risiko und Gewinn = X_1 bzw. Y_1 bzw. Z_1 ,

2. reine Gesteungskosten je Jahr und Betrieb X_2 bis X_n usw., die unterteilt werden in z. B.

- X_2, Y_2 bzw. Z_2 = Lohnkosten für die örtliche Bauleitung,
- X_3, Y_3 bzw. Z_3 = Lohnkosten für Hochbaubetonarbeiten,
- X_4, Y_4 bzw. Z_4 = Lohnkosten für Tiefbaubetonarbeiten,
- X_5, Y_5 bzw. Z_5 = Lohnkosten für Erdarbeiten,
- X_6, Y_6 bzw. Z_6 = Materialkosten für Hochbaubetonarbeiten,
- X_7, Y_7 bzw. Z_7 = Materialkosten für Tiefbaubetonarbeiten usw.

für die übrigen anfallenden Arbeiten. Die jährlichen Gesamtkosten X_n ($n = 1, 2, 3 \dots$) lassen sich jeweils wieder unterteilen in die Kosten für die einzelnen Baustellen:

$$(20) \quad X_n = X_n' + X_n'' + X_n''' + \dots$$

An Stelle von X kann in den gesamten Ansätzen auch Y und Z gesetzt werden, denn z. B. X_1, Y_1 und Z_1 bedeuten dasselbe. Sie unterscheiden sich nur dadurch, daß ihre Gesamtmenge nach verschiedenen Gesichtspunkten ausgesucht ist.

Man erhält die Beziehungsgleichung (1c) für X und Gl. (12) für K . Hier bezeichnet M das jeweilige arithmetische Mittel, insbesondere M_1 das mehrjährige Mittel der (jährlichen) Unkosten für die gesamte Branche. Entspricht in einem Jahre der Umsatz einer Einzelfirma in allen Arbeiten genau dem mehrjährigen Mittel des jährlichen Umsatzes der Branche, so sind die Unkosten dieses Jahres gleich denjenigen des mehrjährigen Mittels der Branche. Weicht die Beschäftigungsart davon ab, so gibt X_1 die Unkosten für das betreffende Unternehmen in dem betreffenden Jahr. Diese können in folgender Weise auf die einzelnen Baustellen verteilt werden. Da nach Gl. (20) $X_n = X_n' + X_n'' + X_n''' + \dots$ wird

$$(21a) \quad X_1' + X_1'' + X_1''' + \dots = b_{12,34} \dots (X_2' + X_2'' + X_2''' + \dots) + b_{13,24} \dots (X_3' + X_3'' + X_3''' + \dots) + b_{14,23} \dots (X_4' + X_4'' + X_4''' + \dots) + \dots + K.$$

Die Konstante K müßte entsprechend dem Verhältnis $X_1' : X_1, X_1'' : X_1$ auf die einzelnen Baustellen umgerechnet werden:

$$(21b) \quad X_1' + X_1'' + X_1''' + \dots = b_{12,34} \dots (X_2' + X_2'' + X_2''' + \dots) + b_{13,24} \dots (X_3' + X_3'' + X_3''' + \dots) + \dots + \frac{X_1'}{X_1} K + \frac{X_1''}{X_1} K + \frac{X_1'''}{X_1} K + \dots$$

oder

$$(21c) \quad X_1' = b_{12,34} \dots X_2' + b_{13,24} \dots X_3' + b_{14,23} \dots X_4' + \dots + \frac{X_1'}{X_1} K$$

$$(21d) \quad X_1' = b'_{12,34} \dots X_2' + b'_{13,24} \dots X_3' + b'_{14,23} \dots X_4' + \dots$$

wo

$$(22) \quad b'_{12,34} \dots = \frac{b_{12,34} \dots}{1 + \frac{X_1'}{X_1}}, \quad b'_{13,24} \dots = \frac{b_{13,24} \dots}{1 + \frac{X_1''}{X_1}} \quad \text{usw.}$$

Die Beziehungsgleichung für X' ist nicht aus einem Kollektiv gewonnen, sondern aus der ursprünglichen Beziehungsgleichung für X abgeleitet. Sie stellt also keine rein statistische Beziehung mehr dar, sondern eine zusätzliche Überlegung, nämlich die Verteilung der Geschäftskosten auf die einzelnen Baustellen. X' ist im Gegensatz zu $X = \sum X'$ kein gegebenes Kollektiv.

Die Bedeutung der Beziehungskoeffizienten b und b' ... ist folgende: b bezeichnet mit 100 multipliziert die prozentualen Zuschläge, die auf die Gesamtsumme der einzelnen Bauarbeiten und Materialkosten eines bestimmten Jahres von einer bestimmten Firma erhoben werden müssen, ohne Berücksichtigung der mittleren Unkosten K .

b' bezeichnet mit 100 multipliziert die prozentualen Zuschläge, die für ein einzelnes Bauvorhaben dieses Jahres erhoben werden müssen, die also in die Kalkulation einzusetzen sind. Man erhält also hierdurch eine Umlegung der festen Kosten K für ein Jahr auf die Einzelbaustelle und eine statistische Übersicht darüber, wie stark die einzelnen Arbeitsvorgänge und die einzelnen Baustellen wirklich durch die Unkosten belastet werden. Sollen aus anderen Gründen die Materialkosten nicht mit

¹¹⁾ L. Koch, Beiträge zur Häufigkeitsrechnung und Korrelationsmethode in ihrer Anwendung auf Fragen des Ingenieurwesens. Diss. Dresden 1923.

¹²⁾ Reichsverband des Ingenieurbaues e. V., Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten, Berlin 1934; W. Meyer u. P. Wiesner: Die Bestimmung des angemessenen Preises im Baugewerbe, Berlin 1935; O. Blunck, Der gerechte Preis für massive Ingenieurbauten, Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

Ihrem berechneten Anteil, sondern etwa mit einem festen Satze von 10% belastet und der Unterschied auf die Lohnkosten verteilt werden, so ist dies ohne weiteres möglich. Es sei in Anlehnung an die Veröffentlichung von Blunck:

- X_1 = Gesamtumsatz abzüglich reine Gesteungskosten = Gesamtkosten eines Jahres,
- X_2 = Lohnkosten der örtlichen Bauleitung ($L_{\delta e}$) und der Erdarbeiten ($L_{e e}$),
- X_3 = Lohnkosten der Betonarbeiten ($L_{b e}$),
- X_4 = Stoffkosten der einzelnen Bauausführung (M_e), alles während eines Jahres.

$$(23a) \quad X_1' = b_{12}' X_2' + b_{13}' X_3' + b_{14}' X_4'$$

(Die Indizes hinter dem Punkte sind der Einfachheit halber weggelassen.)

Soll $b_{14}' = 0,10$ werden, so ergibt sich

$$(23b) \quad X_1' = b_{12}' X_2' + b_{13}' X_3' + 0,10 X_4' + (b_{14}' - 0,10) X_4'$$

$$(24) \quad X_1' = b_{12}' X_2' + \left[b_{13}' + (b_{14}' - 0,10) \frac{X_4'}{X_3'} \right] X_3' + 0,10 X_4'$$

Der Faktor $\frac{X_4'}{X_3'}$ entspräche der Einzelstoffziffer ϵ (von Blunck).

Der Gedankengang der statistischen Untersuchung war also folgender:

Aus einer großen Zahl gleichartiger Firmen werden über viele Jahre die jährlichen Unkosten einer Untersuchung in Abhängigkeit von den jährlichen Lohn- und Stoffkosten der sämtlichen vorkommenden Arbeiten dargestellt. Dabei bedeutet die Summe X_1 bis X_n den Gesamtumsatz einer Firma im Jahre. Man erhält die mittleren Unkosten einer Branche als M_1 absolut und geteilt durch $\frac{1}{100} \cdot \Sigma X$ prozentual. Erstreckt sich das Kollektiv nur jeweils über ein Jahr (Y_1), so geben die Mittel N_1 aus mehreren Jahren eine Übersicht über die Konjunkturschwankungen; erstreckt es sich nur über eine Unternehmung (Z), so geben die Mittel von mehreren Unternehmungen ein Bild über die Wirtschaftlichkeit des Einzelunternehmens im Vergleich zu anderen.

Man kann jetzt folgende Arten von Beziehungsgleichungen unterscheiden: aus der Menge X ergibt sich eine krisenfeste Branchengleichung, aus der Teilmenge Y — die von der Konjunktur abhängigen Branchengleichungen, aus der Teilmenge Z — die krisenfesten Firmengleichungen.

Eine Angleichung an die Konjunkturschwankungen und die Besonderheiten von Unternehmungen läßt sich dadurch vornehmen, daß man die Mittel N oder O in die Beziehungsgleichung für X einsetzt und umgekehrt. Setzt man z. B. in die Gleichung für X_1 die Mittel O_2 bis O_n für X_2 bis X_n , so wird man einen anderen Wert (X_1') erhalten, als unmittelbar als Mittel aus den Aufstellungen der Einzelunternehmung abgeleitet ist ($= O_1$). Die Abweichung ($O_1 - X_1'$) wird desto geringer sein, je größer der Korrelationskoeffizient der Gleichung für X_1 ist. Dieser gibt in dem vorliegenden Falle einen Maßstab für die Gleichartigkeit der untersuchten Betriebe. Weichen nämlich die allgemeinen prozentualen Unkosten der einzelnen Betriebe stark voneinander ab, so wird die Beziehungsgleichung für das außer der Reihe liegende Einzelunternehmen ungenau. Außer der Reihe liegen größtenteils solche Geschäfte, die entweder mit zu hohen oder zu niedrigen Unkosten arbeiten, oder solche, die wegen ihres andersartigen Aufgabenbereiches (Sonderfirmen) nicht in das Kollektiv hineingehören. Vorausgesetzt, daß die Gesamtbranche wirtschaftlich arbeitet und das Kollektiv richtig zusammengestellt ist, gibt also das Verhältnis

$$X_1: \frac{\Sigma X_n}{2} \text{ den maßgebenden Unkostenzuschlag an. In die Gleichung für}$$

X_1' sollte der Wert X_1 und nicht das von der einzelnen Unternehmung auf Grund ihrer Bücher errechnete langjährige Mittel O_1 eingesetzt werden. Auf diese Weise wird eine Angleichung der Unkosten der Einzelfirmen erstens an den mehrjährigen Durchschnitt, zweitens an die der Branche erreicht, ohne daß die Besonderheiten des Einzelunternehmens außer acht gelassen werden. Denn sowohl der Gesamtumsatz wie die Verteilung der Gesteungskosten auf die einzelnen Arbeiten, die den individuellen Charakter einer Unternehmung ausmachen, werden berücksichtigt. Die Gleichung für X_1' ermöglicht schließlich die Ermittlung des Gesamtkostenzuschlages, der auf jeden einzelnen Bau zu verrechnen ist, ebenfalls unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse, die bei jeder Baustelle in bezug auf die Verteilung der Arbeiten vorliegen.

Es liegt nicht in der Absicht dieser Arbeit, die praktische Durchführbarkeit einer solchen Untersuchung zu prüfen, der große Schwierigkeiten entgegenstehen. Immerhin hat eine unbeteiligte Stelle wie das Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit schon die Möglichkeit bewiesen, in den Kostenaufbau der Industrie einzudringen. Im Rahmen dieser Darlegungen sollte lediglich die Anwendbarkeit der Korrelationsrechnung auch auf solche schwierigen Fragen gezeigt werden.

b) Logarithmische Ansätze.

Die Beziehungsgleichung hat die Form (2) oder (3). Ihre Anwendung ist nur möglich, wenn die einzelnen Einflüsse in absoluten Zahlen gemessen sind und keine negativen Werte annehmen können. Sie ist also nicht brauchbar, sobald z. B. Höhen auftreten, die auf einen willkürlich gewählten Nullpunkt wie NN bezogen sind, falls die Beziehungen unabhängig von der absoluten Höhe sind. Dagegen läßt sich die logarithmische Beziehungsgleichung bei Größen wie kg, kg/cm², m² usw. ohne weiteres anwenden.

1. Abflußgesetz in Wasserläufen.

Eine leider nur mit der Methode der kleinsten Quadrate häufig untersuchte Beziehung dieser Art ist das Abflußgesetz von Flüssen, das die Form hat:

$$(25) \quad v = K t^{b_{12}} \cdot b^{b_{13}} \cdot J^{b_{14}} \quad (13)$$

Es ist also

$$\begin{aligned} X_1 &= \log v & v &= \text{mittlere Geschwindigkeit,} \\ X_2 &= \log t & t &= \text{mittlere Tiefe,} \\ X_3 &= \log b & b &= \text{mittlere Breite,} \\ X_4 &= \log J & J &= \text{mittleres Spiegelgefälle.} \end{aligned}$$

Die Behandlung dieser Frage mit der Korrelationsrechnung hätte den Vorteil, die Genauigkeit des Ergebnisses übersehen und den Einfluß der einzelnen Faktoren und ihre gegenseitigen Beziehungen genau messen zu können. Das ist bei den Lösungen nach der Methode der kleinsten Quadrate nicht ohne weiteres möglich und behindert daher die endgültige Lösung der Frage, wieweit man mit dem Ansatz der Gl. (25) überhaupt zu einem Abflußgesetz gelangt. Schon aus dem Vergleich der Korrelationskoeffizienten, die man für die Abflußformeln verschiedener Flüsse erzielte, ließen sich neue Schlüsse auf die Beeinflussung des Abflusses ziehen. Würde die Gesamtkorrelation R stark schwanken, so bedeutete das, daß das Gesetz in der Form 25 nur für bestimmte Wasserläufe mit großem R gilt. Ist R bei allen Wasserläufen nahezu gleich und unterscheidet sich wenig von 1, so gibt ein Vergleich der Beziehungskoeffizienten b_{12} usw. der verschiedenen untersuchten Flußquerschnitte miteinander einen Überblick über die Veränderlichkeit der Eigenart von Wasserläufen, die man früher etwas lapidar unter der Bezeichnung „Rauhigkeit“ zusammenfaßte.

2. Geschiebebewegung.

Ähnlich liegen die Dinge bei den Gesetzen der Geschiebebewegung. Die Grenzschiebspannung S für den Zustand der „allgemeinen Bewegung“¹⁴⁾ kann mit ausreichender Näherung durch eine rein logarithmische Funktion ausgedrückt werden:

$$(26) \quad S = K \cdot J^{b_{12}} \cdot t^{b_{13}} \cdot b^{b_{14}} \cdot q^{b_{15}} \cdot d_g^{b_{16}} \cdot M^{b_{17}} \cdot \gamma_2^{b_{18}}$$

wobei

$$\begin{aligned} X_1 &= \log S, & X_2 &= \log J, & X_3 &= \log t, \\ X_4 &= \log b & & & & \text{(Bedeutung wie vor),} \\ X_5 &= \log q & q &= \text{Wassermenge je Breitereinheit,} \\ X_6 &= \log d_g & d_g &= \text{gewichtsmittelter Korndurchmesser,} \\ X_7 &= \log M & M &= \text{Gleichkörnigkeitsmodul,} \\ X_8 &= \log \gamma_2 & \gamma_2 &= \text{spez. Gewicht des Geschiebes,} \\ & & & & & \text{abzögl. spez. Gewicht des Wassers } \gamma_1 \\ & & & & & = \gamma - \gamma_1. \end{aligned}$$

Der gleiche Ansatz läßt sich zur Ermittlung des Geschiebetriebes G , d. i. die Menge des in der Zeiteinheit auf der Breitereinheit bewegten Geschiebes aufstellen.

In der vorstehenden Grundgleichung 26 ist eine große Anzahl von Faktoren berücksichtigt, von denen nicht ohne weiteres feststeht, ob sie alle einen merkbaren Einfluß auf S oder G ausüben. Es ist aber besser, den Umfang der vermuteten Faktoren zunächst möglichst weit abzugrenzen, da die Durchführung des Verfahrens es erlaubt, unbedeutende Einflüsse später wegfällen zu lassen. Bei derartigen Untersuchungen ist ein negatives Ergebnis auch ein Ergebnis, da die Erkenntnis, daß ein Faktor unbeteiligt ist, die Erfassung eines Vorganges ebenso fördert wie die gegenteilige Feststellung.

Bei der Benutzung des Beobachtungsmaterials müßte für die Geschiebefrage zwischen Messungen in der Natur und in der Versuchsanstalt unterschieden werden. Der Vergleich der gewonnenen Koeffizienten erlaubt dann Rückschlüsse auf die Übertragbarkeit der Laboratoriumsversuche in die Wirklichkeit, die durch rein theoretische Überlegungen schwierig vorzunehmen ist, da die verschiedenen Ähnlichkeitsgesetze bei diesem Problem sich gegenseitig beeinträchtigen.

¹³⁾ Vgl. M. Lippke, Beitrag zur Kenntnis des Abflußgesetzes, Ztrbl. d. Bauv. 1934, Heft 31, 32; W. Soldan, Über Geschwindigkeitsformeln. Landesanstalt für Gewässerkunde. Besondere Mitteilungen, Bd. 7, Nr. 1, Berlin 1931; A. v. Rinsum, Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen. Mitt. aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Berlin 1935.

¹⁴⁾ Vgl. H. G. Casey, Über Geschiebebewegung. Diss. Berlin 1935, S. 34 und 13.

3. Tragfähigkeit von Rammpfählen.

Ebenfalls mit Hilfe eines logarithmischen Ansatzes kann die Frage der Tragfähigkeit von Rammpfählen vielleicht erfolgreicher als bisher in Angriff genommen werden. Aber selbst wenn bei diesem schwierigen Gegenstande eine endgültige Lösung nicht zu erreichen ist, wird die Ermittlung des Korrelationskoeffizienten viel zur Sichtung der Beobachtungen beitragen.

Es ist bisher nicht gelungen, diesem Problem mit den einfachen Hilfsmitteln der klassischen Erddrucktheorie oder mit den gebräuchlichen Rammformeln beizukommen¹⁵⁾. Man hat daher, um wirklich zuverlässige Angaben über die Lasten zu erhalten, die einem geramten Pfahle zugemutet werden dürfen, zu dem umständlichen und teuren Ausweg der Probelastung greifen müssen. Die Formeln der Erddrucktheorie und ein Teil der Rammformeln kranken daran, daß sie auf theoretischem Wege abgeleitet worden sind, der zudem nur unter verschiedenen vereinfachenden Annahmen beschränkt werden konnte. Wie stark allein diese mehr oder weniger eingreifenden Vereinfachungen sich bei den Rammformeln auswirken, zeigt anschaulich Hetzel-Wundram¹⁶⁾ in einer zeichnerischen Gegenüberstellung.

Da heute bereits eine größere Zahl von Probelastungen geramter Pfähle vorliegt, ist die Voraussetzung zur Anwendung statistischer Verfahren gegeben. Der Zweck einer damit gewonnenen Formel ist der, die Probelastung, die jedesmal einen besonderen Arbeitsvorgang darstellt, in Zukunft in manchen Fällen zu sparen, zum mindesten jedenfalls auch dann zu einem näheren Anhalt über die zulässige Belastung der Pfähle zu gelangen, wenn wegen der besonderen Verhältnisse des Baues (z. B. Geringfügigkeit des Objektes, Eile der Herstellung) von einer Probelastung Abstand genommen wird. Die in der Untersuchung auftretenden unabhängigen Veränderlichen dürfen daher nur solche Größen sein, die beim Rammen eines Pfahles sowieso notiert werden, das sind also die Abmessungen des Pfahles und die im Rammprotokoll enthaltenen Werte.

Es läßt sich aus den bisherigen theoretischen Formeln leicht entnehmen, daß die logarithmische Form der Beziehungsgleichung der Wirklichkeit am nächsten kommt. — Zwar erscheinen die Rammformeln, die auf der Theorie des elastischen Stoßes aufgebaut sind, als Ausdrücke, die aus Summen und Produkten bestehen. Sie nähern sich aber mit zunehmender Vereinfachung der Annahmen immer mehr der reinen Produktform, so z. B. die Rammformel von Brix und Fang-Yin-Tsai (Ann. Lav. Pubb. 1936, S. 845).

Der dynamische Rammwiderstand W , den man auf diesem Wege erhält, wurde früher unrichtigerweise gleich dem Eindringungswiderstande bei ruhender Belastung gesetzt. Das entspricht nicht den wirklichen Verhältnissen, da sich der Boden unter den Rammschlägen anders verhält als unter einer statischen Belastung. Dagegen erscheint es als brauchbare Arbeitshypothese, wenigstens bei nichtbindigem Boden, den Eindringungswiderstand, der der Tragfähigkeit des Pfahles bei ruhender Belastung entsprechen würde, als Funktion des Rammwiderstandes, wenn auch nicht nur dieses, aufzufassen.

Als unabhängige Veränderliche erscheinen in den Rammformeln folgende Größen:

- h = Fallhöhe des Rammhärens,
- Q = Gewicht des Rammhärens,
- G = Gewicht des Pfahles,
- e = Einsenkung des Pfahles beim letzten Rammschlage bzw. der letzten Hütze,
- E = Elastizitätsziffer des Pfahles,
- l = Länge des Pfahles,
- F = mittlerer Querschnitt des Pfahles;

ferner werden bezeichnet als abhängige Veränderliche:

- W = Rammwiderstand des Pfahles,
- P = Eindringungswiderstand oder Tragfähigkeit des Pfahles bei ruhender Belastung.

Bei den vereinfachten Rammformeln erscheinen E , F und l nicht. So lautet die Formel von Brix

$$(27) \quad W = \frac{Q^2 G h}{(Q + G)^2 e} = f(Q, G, h, e).$$

Diesen Ausdruck kann man sich leicht durch den auf statistischem Wege gewonnenen

$$(28) \quad P = f(W, Q, G, h, e) = K \cdot Q^{b_{12}} \cdot h^{b_{13}} \cdot G^{b_{14}} \cdot e^{b_{15}}$$

ersetzt denken. Es ist anzunehmen, daß die Gleichung in dieser Form den wirklichen Verhältnissen eher entsprechen wird, weil die Koeffizienten b aus der Erfahrung genommen werden.

Man gelangt ebenfalls zu einer logarithmischen Form der Abhängigkeit, wenn man von der Erddrucktheorie ausgeht und die Formel von Krey und Dörr betrachtet.

¹⁵⁾ K. v. Terzaghi, Die Senkungen der Fundierungen und ihre Wirkung auf den Oberbau. De Ingen. 1935, S. B. 239, 263.

¹⁶⁾ Hetzel-Wundram, Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel. Berlin 1929.

Hiernach ist

$$(29) \quad P = U \cdot \frac{t^2}{2} (\gamma_e \cdot \operatorname{tg} \delta) + Ft \left[\gamma_e \cdot \frac{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right)}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)} \right]$$

= Widerstand aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Vernachlässigt man in erster Annäherung den oft unerheblichen Spitzenwiderstand¹⁷⁾, so erhält man ein reines Produkt

$$(29a) \quad P = U \cdot \frac{t^2}{2} (\gamma_e \cdot \operatorname{tg} \delta),$$

wenn

- U = Umfang des Pfahles,
- t = Rammtiefe des Pfahles,
- γ_e = Raumgewicht des Bodens,
- ρ = Reibungswinkel des Bodens,
- δ = Reibungswinkel zwischen Boden und Pfahl.

Die letzten drei Größen werden oft roh angenommen, da eine rechtzeitige Untersuchung der Werte γ_e , ρ und δ in einer Versuchsanstalt nicht immer durchführbar ist. Darin beruht ein Nachteil dieser Formel, deren Ergebnisse durch den Spielraum dieser Werte willkürlich beeinflusst werden können. Faßt man die Erddruckbeiwerte unter der Bezeichnung R (Reibungskraft) zusammen, so lautet die Formel

$$(29b) \quad P = U \cdot \frac{t^2}{2} \cdot R.$$

Für R muß ein meßbarer Beobachtungswert eingesetzt werden, der die Eigenschaften des Bodens wiedergibt. Als einen solchen Wert kann man den Rammwiderstand W der Rammformel betrachten, der unzweifelhaft eine Charakteristik des Bodens enthält, so daß also $R = f(W)$. Setzt man ein und berücksichtigt die oben vernachlässigten Werte E , F und l aus Gl. (27), so ergibt sich

$$(30) \quad P = U t^2 f(Q, G, h, e, l, E, F)$$

$$(30a) \quad P = f'(U, t, Q, G, h, e, l, E, F).$$

Die Formel (29b) deutet auf einen logarithmischen Zusammenhang; ebenso haben wir gesehen, daß die Rammformeln sich gemäß Gl. (27) u. (28) näherungsweise auf eine solche Beziehung hin schreiben lassen.

Um den Einfluß der Bodenarten besser erfassen zu können, als es durch Angabe der Eindringung e während der letzten Hütze möglich ist, empfiehlt es sich, noch versuchsweise die gesamte Rammarbeit $A = 10nQh$ einzuführen. Hier sind Q und h die bereits berücksichtigten Größen: Bärgewicht und Fallhöhe, n ist die Anzahl der Hützen zu je zehn Schlägen. Letztere Größe wäre als achte Veränderliche hinzuzufügen. Ist die Fallhöhe des Bären während des Rammens verändert worden, so muß für n gesetzt werden $n' = \frac{\Sigma hn}{h'}$, wo h' die letzte Fallhöhe bedeutet, die ja auch in die Rammformel eingesetzt wird.

Die Zahl der Veränderlichen läßt sich vermindern, wenn man die Ermittlung jeweils auf ein einheitliches Material (Holz, Eisenbeton oder Stahl) und einen einheitlichen Querschnitt des Pfahles (rund, quadratisch usw.) beschränkt.

Dann ist z. B. bei rundem Querschnitt

$$(31a) \quad U = 2r\pi \quad F = r^2\pi$$

$$(32a) \quad U = 2\sqrt{F\pi} = f(F)$$

$$(32b) \quad G = lF\gamma,$$

wenn γ = Raumgewicht des Pfahlmaterials. Bei einheitlichem Material sind γ und E konstant, fallen also aus dem Ansatz heraus, so daß als unabhängige Veränderliche bleiben Q , h , F , l , t , e , n und als abhängige Veränderliche P .

Die ersteren ergeben sich aus den Pfahlabmessungen und dem Rammprotokoll, P ist dem Senkungsdiagramm der Probelastung des Pfahles¹⁸⁾ zu entnehmen. Die Beziehungsgleichung erhält dann folgende Form:

$$(28a) \quad P = K Q^{b_{12}} \cdot h^{b_{13}} \cdot F^{b_{14}} \cdot l^{b_{15}} \cdot t^{b_{16}} \cdot e^{b_{17}} \cdot n^{b_{18}}$$

oder

$$(28b) \quad \log P = \log K + b_{12} \cdot \log Q + b_{13} \cdot \log h + \dots$$

Hierauf läßt sich die Korrelationsrechnung ohne weiteres anwenden, wenn man

$$\begin{matrix} X_1 = \log P & X_2 = \log Q & X_3 = \log h & X_4 = \log F \\ X_5 = \log l & X_6 = \log t & X_7 = \log e & X_8 = \log n \end{matrix}$$

schreibt. Bei F und l ist ein unmittelbar proportionaler Zusammenhang, d. h. ein positives b , zu erwarten, bei e ein mittelbarer. Über die Beziehung Q , h und l läßt sich ohne nähere Überlegungen nichts Bestimmtes aussagen, aber auch hier kann wohl mit einem Auftreten im Zähler gerechnet werden. Wahrscheinlich werden die paarweisen und partiellen

¹⁷⁾ K. v. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, S. 279. Leipzig und Wien 1925.

¹⁸⁾ Etwa als Grenzbelastung nach Terzaghi, a. a. O., S. 234 bis 263 u. 281, oder bezogen auf eine bestimmte Senkung t .

Korrelationskoeffizienten stark voneinander abweichen. Aus den gewonnenen Korrelationskoeffizienten lassen sich diejenigen für die Größen $A = Qhn$, $G = \gamma Fl$ oder andere ohne neue Auszählung mittelbar bestimmen. Das ist z. B. bei dem Pfahlgewicht G von Interesse, um unter Umständen festzustellen, wie weit dessen Einführung in die bisherigen Rammformeln von Bedeutung war.

Setzt man

$$(32b) \quad X_9 = \log G = \log \gamma + \log F + \log l = \text{konst.} + X_4 + X_5,$$

so läßt sich nach Formeln (17) u. (18) ohne weiteres r_{10} , r_{20} usw. aus r_{14} , r_{15} , r_{35} usw. ermitteln. Das Pfahlgewicht läßt sich also nachträglich einführen, ohne bei der Auswertung in jedem Fall berechnet werden zu müssen. Dasselbe gilt von allen Ausdrücken, die sich durch Addition aus X_1 bis X_8 zusammensetzen lassen, so also auch für die Rammarbeit.

$$(31b) \quad X_{10} = \log A = \log Q + \log h + \log n = X_2 + X_3 + X_6.$$

Es lassen sich also bei der Ermittlung der partiellen und endgültigen Beziehungskoeffizienten die Einflüsse nach ganz verschiedenen Gesichtspunkten gruppieren.

Fällt der Gesamtkorrelationskoeffizient R genügend hoch aus, so ist damit sowohl der logarithmische Ansatz wie auch die Wahl der Einflüsse gerechtfertigt, auch wenn sie theoretisch anfechtbar ist. Aus der gewonnenen Beziehungsgleichung lassen sich ferner Rückschlüsse auf den Wert der verschiedenen bisherigen Rammformeln ziehen.

Für die praktische Berechnung der Tragfähigkeit würde bei hohem R nach der gewonnenen Beziehungsgleichung in Zukunft das Verhalten des Pfahles während der Rammung genügen. Die Ermittlung der Tragfähigkeit kann dann jeweils durch folgende Zusammenfassung erleichtert werden:

1. Rammvorgang, gegeben durch Q und h . Da im allgemeinen nur beschränkte Werte von Bärgewicht und Fallhöhe auftreten werden, läßt sich der Ausdruck $KQ^{b_{12}}h^{b_{13}} = A$ tabellarisch aufstellen:

$A = KQ^{b_{12}}h^{b_{13}}$		Q [kg]					
		500	600	700	800
h [m]	0,5						
	0,6						
	0,7						
	0,8						
	...						

2. Pfahlabmessung, gegeben durch F und l . In gleicher Weise wie unter 1. lassen sich die Werte $B = F^{b_{14}}l^{b_{15}}$ tabellarisch zusammenstellen:

$B = F^{b_{14}}l^{b_{15}}$		F [cm ²]					
		400	500	600	700	800	...
l [m]	1,0						
	1,5						
	2,0						
	2,5						
	...						

3. Die Größen $t^{b_{16}}$ und $e^{b_{17}}$ können getrennt ausgerechnet werden:

t [m]	$C = t^{b_{16}}$	e [cm]	$D = e^{b_{17}}$
1,0		1,0	
1,5		1,5	
2,0		2,0	

Die Gleichung für die Tragfähigkeit lautet dann $P = ABCD$,

wo A bis D jeweils den Tafeln entnommen werden.

Hierbei ist der äußerste Fall vorausgesetzt, daß sich aus der Korrelationsrechnung ein merkbarer Einfluß sämtlicher sechs unabhängigen Veränderlichen ergibt. Es ist aber sehr wohl denkbar, daß sich die Berücksichtigung irgendeiner dieser Größen als unnötig erweist und sich damit die Beziehungsgleichung vereinfacht.

Bei der Deutung der Beziehungsgleichung darf man nicht den Fehler begehen, die Zusammenhänge zwischen den Größen als Ursache und Wirkung aufzufassen. Es ist einleuchtend, daß die Tragfähigkeit eines Pfahles nicht von dem Gewicht des Rammbarrens oder der Fallhöhe abhängt, sondern von der durch diese Größen mitbedingten Eindringung e . Diese Eindringung muß daher auf Q und h bezogen werden, genau wie das bei den Rammformeln der Fall ist.

Die Auswertung für die beschriebene Untersuchung würde sich zweckmäßig anfangs auf Holzpfähle erstrecken, da diese im Durchschnitt die gleiche konische Form aufweisen. Beschränkt man sich bei Eisenbetonpfählen auf quadratische Querschnitte, so liegen wegen der gleichmäßigen Stärke des Querschnitts die Verhältnisse noch einfacher. Lediglich die Einbeziehung rechteckiger, runder oder konisch zulaufender Eisenbetonpfähle würde Schwierigkeiten wegen der vorgenommenen Vereinfachungen (Eliminierung von V und G) mit sich bringen. Aus den gleichen Gründen müßte man auch bei Stahlpfählen das Kollektiv auf den gleichen Querschnitt (I-Träger, Rohr- oder Kastenprofil) begrenzen.

Bei der Untersuchung der Tragfähigkeit von Rammpfählen¹⁹⁾ wird man vorwiegend bindige und nichtbindige Böden voneinander trennen, da beide sich völlig verschieden verhalten und bei ersterem der Erfolg einer solchen Untersuchung von vornherein bezweifelt werden muß; denn es liegen grundsätzliche Schwierigkeiten vor. Man würde jedenfalls unter anderem auch den Einfluß der Zeit sowohl des Rammens wie der Probelastung zusätzlich berücksichtigen müssen. Bei gemischten Bodenarten wird man zur Sicherheit in allen Fällen diese Faktoren mit einsetzen. Es kann nur durch den praktischen Versuch entschieden werden, wie weit bindige Bodenarten einer solchen Untersuchung zugänglich sind.

Wie schon eingangs betont, ist der Ansatz Gl. (28a, b) vom Standpunkte der Korrelationsrechnung vorgenommen worden, der die vorliegenden Verhältnisse insbesondere bezüglich der Form der Beziehungsgleichung angepaßt werden müssen. Es wird dabei vorausgesetzt, daß Ungenauigkeit der Gleichungsform durch Erfahrungsbeiwerte ausgeglichen werden können. Diese Annahme wird stets erst durch das Ergebnis der Untersuchung gerechtfertigt.

c) Erfassung von Linienzügen und Kurven.

Die bisherigen Anwendungen der Korrelationsrechnung beschränkten sich auf die Ermittlung einer Größe als Abhängiger von verschiedenen Einflüssen. Bei technischen Fragen treten aber häufig graphische Darstellungen in Gestalt von Linienzügen oder Kurven auf, deren Verlauf aus der Erfahrung heraus bestimmbar ist.

1. Bodengegendruck.

Ein Beispiel hierfür ist die Bodengegendruckverteilung unter Gründungen, die im Idealfalle, d. h. bei mittlerer Belastung und gleichartiger Beschaffenheit des Untergrundes, die Form eines Rechtecks (Abb. 10a), einer Sattelkurve (Abb. 10b u. c), einer Glockenkurve (Abb. 10d) oder einer Parabel (Abb. 10e) aufweist. Die Gestalt der jeweiligen Verteilung wird beeinflusst durch die Größe und Art der Belastung, die Elastizität des Fundaments, die Tiefe der Bauwerksohle unter Geländeoberkante und die Eigenschaften des Untergrundes. Der Verlauf der Kurven kann näherungsweise analytisch durch eine Gleichung vierten Grades ausgedrückt werden:

$$(33) \quad y = ax^4 + bx^3 + cx^2 + dx + e,$$

wenn y die Größe des Bodendruckes und x einen Punkt im Querschnitt der waagerechten Sohle bezeichnet. Für die erwähnten Formen ergeben sich folgende Sondergleichungen, wenn man wegen der Symmetrie nur die linke Hälfte bis zur halben Sohlenbreite des Bauwerks $B/2$ betrachtet:

$$(33a) \quad \begin{aligned} \text{Rechteck: } & a = 0, b = 0, \\ & c = 0, d = 0, e = y_0, \\ & y = y_0 \quad (\text{Abb. 10a}). \end{aligned}$$

Sattel (Abb. 10b): Die Kurve hat ein Maximum bei x_1 .

Es ist also

$$(33b) \quad \frac{dy}{dx} = 4ax^3 + 3bx^2 + 2cx + d = 0$$

eine zweite Bestimmungsgleichung. Da außerdem:

$$\begin{aligned} y &= y_0 \quad \text{für } x = 0, \\ y &= y_1 \quad \text{für } x = x_1, \\ y &= y_2 \quad \text{für } x = B/2, \\ e &= 0, \end{aligned}$$

lassen sich die Konstanten a bis e sämtlich aus einer gegebenen Kurve errechnen.

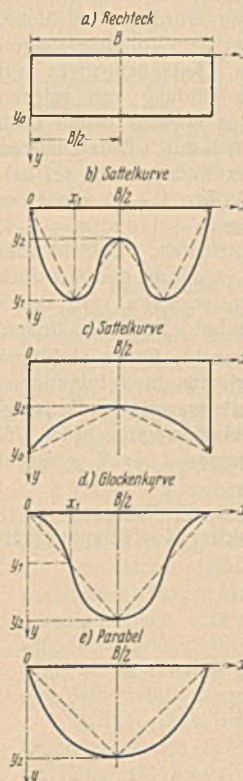


Abb. 10. Mögliche Verteilungen des Bodengegendruckes bei mittlerer Belastung.

¹⁹⁾ Die Untersuchung der behandelten Frage wird zur Zeit von anderer Seite durchgeführt, obwohl das Beobachtungsmaterial, das herangezogen werden konnte, noch verhältnismäßig spärlich ist. Der Verfasser wäre daher für die Zusendung weiterer Probelastungsergebnisse mit Rammprotokollen, insbesondere von Holzpählen, dankbar.

Sattel (Abb. 10c): Die Kurve hat ein Minimum bei $x = B/2$.

Es sind wie vor zwei Bestimmungsgleichungen vorhanden. Ferner ist

$$y = y_0 \text{ für } x = 0, \\ y = y_2 \text{ für } x = B/2.$$

Man wird für die beiden restlichen Bedingungen entweder zwei weitere Ordinaten (etwa für $x = B/4$ und $B/8$) heranziehen oder, was einfacher ist, die Kurve durch eine verkürzte Gleichung ausdrücken, indem man $a = 0$ und $b = 0$ setzt.

Glocke (Abb. 10d): Die Kurve hat einen Wendepunkt bei $x = x_1$ und ein Maximum bei $x = B/2$. Man erhält also die dritte Bestimmungsgleichung

$$(33 \text{ c}) \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = 12 a x^2 + 6 b x + 2 c = 0.$$

Ferner ist $e = 0$ und $y = y_2$ für $x = B/2$, $y = y_1$ für $x = x_1$.

Parabel (Abb. 10e):

$$a = 0, b = 0, e = 0, \\ y = y_2 \text{ für } x = B/2.$$

Maximum bei $x = B/2$.

Die Werte von y_0 und y_2 müssen den gemessenen Kurven entnommen werden. Man erhält dann aus ihnen die Bestimmungsgleichungen für die Konstanten a bis e . Diese werden jetzt als abhängige Veränderliche (X_i) der Beziehungsgleichungen betrachtet, und zwar ist für jede Konstante ein besonderes Korrelationsverfahren in der gleichen Weise vorzunehmen, wie es in dem vorhergehenden Abschnitt gezeigt worden ist. Damit ist die Erfassung von Linienzügen oder Kurven grundsätzlich auf die Ermittlung von Einzelgrößen zurückgeführt.

Es ist jedoch theoretisch denkbar, in erweitertem Sinne ein dem Korrelationskoeffizienten entsprechendes Maß für den Zusammenhang einer auf die beschriebene Weise erhaltenen mit der beobachteten Funktion zu erhalten. Der Einfachheit halber sei eine Funktion $a x + b$ betrachtet, deren Koeffizienten $a = X_1$ und $b = X_2$ nach dem geschilderten Verfahren ermittelt seien. Nach Gl. (17d) ist der „Korrelationskoeffizient“ des Ausdruckes $x X_1 + X_2$ für die Beziehung zu einer unabhängigen Veränderlichen X_3 von der Form

$$(34) \quad x X_1 + X_2 = b_{(1,2)3} X_3 + K$$

$$(17 \text{ e}) \quad r_{(1,2)3} = \frac{x r_{13} \mu_1 + r_{23} \mu_2}{x^2 \mu_1^2 + 2 x \mu_1 \mu_2 r_{12} + \mu_2^2}.$$

Der „Korrelationskoeffizient“ einer Funktion ist also ebenfalls eine Funktion, und zwar höheren Grades. Das bedeutet, daß die Korrelation für jeden Punkt einer Funktion eine andere Größe annimmt. Sie würde nur dann konstant sein, wenn die Veränderliche X aus der Gleichung verschwindet, was im vorliegenden Falle für $\mu_1 = 0$ geschehen würde. Das hieße, $X_1 = a$ müßte ebenfalls eine Konstante sein, was den Voraussetzungen widerspricht. Eine weitere Ausdehnung dieses Gedankenganges auf partielle Koeffizienten scheidet daran, daß die Bildung von solchen Koeffizienten für Summen und Differenzen meines Wissens bisher noch nicht versucht worden ist²⁰⁾. Aus Gl. (17e) läßt sich durch Differenzieren derjenige Wert x bestimmen, für den r ein Maximum ist. Es sei beispielsweise vermutet, daß die Differenz zweier Größen $X_1 - X_2$ von einer dritten X_3 abhängig sei. Setzt man in Gl. (17d) $m = +1$ und $n = -1$, so erhält man den zugehörigen Korrelationskoeffizienten. Besteht aber die Möglichkeit, daß nicht die reine Differenz, sondern der Ausdruck $m X_1 + n X_2$ am stärksten von X_3 abhängig ist, so kann man durch Differenzieren der Gl. (17d) nach m und n diese beiden Größen finden.

Genau so, wie man Funktionen für die gesuchte Größe einführen kann, lassen sich auch die unabhängigen Veränderlichen durch Funktionen ersetzen. Das bedeutet unter Umständen eine Verbesserung der Genauigkeit. So ist z. B. bei der Betrachtung der Geschlebebewegung in Gl. (26) als Einfluß der gewichtsmittelte Korndurchmesser $d_g = X_8$ erwähnt

²⁰⁾ Die Frage ist kurz angeschnitten worden in E. Schultze, Die nichtperiodischen Einflüsse, S. 41, wo einige solcher Koeffizienten entwickelt sind.

worden. An jene Stelle kann genauer die Kornverteilung etwa als Funktion $X_8 = a x^4 + b x^3 + c x^2 + d x + e$ gesetzt werden. In diesem Falle erhält man für d_g fünf unabhängige Veränderliche a bis e , deren Korrelationsfunktion entsprechend den entwickelten Ausdrücken bestimmt werden kann. Da die Ausdrücke schon für Summanden recht umständlich werden, verspricht ein weiterer Ausbau dieser Formeln aber kein praktisches Interesse. Die Größen a bis e erscheinen beim Ersatz einer unabhängigen Veränderlichen durch eine Funktion in ein und derselben Beziehungsgleichung; ihre Behandlung ist also etwas umständlicher, als wenn die abhängigen Veränderlichen durch eine Funktion ersetzt werden, weil dort zwar die Zahl der Beziehungsgleichungen vermehrt wird, die einzelnen Gleichungen aber weniger Veränderliche enthalten.

2. Lastsenkungsdiagramm.

Eine andere Anwendung des Gebrauchs einer Funktion an Stelle einer Konstanten ist bei der vorerwähnten Untersuchung der Tragfähigkeit von Rampfpfählen möglich. Der Begriff „Tragfähigkeit“ eines Pfahles ist auch beim Vorliegen einer Probelastung nicht eindeutig festgelegt. Nur mit einer gewissen Willkür kann man in vielen Fällen denjenigen Punkt der Lastsenkungslinie festlegen, der der Tragfähigkeit entsprechen soll. Es bleibt der bereits erwähnte Ausweg, die relative Tragfähigkeit für bestimmte Setzungswerte, etwa 1, 2, 3 mm usw., einzuführen und für jeden Setzungsbetrag eine besondere Untersuchung anzustellen. Das ist aber gleichbedeutend mit der Einsetzung der Lastsenkungslinie, die eine Funktion der Senkungen ist. Dieses Verfahren unterscheidet sich von dem oben angegebenen dadurch, daß nicht die gesamte Linie zunächst analytisch durch $a x^4 + b x^3 + c x^2 + d x + e$ ausgedrückt wird, sondern daß an Stelle von a bis e mehrere Punkte eben für die Setzung von 1, 2, 3 mm usw. gewählt werden.

Man erhält damit den Verlauf der Probelastung nicht als Kurve, sondern als gebrochenen Linienzug. Dieses Vorgehen hat den Vorteil, daß man nicht für jede Beobachtung die Konstanten a bis e ausrechnen muß, sondern unmittelbar auf die gemessenen Werte zurückgreifen kann.

Die vorher als Beispiel gewählte Bodengegendruckverteilung läßt sich in gleicher Weise behandeln (Abb. 10). Man braucht nur einheitlich etwa die gemessenen Druckwerte bei $1/4 B$, $1/2 B$, $3/4 B$ usw. an Stelle der Gleichungskonstanten a bis e einzuführen. Voraussetzung dafür ist, daß gerade an diesen Punkten Meßdosen eingebaut sind. Sonst muß man interpolieren, was bei derartigen unregelmäßig verlaufenden Linien allerdings immer mißlich ist.

Das Ergebnis der statistischen Untersuchung wird durch den vereinfachten Ansatz unmittelbar gemessener Werte kaum beeinflusst, da die errechneten Konstanten ja auch nur eine Funktion der Messungen sind. Gerade dieses Beispiel ist charakteristisch für die Anpassungsfähigkeit der Korrelationsrechnung an die Eigenheiten des untersuchten Gegenstandes. Es lassen sich dabei Änderungen vornehmen, die vom Standpunkte einer theoretischen Behandlungsweise unzulässig wären.

Zusammenfassung.

Die Anwendung statistischer Verfahren auf die Auswertung technischen Beobachtungsmaterials gibt die Möglichkeit, weiter in Zusammenhänge einzudringen, die nicht ohne weiteres aus den Zahlenangaben niedergelegter Erfahrungen hervorgehen. Die Anpassungsfähigkeit der Ansätze der Korrelationsrechnung läßt diese Methode als besonders geeignet erscheinen, um auch verwickelte Beziehungen für die Praxis in brauchbarer Form darzustellen. Man wird von diesem Rechnungsgang daher überall dann Gebrauch machen, wenn die aus der Theorie abgeleiteten Gleichungen das Erfahrungselement nicht völlig ausschöpfen²¹⁾. Das Vorhandensein einer solchen Auswertungsmöglichkeit zeigt ferner, daß es sinnvoll ist, in großem Umfange auf allen jenen Gebieten, die zunächst für eine theoretische Erfassung ungeeignet erscheinen, Beobachtungen zu sammeln.

²¹⁾ Aussichtsreich erscheint z. B. die Behandlung von Grundwasserfragen, wie die Grundwasserbewegung hinter Ufermauern im Tidegebiet, die Wirkung von Grundwasserabsenkungen usw. Ferner sei noch auf das Gebiet der Verkehrsstatistik hingewiesen, vgl. J. Schlums, Landstraßenverkehr. Diss. Dresden 1929.