

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

21. Mai 1937

Heft 21|22

Mit dem 1. Juli 1937 hat die Hafenbautechnische Gesellschaft e. V. ihre Beziehungen zu den Zeitschriften „Werft, Reederei, Hafen“ und „Der Bauingenieur“ als ihren Publikationsorganen nach Verhandlungen mit dem Verlag und den Herausgebern folgendermaßen geregelt:

Der „**Bauingenieur**“ zeichnet künftig als

„Organ der Hafenbautechnischen Gesellschaft“

und wird die einschlägigen Arbeitsgebiete, vor allem „Hafenbau und Wasserstraßentechnik“ besonders pflegen. Für dieses Arbeitsgebiet tritt Herr Erster Baudirektor a. D. Bunnies, Hamburg als Mitherausgeber zum „Bauingenieur“ über.

Die Zeitschrift „**Werft, Reederei, Hafen**“ wird künftig als

„Fachblatt der Hafenbautechnischen Gesellschaft“

bezeichnet und dient nach wie vor den Aufgaben der Hafenbautechnischen Gesellschaft insbesondere auf den Gebieten „Hafenausrüstung und Umschlagstechnik“. An die Stelle des Herrn Ersten Baudirektors a. D. Bunnies tritt als Mitherausgeber für die genannten Gebiete Herr Oberbaurat Wunderam, Hamburg.

Beide Zeitschriften werden durch gegenseitige Berichterstattung ihre Leser über das Gesamtgebiet der Hafentechnik unterrichten. Sie dienen also künftig beide gemeinsam der Hafenbautechnischen Gesellschaft und damit der von dieser vertretenen Sache.

Durch die vereinbarte Zusammenarbeit wird der Bereich der technischen Berichterstattung auf dem gesamten Arbeitsgebiet der Hafenbautechnischen Gesellschaft noch wesentlich erweitert werden können. Die Aufsätze auf den Gebieten „Hafenbau und Wasserstraßentechnik“ (im „Bauingenieur“) bzw. „Hafenausrüstung und Umschlagstechnik“ (in „Werft, Reederei, Hafen“) werden auch künftig noch durch die in den Jahrbüchern der Hafenbautechnischen Gesellschaft erscheinenden umfassenden Arbeiten ergänzt werden, so daß auf diese Weise dem Wasserbauingenieur wertvolle und unentbehrliche Unterrichtsmittel gegeben werden.

Prof. Dr.-Ing. Agatz,

1. Vorsitzender der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Julius Springer,

Verlagsbuchhandlung.

Prof. Dr.-Ing. Schleicher,

Herausgeber.

DIE GEOPHYSIKALISCHE BAUGRUNDUNTERSUCHUNG UNTER BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER GEOELEKTRISCHEN AUFSCHLUSSVERFAHREN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Tölke, Charlottenburg.

1. Allgemeiner Überblick.

Die geophysikalischen Aufschlußverfahren¹, die seit der Jahrhundertwende, insbesondere für bergbauliche Zwecke in großer Zahl entwickelt wurden, werden gewöhnlich nach folgenden Gruppen zusammengefaßt:

- a) Gravimetrische Aufschlußverfahren,
- b) Seismo-elastische und dynamische Aufschlußverfahren,
- c) Magnetische Aufschlußverfahren,
- d) Elektrische Aufschlußverfahren,
- e) Radioaktive Aufschlußverfahren.

Die in ihrer Entwicklung am weitesten fortgeschrittenen gravimetrischen Aufschlußverfahren benutzen die Schwankungen des Schwerefeldes der Erde, um daraus Rückschlüsse auf die Ober-

flächenbeschaffenheit zu ziehen. Leider sind bei den meist nur geringen Unterschieden in den Raumgewichten der Böden und Gesteine die Schwereschwankungen zu klein, um daraus sichere quantitative Schlüsse ableiten zu können. Nur, wenn es sich um sehr große Überdeckungen handelt, wie bei der Tiefbestimmung natürlicher und künstlicher Stauseen oder ausgedehnter Diluvialablagerungen, wird man von dem gravimetrischen Aufschlußverfahren befriedigende Ergebnisse erwarten können, dies um so mehr, als die Meßtechnik gerade in den letzten Jahren außerordentliche Erfolge gebracht hat. Während man sich früher meist darauf beschränken mußte, mit der Eötvösschen Drehwaage den Gradienten der Schwere, d. h. Richtung und Größe des Maximalgefälles zu ermitteln, kann man mit den heutigen Schweremessern die Schwerbeschleunigung direkt ablesen. An erster Stelle ist hier der Haalcksche Schweremesser zu nennen, der in einem Kraftwagen meßfertig aufgehängt wird und die Durchführung einer Messung innerhalb von fünf Minuten gestattet. Dies ist kaum $\frac{1}{100}$ der Zeit, die noch vor wenigen Jahren für die Drehwaagenmessung benötigt wurde.

Die seismo-elastischen und dynamischen Aufschlußverfahren

¹ Für den allgemeinen Überblick sei im einzelnen auf folgende Werke verwiesen: a) Haalck, H.: Angewandte Geophysik. Berlin: Gebr. Bornträger 1934. b) Reich, H.: Angewandte Geophysik für Bergleute und Geologen. c) Handbuch der Experimentalphysik. Bd. 25 3. Teil: Angewandte Geophysik. Bearbeitet von H. Haalck, W. Heine, J. N. Hummel, K. Jung, H. Martin, O. Meißer, H. Reich. Leipzig: Akad. Verl.-Ges. 1930.

bedienen sich künstlich erzeugter elastischer Wellen und ihrer verschiedenen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten, um Einblick in den Baugrund zu nehmen. Je nach dem Elastizitätsmodul und der Dichte ergeben sich Schwankungen z. B. der longitudinalen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten von etwa 100—8000 m/sec, d. h. Werte, die in ganz anderem Maße als die Schwere Unterschiede im Aufbau des Baugrundes in Erscheinung treten lassen. Leider verlangen gerade die theoretisch durchsichtigsten seismo-elastischen Aufschlußverfahren die Erzeugung eines Explosionsherdes durch Dynamitsprengung u. dgl., was die praktische Anwendung nicht unbeträchtlich erschwert. Die von dem Explosionsherd ausgehenden Longitudinalwellen pflanzen sich nach allen Seiten gleichmäßig fort und erfahren an den Schichtgrenzen Brechungen und Spiegelungen. Unter Berücksichtigung der verschiedenen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten lassen sich die kürzesten Wege der Wellen in den einzelnen Schichten für einen bestimmten Empfangspunkt der Oberfläche bestimmen und fertige Gleichungen für Schichtstärke, Neigung usw. aufstellen. Durch geeignete Wahl der Aufnahme-punkte kann man erreichen, daß die Welle durch die obere Schicht bereits abgelenkt ist, wenn die der nächstunteren ankommt. Durch graphische Auftragung der Geschwindigkeiten ergibt sich die sog. Laufzeitkurve, die unmittelbare wertvolle Rückschlüsse auf den Untergrund zu ziehen gestattet.

Das noch im Entwicklungsstadium befindliche dynamische Aufschlußverfahren unterscheidet sich von dem seismo-elastischen Verfahren dadurch, daß an Stelle der Augenblickswelle dem Baugrund eine längere Zeit andauernde harmonische Schwingungswelle zugeführt wird, die man durch eine Schwingungsmaschine anregt. Demgemäß werden am Beobachtungsort die den einzelnen Schichten entsprechenden Wellen nicht mehr stoßweise, sondern fortlaufend übertragen; sie überlagern sich nach den Gesetzen der Interferenz. Für die Messung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit hat sich die Laufzeitmessung einer bestimmten Schwingungsphase als besonders zweckmäßig erwiesen. Schichtstärke, Neigung usw. können durch entsprechende Umrechnungen aus der Interferenzkurve, insbesondere aus der Lage der größten und kleinsten Amplituden abgeleitet werden. Durch die Verschiedenartigkeit der von der Schwingungsmaschine übertragenen Wellen ist die Wellenausbreitung mit Brechung und Spiegelung im Vergleich zum seismo-elastischen Verfahren wesentlich verwickelter. Um hier Klarheit zu schaffen, sind von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik in Gemeinschaft mit dem geophysikalischen Institut der Universität Göttingen ausgedehnte und großangelegte Untersuchungen durchgeführt worden². Man darf daher hoffen, daß das dynamische Aufschlußverfahren in Bälde soweit geklärt sein wird, daß eine erfolgreiche praktische Anwendung sichergestellt ist.

Das magnetische Aufschlußverfahren sucht aus dem magnetischen Verhalten der Erdoberfläche Rückschlüsse auf den Untergrund zu ziehen. So fruchtbar es sich für die Auffindung gewisser Erzlagerstätten erwiesen hat, so wenig geeignet ist es für die Baugrunduntersuchung, da die meisten Böden und Gesteine außerordentlich schlechte magnetische Eigenschaften besitzen. Das gleiche kann von dem radioaktiven Verfahren gesagt werden, das im übrigen noch wenig erforscht ist.

Alle bisher besprochenen Verfahren haben in der Gründungstechnik nur eine verhältnismäßig geringe Anwendung gefunden, was teils auf Schwierigkeiten bei Messung und Auswertung, teils auf erschwerende Erfordernisse bei der Versuchsdurchführung zurückzuführen ist. In vielen Fällen mag auch Unkenntnis oder unberechtigte Zurückhaltung die Ursache sein, was um so bedauerlicher ist, als die geotechnische Voruntersuchung bei Heranziehung der physikalischen Möglichkeiten meist viel gründlicher und schneller durchgeführt werden kann. Zudem sind die aufzuwendenden Kosten anteilmäßig gering.

Eine wesentlich günstigere Aufnahme hat demgegenüber das geoelektrische Aufschlußverfahren gefunden, das heute bereits über einen großen Anwendungsbereich verfügt. C. Schlum-

berger³, der sich um die Entwicklung dieser Aufschlußmethode besonders verdient gemacht hat, berichtet z. B. von über 20 Großbaustellen allein in Amerika, bei denen die geoelektrischen Verfahren mit größtem Erfolge herangezogen wurden. In diesem ersten Jahrzehnt der praktischen Anwendung hatte man ausgiebig Gelegenheit Erfahrungen zu sammeln und anfängliche Vorurteile zu berichtigen. Im Talsperrenbau, einem besonders bevorzugten Anwendungsgebiet, kann man z. B. in 90—95% der Fälle mit einem erfolgreichen Aufschluß rechnen. Hierbei sind Fehlschlüsse, wie sie bei bergbaulichen Mutungen zuweilen vorgekommen sind, so gut wie ausgeschlossen, da man mit jeder geoelektrischen Aufschließung ein Reihe von Kontrollbohrungen zu verbinden pflegt.

Angesichts dieser Sachlage verdient das geoelektrische Aufschlußverfahren weitesten Fachkreisen zugänglich gemacht zu werden, und das um so mehr, als man in bautechnischen Fachzeitschriften darüber so gut wie gar nichts findet, da die einschlägigen Unternehmungen mit praktischen Angaben sehr zurückhaltend sind. Die Heranziehung der geophysikalischen Aufschlußmethoden muß bei ihrem heutigen Stande als eine wirtschaftliche Notwendigkeit bezeichnet werden. Die immer wieder aufgetretenen Gründungsschwierigkeiten haben über den Nutzen einer gründlichen und ausgiebigen geotechnischen Voruntersuchung keinen Zweifel gelassen. Eine solche kann auch bei beschränkten Mitteln durchgeführt werden, wenn den geophysikalischen Möglichkeiten die notwendige Beachtung geschenkt wird. Die mit der geoelektrischen Methode gesammelten Erfahrungen können als richtungweisend auch für die übrigen Verfahren bezeichnet werden und gewinnen eine ganz besondere Bedeutung.

Das ins Auge fallendste Merkmal einer jeden geophysikalischen Aufschließung ist die beträchtliche Zeit- und Kostenersparnis. Beispielsweise ergab sich beim Bau des Beauharnois-Kraftwerkes am St.-Lorenz-Strom (Kanada) die Notwendigkeit, einen Oberflächenbereich von etwa 40 ha in 30 Tagen aufzuschließen³. Man benötigte den genauen Verlauf der Felsoberfläche unter einer durchschnittlich 25 m mächtigen Diluvialdecke, wofür rund 180 Tiefebestimmungen erforderlich waren. Gemäß Abb. 1 wurde

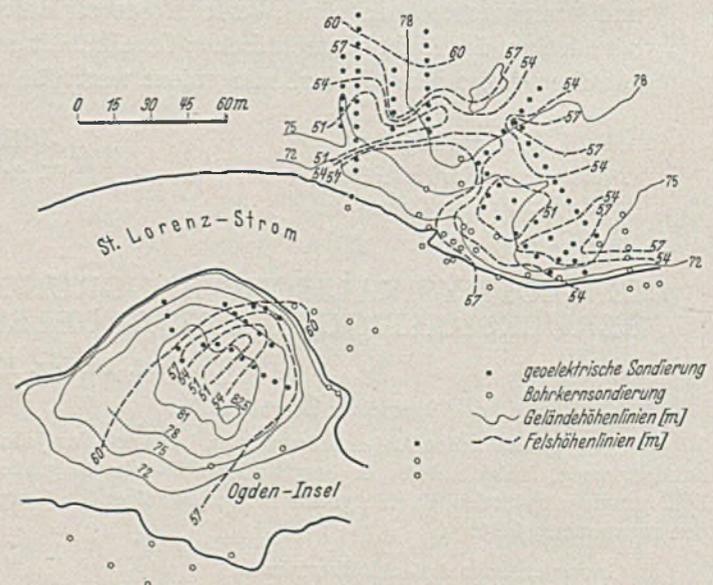


Abb. 1. St. Lorenz-Talsperre. Geoelektrische Bestimmung der Felsoberfläche unter diluvialer Überdeckung. (Nach C. Schlumberger.)

diese Aufgabe von zwei geoelektrischen Arbeitsgruppen bewältigt, bei einer Tagesleistung von drei Sondierungen je Gruppe. Der gesamte Kostenaufwand betrug nur 40000 RM, d. h. 1000 RM pro Hektar.

Um die Genauigkeit zu überprüfen, wurden im vorliegenden Falle vier Kontrollbohrungen heruntergebracht, die Abweichungen von 6% im Durchschnitt und 9% im Maximum lieferten, was für

³ Schlumberger, C. u. E. G. Léonard: Application de la prospection électrique à l'étude des projets de tunnels et de barrages. Ann. Ponts et Chauss. 102 (1932) S. 271—289.

² Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen. Berlin: Julius Springer 1936.

ein unregelmäßiges Gelände wenig bedeutet. Jede geophysikalische Aufschließung besitzt den großen Vorzug, daß sie örtliche Unregelmäßigkeiten ausgleicht. Sie liefert Durchschnittswerte und keine Zufallstreffer.

Bei der Voruntersuchung für Talsperren genügt oft schon eine einzige Meßreihe quer über die Talbreite, um bei verdecktem Baugrund den gewünschten Aufschluß zu erhalten. Man denke z. B. an unsere langgestreckten und verhältnismäßig niedrigen Erdämme über mächtigen Diluvialdecken. Die Frage nach tonigem, mergeligem, sandigem oder kiesigem Untergrund ist hier von ausschlaggebender Bedeutung für die Beurteilung der aufzuwendenden Dichtungsarbeiten. Oft reichen schon anteilmäßige Schätzungen für wirtschaftliche Vergleichsbetrachtungen vollständig aus. Ähnliche Fragestellungen ergeben sich für das Aufsuchen geeigneter Schütt- und Entnahmeböden für Dämme aller Art. Bei den beträchtlichen Unterschieden, die z. B. hinsichtlich der elektrischen Leitfähigkeit jener Böden bestehen, läßt das geoelektrische Aufschlußverfahren fast immer den gewünschten Erfolg erwarten. Auch wenn es sich darum handelt, die künstlichen Verdichtungsarbeiten an geschütteten Dämmen nachzuprüfen, ist der geophysikalische Aufschluß einfach und zweckmäßig. Die dynamische Methode ist hier in besonderem Maße am Platze, da das Maß der Verdichtung unmittelbar in der Steigerung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit in Erscheinung tritt.

Soll eine durch Zementempressungen oder künstliche Versteinerungen erzeugte Dichtungsschürze unter Wasserbauten irgendwelcher Art nachgeprüft werden, so ist wieder das geoelektrische Verfahren das gegebene. Derartige Dichtungsschürzen stellen meist wegen ihrer wesentlich geringeren Leitfähigkeit ein Hemmnis für den Stromfluß dar, das in dem Verlauf des elektrischen Widerstandes zum Ausdruck kommt, wenn man dem Boden in einem Punkte vor und einem hinter der Schürze Gleichstrom zuführt. Man kann so vom einen Ende zum anderen die ganze Schürze geoelektrisch abtasten und unerwünschte Unterbrechungen in einer Verminderung des Widerstandes feststellen. Durch Auseinanderziehung der beiden Stromzuführungspunkte läßt sich hierbei jede gewünschte Tiefenwirkung erzielen.

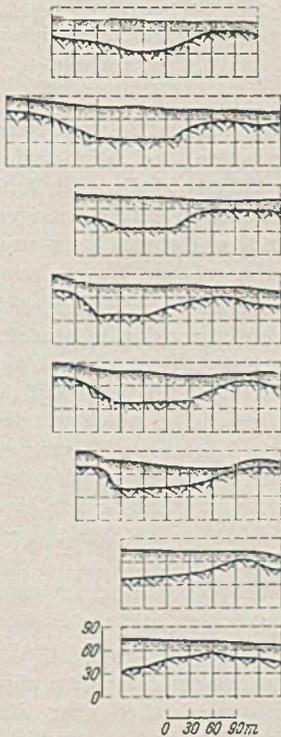


Abb. 2. Geoelektrisch aufgenommene Querprofile im Gelände der Ariel-Staumauer. (Nach R. M. Mailliet.)

Der geringere Kosten- und Zeitaufwand, mit dem die geophysikalische Untersuchung im Vergleich zu einer bohrtechnischen Aufschließung durchgeführt werden kann, gestattet eine viel größere Freizügigkeit in der Abgrenzung eines zu untersuchenden Geländes. Man klebt dadurch viel weniger an einer bestimmten für das Bauwerk in Aussicht genommenen Stelle und kann eine Verschiebung in der einen oder anderen Richtung ins Auge fassen. Ein lehrreiches Beispiel hierfür ist die rd. 100 m hohe Ariel-Bogenstaumauer (USA), bei der die geoelektrische Aufschließung systematisch und insbesondere für die nähere Umgebung der Staustelle eingesetzt wurde⁴. Die verschiedenen über die Talbreite genommenen Querschnittsprofile (Abb. 2) ließen beträchtliche Unterschiede im Verlauf der Überlagerungsdecke erkennen, die zu einer Verschiebung der Sperrstelle um 40 m bergwärts führte. Es gelang auf diese Weise, die Baukosten um 1 1/2 Mill. RM zu senken. Hiervon wurden für die gesamte geotechnische Voruntersuchung,

⁴ Mailliet, M. R.: Prospection géophysiques des sols. Ann. de l'Inst. Techn. I (1936) S. 66.

einschließlich der ausgiebigen zusätzlichen Bohr- und Schürfmaßnahmen nur 1/2 Mill. RM benötigt, so daß 1 Mill. RM glatt erspart wurden.

Die geoelektrisch gewonnenen Querprofile (Abb. 2) lassen alle Feinheiten der in Talmitte rd. 35 m überdeckten Felsoberfläche deutlich erkennen. Die Übereinstimmung mit den 17 heruntergebrachten Kontrollbohrungen war auch hier ausgezeichnet.

Ähnlich günstige Ergebnisse sind auch auf seismischem Wege erzielt worden, wenn auch in geringerem Umfange. Abb. 3 zeigt z. B. eine tief erodierte Talrinne unter starker Überdeckung, die nach dem Sprengpunktverfahren ermittelt wurde⁵. Ein in geophysikalischen Büchern und Abhandlungen oft angeführtes Beispiel ist das geologische Querprofil von Sperenberg (Abb. 4), das von Schweydar und Reich⁶ mit Hilfe der Mintropschen Laufzeitkurven ausgewertet wurde. Der Talabtreppung entsprechend ergeben sich drei Hauptwellen (in der Abbildung punktiert), deren Laufzeitkurven die Absätze deutlich widerspiegeln.

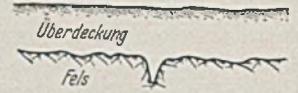


Abb. 3. Seismo-elastisch aufgenommene Erosionsrinne. (Nach A. T. Parsons.)

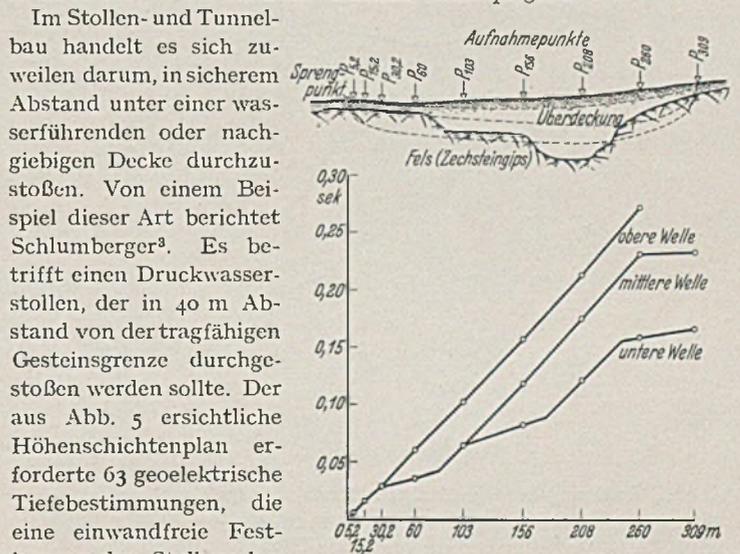


Abb. 4. Seismo-elastisch aufgenommenes Querprofil (nach Schweydar und Reich).

Die Durchfeuchtung oder Durchnässung von Boden- oder Ge-

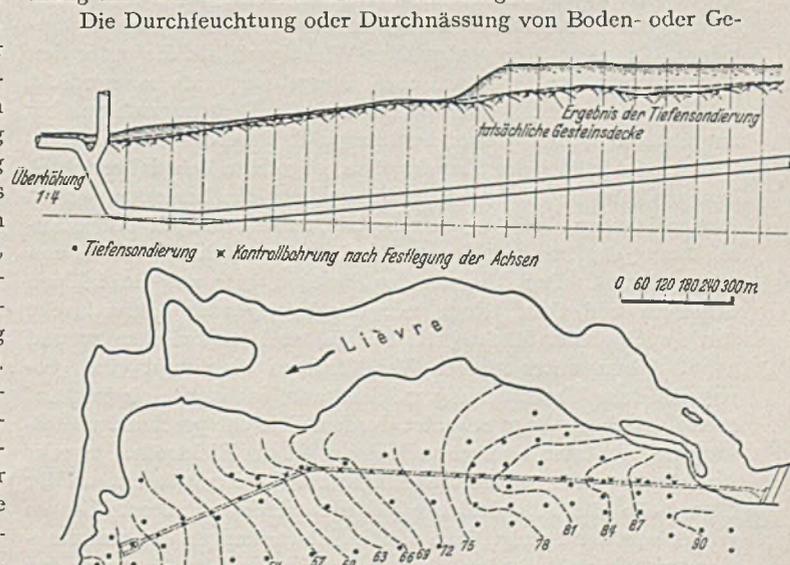


Abb. 5. Geoelektrische Festlegung eines Druckwasserstollens (nach C. Schlumberger).

⁵ Parsons, A. T.: Geophysical foundation study by explosion-wave method. Engng. News Rec. 102 (1929) S. 273—275.

⁶ Schweydar, W. u. H. Reich: Gerlands Beitr. z. Geophysik 17 (1927) 121.

steinsschichten ruft immer eine beträchtliche Steigerung der elektrischen Leitfähigkeit hervor, die sich geoelektrisch in ähnlicher Weise wie eine feste Gesteinsgrenze auswirkt. Man kann so einen Grundwasserhorizont auf geoelektrischem Wege sehr sicher festlegen.

Nicht selten ergibt sich die Aufgabe, größere Gesteinsmassive, z. B. Granitmassive im einzelnen auf ihre Güte zu untersuchen. Sie läßt sich geoelektrisch leicht bewältigen, da die Höhe des elektrischen Oberflächenwiderstandes meist einen untrüglichen Maßstab für die Gesteinsgüte darstellt. Abb. 6 zeigt z. B. das Ergebnis einer derartigen Abtastung des Geländes der Sarraus-Staumauer. Sehr beachtenswert ist auch der enge Zusammenhang zwischen dem elektrischen Widerstand und der Durchlässigkeitszahl k eines Gesteins, die etwa im umgekehrten Verhältnis zueinander stehen (Abb. 7)⁷.

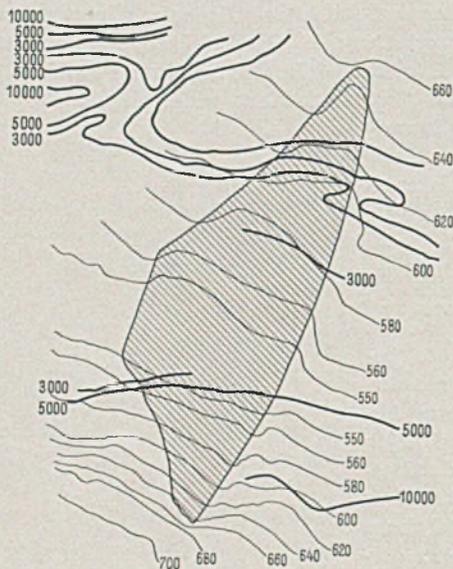


Abb. 6. Änderung des Oberflächenwiderstandes im Granitmassiv der Sarraus-Staumauer bei $2e = 30$ m, $2a = 10$ m (Wennersche Elektrodenanordnung).

Auch Mehrschichtenprobleme sind bereits des öfteren in befriedigender Weise geklärt worden. Bei der französischen Fouvel-Guerza-Talsperre (Algerien) wurde beispielsweise die Lage einer 132 m mächtigen Schicht maastrichter Kalke unter einer 6 m mächtigen Alluvialdecke bezüglich beider Schichtgrenzen festgelegt. Dies war hier von größter Wichtigkeit, da die unter den Kalken liegenden kampanischen Mergel erst als wasserdicht angesprochen werden konnten, so daß die Dichtungsschürze bis zur unteren Schichtgrenze heruntergeführt werden mußte.

R. M. Mailliet⁴, der über das eben mitgeteilte Beispiel berichtet hat, erwähnt in der gleichen Abhandlung ein bemerkenswertes Zweisichtenproblem aus dem Seebau, das die mengenmäßige Abschätzung der Steinschüttung für eine neue Mole im Hafen von Algier betraf. Der Meeresboden bestand hier aus kristallinen Schiefen und Sandsteinen mit darüberliegender Alluvialdecke stark wechselnder Mächtigkeit bei Wassertiefen zwischen 10 und 35 m. Wenn unter solchen Verhältnissen überhaupt eine geophysikalische Untersuchung möglich war, so konnte sie nur auf geoelektrischem Wege erwartet werden. Die entsprechenden Messungen gestalteten sich sehr schwierig, da die Elektroden, zwecks Ausschaltung der großen Leitfähigkeit des Meerwassers, an der Oberfläche der Alluvialdecke verlegt werden mußten. Um so größer war der Erfolg. Man stellte Schwankungen der auszuräumenden Alluvialdecke zwischen $1\frac{1}{2}$ und 16 m fest, die durch den späteren Aushub in recht befriedigender Weise bestätigt wurden.

Es ist meist außerordentlich unerfreulich, wenn man beim Aushub unter verhältnismäßig geringmächtigen Überdeckungen

Ruschelzonen oder Verwerfungen antrifft. In leichteren Fällen ergeben sich dadurch zusätzliche Ausräumungs- und Betonierungsarbeiten, die den Arbeitsfortgang hemmen, in schwierigeren Fällen kann dadurch das ganze Bauprogramm, zuweilen sogar die ganze Bauweise umgeworfen werden. Wir haben in Deutschland z. B. einen Fall erlebt, bei dem eine 15 m mächtige und steil einfallende Ruschelzone von über 100 m Tiefe ein Staumauergelände kreuzte, ohne daß an der Oberfläche etwas sichtbar war. Sehr häufig ist auch der Fall von Erosionsrinnen in Talmitte, insbesondere bei Kalkfelsen, die wegen ihres meist steilen Einfallens sehr gefürchtet sind, da sie nur durch Zufall von einem Bohrloch angeschnitten werden. Verschiedene sehr hohe Staumauern — es sei hier nur an die französische Chambon-Staumauer, die höchste Europas erinnert — sind durch das nachträgliche Entdecken derartiger Rinnen im Baufortschritt sehr beeinträchtigt worden.

Verwerfungsspalten, Erosionsrinnen und Ruschelzonen pflegen gegenüber den angrenzenden Gesteinsmassen meist beträchtliche elektrische Leitfähigkeitsunterschiede aufzuweisen, so daß sie auf geoelektrischem Wege leicht sichtbar gemacht werden können. Oft genügt bereits ein einziges Querprofil, da die Messung sehr empfindlich ist. Abb. 8 zeigt z. B. den deutlich ausgeprägten Verlauf des

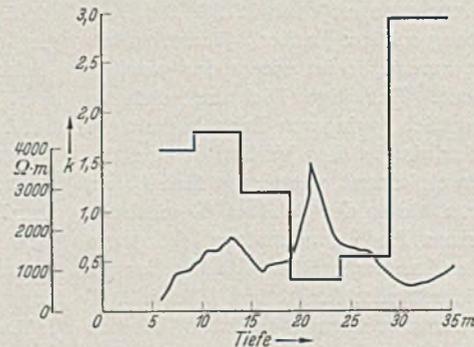


Abb. 7. Tiefensondierung 19, Sarraus-Staumauer, im Vergleich zum Verlauf der Durchlässigkeitszahl k aus einer Parallelbohrung.

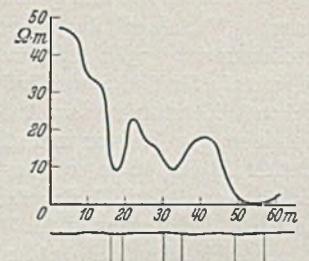


Abb. 8. Widerstandsverlauf über drei eingelagerte Schichten geringerer Leitfähigkeit (nach Hunkel).

elektrischen Widerstandes über drei besser leitenden Einlagerungen. Bei größerer Mächtigkeit der Störung lassen auch die elastoseismischen und dynamischen Verfahren einen befriedigenden Aufschluß erwarten (Abb. 3). Hier wie überhaupt bei schwierigen Geländebeziehungen kann die gleichzeitige Heranziehung verschiedener geophysikalischer Methoden von größtem Nutzen sein.

Die aufgeführten Anwendungsbeispiele lassen erkennen, daß es sich bei geophysikalischen Aufschlüssen immer darum handelt, aus Messungen an der Oberfläche quantitative Rückschlüsse auf den Untergrund zu ziehen. Dies ist naturgemäß nur möglich, wenn eine entsprechende theoretische Behandlung ähnlich gelagerter Sonderfälle vorliegt. Nirgends müssen Theorie und Praxis so eng Hand in Hand arbeiten wie auf dem Gebiete der geophysikalischen Aufschlußmethoden. R. M. Mailliet vergleicht die letzteren in sehr anschaulicher Weise mit der Röntgenplatte und ihrer Deutung auf Grund der Kenntnisse über den menschlichen Körper. Wir stehen hier zweifellos am Anfange einer recht aussichtsreichen Entwicklung, die weitgehende Beachtung seitens aller beteiligten Fachkreise verdient.

Von allen für geotechnische Untersuchungen geeigneten physikalischen Aufschlußverfahren ist das geoelektrische zur Zeit am weitesten ausgebaut und erprobt. Es stehen hochempfindliche und in der Handhabung einfache Meßgeräte zur Verfügung und die Theorie besitzt eine enge Verwandtschaft mit derjenigen der Grundwasserbewegung, so daß alle Vorgänge unmittelbar strömungstechnisch gedeutet werden können. Ferner bestehen gewisse, für die Anschaulichkeit sehr nützliche Beziehungen zur Optik. Es sind gerade in den letzten Jahren zahlreiche ausgezeichnete

⁷ Lugeon, M. u. Schlumberger, C.: Application des méthodes de prospection électrique à l'étude des fondations des hauts barrages. Génie civ. 101 (1932) S. 134—137.

Bücher und Abhandlungen über die geoelektrischen Aufschlußmethoden von berufenster Seite erschienen. Wenn auf diese hier nicht einfach verwiesen wird, so deshalb, weil jene fast ausschließlich auf die Bedürfnisse des Bergbaus und der allgemeinen geologischen Erschließung eingestellt sind. Man wird den Bauingenieur nur dann für dieses reizvolle und zukunftsreiche Aufschlußverfahren zu gewinnen vermögen, wenn man die Dinge ganz in der geotechnischen Blickrichtung zu sehen sich bemüht und vor allem die quantitative Seite in gebührendem Maße berücksichtigt.

2. Theoretische und physikalische Grundlagen.

Die geoelektrischen Aufschlußverfahren, die in ihrer überwiegenden Mehrzahl für die Zwecke der bergbaulichen Erschließung entwickelt wurden, zerfallen in die drei großen Gruppen der Gleichstrom-, Wechselstrom- und Wellenmethoden, wobei teils das elektrische, teils das elektromagnetische, teils das induktive Feld für die Untersuchung herangezogen wird. Manche Verfahren gründen sich auf das Eigenfeld der obersten Erdschichten, das gewöhnlich elektrolytischen Vorgängen seine Entstehung verdankt, andere, und zwar die Mehrzahl, auf künstlich erzeugte Stromfelder.

Die Theorie der magnetischen und induktiven Felder ist zur Zeit noch so verwickelt, daß sie für quantitative Aussagen ausscheiden muß. Demgemäß fällt den zahlreichen auf jener Grundlage entwickelten Verfahren bzgl. der Baugrunduntersuchung nur eine untergeordnete Bedeutung zu. Hierüber können auch meßtechnische Annehmlichkeiten nicht hinwegtäuschen, wie sie z. B. das für qualitative Messungen ausgezeichnete Haaleksche Verfahren der Intensitätsmessung des magnetischen Feldes mit sukzessiver Elektrodenverlagerung bietet⁸.

Für geotechnische Aufschlußarbeiten bietet das stationäre zweipolige Gleichstromfeld so große Vorteile, das demgegenüber alle anderen Stromfelder stark in den Hintergrund treten. Es wird gewöhnlich durch zwei Punktelektroden erzeugt, die an geeigneten Stellen aufgesetzt und von einer Stromquelle, z. B. Trockenbatterie gespeist werden. Die theoretisch in mancher Hinsicht angenehmeren Linienelektroden sind bei der Vielfältigkeit der geotechnischen Anforderungen weniger geeignet, da sie die Beweglichkeit der Meßanlage beeinträchtigen.

Das von den beiden Elektroden J und \bar{J} gemäß Abb. 9 erzeugte Stromfeld kann im Idealfalle des ungestörten isotropen Halbraums als Differenz zweier Potentialfunktionen in der Form

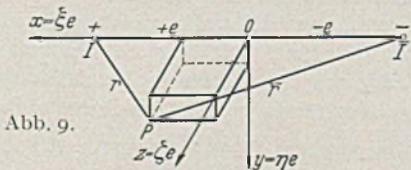


Abb. 9.

$$(1) \quad \varphi = \frac{J \varrho}{2 \pi r} - \frac{J \varrho}{2 \pi \bar{r}}$$

dargestellt werden. Hierin sind r und \bar{r} die Abstände eines beliebigen Punktes P des Halbraums von den Elektroden und J die ausgesandte Stromstärke. Mit ϱ ist der sog. spezifische Widerstand bezeichnet, d. h. der auf einen Baugrundwürfel von 1 m^3 entfallende Widerstand. Da nach dem Ohmschen Gesetz der elektrische Widerstand der Länge direkt und dem Querschnitt umgekehrt proportional ist, hat ϱ die Dimension $\Omega \cdot \text{m}^2/\text{m}$ oder $\Omega \cdot \text{m}$. Der reziproke Wert $1/\varrho$ des spezifischen Widerstandes wird als die elektrische Leitfähigkeit σ bezeichnet.

Jedes der beiden das Gesamtpotential (1) darstellenden Einzel-

$$(2) \quad \varphi_+ = \frac{J \varrho}{2 \pi r}; \quad \varphi_- = \frac{J \varrho}{2 \pi \bar{r}}$$

entspricht einer allseitigen geradlinigen Stromausbreitung von den Elektroden in den Halbraum. Die zugehörigen Potentialflächen sind konzentrische Halbkugeln mit den Elektroden als Mittelpunkt. Da $2 \pi r^2$ bzw. $2 \pi \bar{r}^2$ den Flächeninhalt der Halbkugeloberfläche darstellt, ergibt sich die auf die Flächeneinheit entfallende Strom-

menge oder die Stromdichte zu

$$(3) \quad i_+ = \frac{J}{2 \pi r^2}; \quad i_- = \frac{J}{2 \pi \bar{r}^2}.$$

Deutet man in (3) J als die Stromstärke einer nach oben abgedeckten Lichtquelle, so entspricht (3) dem Beleuchtungsgesetz der Optik. An Stelle der Stromdichte tritt dann die spezifische Lichtstärke oder Lichtdichte. Die Zerlegung des Ausgangspotentials (1) in die Einzelpotentiale (2) und der enge Zusammenhang zwischen Stromausbreitung und Lichtausbreitung werden später dazu benutzt werden, um gewisse Gesetze der geometrischen Optik sinngemäß zu übertragen.

Es ist außerordentlich zweckmäßig, durch Abspaltung eines Faktors $\frac{J \varrho}{c \pi}$ das Stromfeld dimensionslos zu machen und gemäß

$$(4) \quad \varphi = \frac{J \varrho}{c \pi} \varphi^*$$

das sog. absolute Potential einzuführen. Die in (4) vorgezogene Länge c stellt nach Abb. 9 die halbe Elektrodenabstandweite dar. Wird (4) in (1) berücksichtigt, so folgt für das absolute Potential

$$(5) \quad \varphi^* = \frac{c}{2 r} - \frac{c}{2 \bar{r}}.$$

Werden r und \bar{r} gemäß Abb. 9 auf ein festes Koordinatensystem bezogen und bezeichnen

$$(6) \quad \xi = \frac{x}{c}; \quad \eta = \frac{y}{c}; \quad \zeta = \frac{z}{c}$$

dimensionslose Veränderliche, so nimmt das absolute Potential die Form an

$$(7) \quad \varphi^* = \frac{1}{\sqrt{(1-\xi)^2 + \eta^2 + \zeta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi)^2 + \eta^2 + \zeta^2}}.$$

Wie bereits bemerkt wurde, ist φ^* eine Potentialfunktion, d. h. sie genügt der Laplaceschen Potentialgleichung

$$(8) \quad \Delta \varphi^* = \frac{\partial^2 \varphi^*}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 \varphi^*}{\partial \eta^2} + \frac{\partial^2 \varphi^*}{\partial \zeta^2} = 0.$$

Der zu Gl. (1) gehörige Gradient ist der spezifischen Stromstärke i oder dem Stromfluß pro Flächeneinheit proportional. Unter Berücksichtigung der Leitfähigkeit und des Vorzeichens (der Stromfluß folgt immer dem größten Potential *gefälle*) ergibt sich

$$(9) \quad i = -\frac{1}{\varrho} \text{grad } \varphi.$$

Für die Komponenten von i erhält man

$$(10) \quad i_x = -\frac{1}{\varrho} \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \quad i_y = -\frac{1}{\varrho} \frac{\partial \varphi}{\partial y}; \quad i_z = -\frac{1}{\varrho} \frac{\partial \varphi}{\partial z}.$$

Der absolute Betrag der spezifischen Stromstärke heißt Stromdichte und folgt zu

$$(11) \quad i = \frac{1}{\varrho} \sqrt{\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)^2}.$$

Wird (11) mit Hilfe von (4) und (6) dimensionslos geschrieben, so erhält man

$$(12) \quad i = \frac{J}{c^2 \pi} \sqrt{\left(\frac{\partial \varphi}{\partial \xi}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial \eta}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial \zeta}\right)^2}.$$

Bezeichnet man sinngemäß den Wurzelausdruck als absolute Stromdichte, so folgt

$$(13) \quad i = \frac{J}{c^2 \pi} i^*; \quad i^* = \sqrt{\left(\frac{\partial \varphi}{\partial \xi}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial \eta}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial \zeta}\right)^2}.$$

Werden die Differentiationen mit Hilfe von (7) ausgeführt, so ergibt sich

⁸ Haalck, H. u. A. Ebert: Eine elektromagnetische Messungsmethode mit Elektrodenverlegung zur Aufsuchung von Leitfähigkeitsunterschieden im Untergrund. Z. Geophysik 8 (1932) S. 409—419.

$$(14) \quad i^* = \frac{\sqrt{(1 + \xi^2 + \eta^2 + \zeta^2)^2 + 4\xi^2 + (1 - \xi^2 - \eta^2 - \zeta^2)(1 + \xi^2 + \eta^2 + \zeta^2) - 4\xi^2}}{\sqrt{2[(1 + \xi^2 + \eta^2 + \zeta^2) - 4\xi^2]}}$$

Von besonderer Bedeutung ist der Verlauf des absoluten Potentials und der absoluten Stromdichte längs der Elektrodenverbindungsline. Mit $\eta = \zeta = 0$ erhält man

$$(15) \quad \varphi^* = \frac{1}{1 - \xi^2} \quad (\xi > 1; \quad \varphi^* = \frac{\xi}{1 - \xi^2} \quad (1 > \xi > -1);$$

$$\varphi^* = \frac{-1}{1 - \xi^2} \quad (-1 > \xi);$$

$$(16) \quad i^* = \frac{(1 + \xi^2)}{(1 - \xi^2)^2} \quad (\text{Elektrodenverbindungsline}).$$

Aus den Abb. 10 und 11 ist der zugehörige Funktionsverlauf ersichtlich. Im Bereich der Elektrodenmitte verläuft das absolute Potential nahezu geradlinig, während die absolute Stromdichte praktisch konstant, und zwar 1 ist.

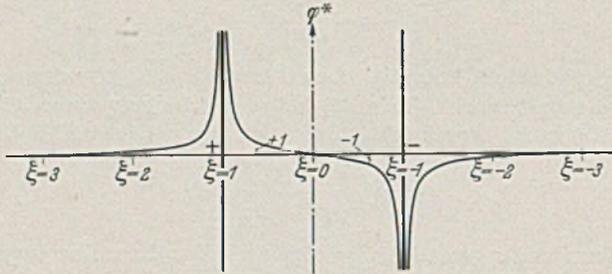


Abb. 10. Verlauf des absoluten Potentials.

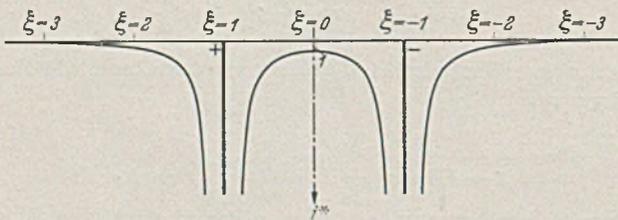


Abb. 11. Verlauf der absoluten Stromdichte.

Mit $\varphi^* = \text{const}$ folgen aus (7) die Flächen gleichen Potentials oder Äquipotentialflächen als Flächen achter Ordnung, da man, um die Wurzeln zu beseitigen, zweimal quadrieren muß. Die Schnittkurven mit der Halbebene (Oberfläche) und der Normalebene durch die Elektrodenachse sind aus Abb. 12 ersichtlich; die Schnittkurven senkrecht zur Elektrodenachse sind Halbkreise. Die Orthogonaltrajektorien zu den Äquipotentialflächen heißen Stromlinien, da sie an jeder Stelle die Richtung des Stromflusses angeben.

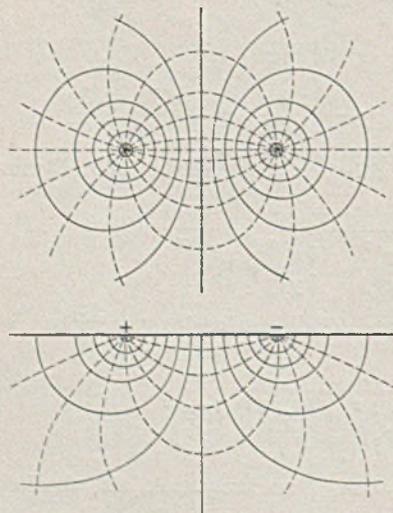


Abb. 12. Äquipotentialflächen.

In ähnlicher Weise folgen aus (14) mit $i^* = \text{const}$ die Flächen gleicher Stromdichte. Es sind ebenfalls Flächen achter Ordnung, deren Schnittkurven senkrecht zur Elektrodenachse Halbkreise sind. Der Verlauf der Schnittkurven mit der Halbebene (Oberfläche) ist aus Abb. 13 ersichtlich.

Wie oben bereits angedeutet wurde, kann das zweipolige Gleichstromfeld in anschaulicher Weise mit dem der Grundwasserströmung verglichen werden. Hierbei hat man sich an der positiven Elektrode eine Quelle, an der negativen eine Senke zu denken. Dann entspricht der Strommenge J die Ergiebigkeit Q , dem elektrischen Potential φ die piezometrische Höhe $p/\gamma + h$, der elektrischen Leitfähigkeit $1/\rho$ die spezifische Durchlässigkeit k

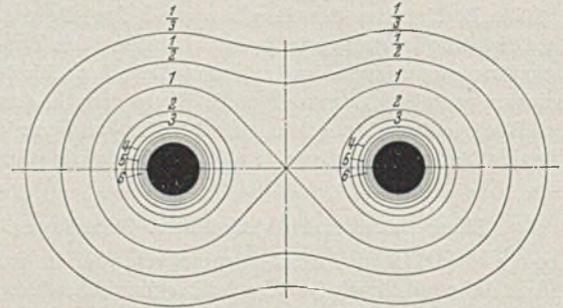


Abb. 13. Linien gleicher oberflächlichen Dichte.

und der spezifischen Stromstärke i die Sickergeschwindigkeit oder bezogene Sickerwassermenge q .

Von dem durch Gl. (1) bis (16) gekennzeichneten Idealbild des zweipoligen Gleichstromfeldes wird nun das wirkliche Stromfeld den vorhandenen Schichtungen und Störungen entsprechend abweichen. Aufgabe des geoelektrischen Aufschlusses ist es, diese Abweichungen an der Oberfläche festzustellen und daraus Rückschlüsse auf den Baugrund zu ziehen. Hierfür stehen drei wesentlichen drei Wege zur Verfügung, nämlich

- a) Vergleich der oberflächlichen Stromlinien bzw. des Potentialverlaufes,
- b) Vergleich der oberflächlichen Dichtelinien bzw. des Dichteverlaufes,
- c) Feststellung des scheinbaren spezifischen Widerstandes.

Die unter a) und b) genannten Vergleichsmöglichkeiten liefern in manchen Fällen sehr gute Aufschlüsse, in anderen dagegen gar keine; sie können daher nur als ergänzende, das allgemeine Bild abrundende Verfahren gewertet werden. Bald sind die Potential-, bald die Dichteabweichungen ausgeprägter; man vergleicht daher zweckmäßig beides.

Kreuzt man z. B. eine verdeckte, sehr steile Gesteinsgrenze gerade senkrecht und so, daß beide Elektroden gleichen Abstand von der Trennfläche aufweisen, so wird an dem Verlauf der Potential- und Dichtelinien gegenüber Abb. 12 und 13 überhaupt nichts geändert. Auch die Dichteverteilung bleibt die gleiche wie in Abb. 11. Lediglich der Potentialverlauf läßt hier die Gesteinsgrenze, und zwar in sehr ausgeprägtem Maße in Erscheinung treten. Verhalten sich die Widerstände beider Schichten z. B. wie 1 : 5, so ergibt sich der in Abb. 14 wiedergegebene Verlauf.

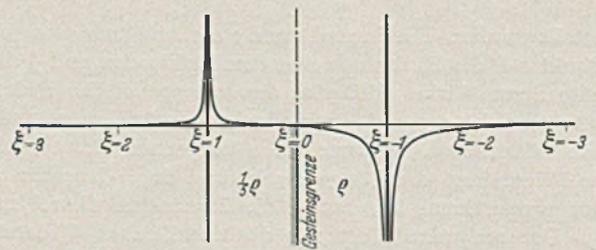


Abb. 14. Potentialverlauf über einer senkrechten Gesteinsgrenze.

Anlässe für sehr ausgeprägte Störungen des Dichtefeldes bieten nach Hunkel verdeckte und gut leitende Verwerfungen, die sich besonders bequem durch Verwendung von Linienelektroden sichtbar machen lassen, bei denen die oberflächlichen Potential- und Stromlinien parallel bzw. normal zu den Elektroden verlaufen. Abb. 15 zeigt Beispiele für solche Störungen des Dichtefeldes.

Im Falle horizontal geschichteten Baugrundes zeigt der Potentialverlauf selbst bei sehr großen Leitfähigkeitsunterschieden nur ganz geringe Abweichungen von dem Idealbild der Abb. 10. Auch die meist etwas größeren Abweichungen im Dichteverlauf reichen bei weitem nicht aus, um daraus quantitative Schlußfolgerungen abzuleiten. Hier versagen beide Verfahren vollständig.

Das einzige nie versagende und daher im Vordergrund des geoelektrischen Aufschlusses stehende Verfahren ist das des scheinbaren spezifischen Widerstandes. Seine Einführung durch F. Wenner⁹ vor rd. 20 Jahren kann ohne Übertreibung als die Geburtsstunde der geoelektrischen Baugrunduntersuchung bezeichnet werden. Einmal ist dadurch das ganze Meßverfahren so vereinfacht worden, daß die erforderlichen Aufschlußmaßnahmen in kürzester Zeit durchgeführt werden können, und zum anderen ist eine theoretische Vergleichsgrundlage entstanden, die mit einem Höchstmaß von Sicherheit zu arbeiten gestattet. Die bis dahin sehr vernachlässigte Potentialtheorie des geschichteten Kontinuums hat seit

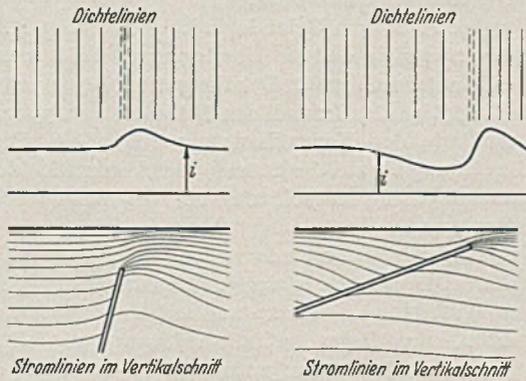


Abb. 15. Störungen des Dichtungsfeldes durch verdeckte Verwerfungen (nach Hunkel).

Wenner eine ausgiebige Entwicklung erfahren, die bereits viel weiter fortgeschritten ist, als es in der Literatur zum Ausdruck kommt. Geophysikalische Aufschlußgesellschaften verfügen über ganze Atlanten, die den verschiedenartigsten Neigungs- und Schichtungsverhältnissen Rechnung tragen und verständlicherweise geheim gehalten werden. Als besonders wertvolle Beiträge verdienen die Arbeiten von J. N. Hummel hervorgehoben zu werden, der erstmals den vielschichtigen Halbraum in horizontaler Lagerung untersucht hat und der Praxis gebrauchsfertige Lösungen für das zwei- und dreischichtige Kontinuum zur Verfügung gestellt hat. Hummel hat auch erstmals das Spiegelungsprinzip der Optik in die Theorie eingeführt, das als einer der ergiebigsten Lösungswege bezeichnet werden muß.

Der Grundgedanke des Widerstandsverfahrens ist außerordentlich einfach. Man mißt in zwei geeigneten Punkten P_1 und P_2 der Elektrodenachse den Potentialunterschied

$$(17) \quad V_s = \varphi_{1s} - \varphi_{2s}$$

und vergleicht ihn mit dem Potentialunterschied V der gleichen Punkte in einem isotropen Halbraum, und zwar unter Zugrundelegung eines festen Bezugswiderstandes ρ . Bei horizontalgeschich-



Abb. 16. Vierpolanordnung der Widerstandsmessung.

tetem Baugrund wird hierfür zweckmäßig der Widerstand an der Oberfläche gewählt; wird die Oberfläche von Schichtgrenzen gekreuzt, so wird man irgendeine der Schichten, vielleicht die mit dem größten Flächenanteil als Bezugsschicht auszeichnen. Der Potentialunterschied V des idealisierten Bezugshalbraums kann nach Gl. (1) berechnet werden. Mit den Bezeichnungen der Abb. 16 ergibt sich

$$(18) \quad \left\{ \begin{aligned} V &= \varphi_1 - \varphi_2 = \frac{J \rho}{2 \pi (c - a_1)} - \frac{J \rho}{2 \pi (c + a_1)} - \frac{J \rho}{2 \pi (c + a_2)} \\ &+ \frac{J \rho}{2 \pi (c - a_2)} = \frac{J \rho (a_1 + a_2) (c^2 - a_1 a_2)}{\pi (c^2 - a_1^2) (c^2 - a_2^2)} \end{aligned} \right.$$

⁹ Wenner, F.: A method of measuring earth resistivity. U. S. Bur. of Stand. Bull. 12 (1916) Nr. 4. Ferner: Scientific papers of the Bur. of Stand. 258, S. 468—477. Washington 1917.

Mit $a_1 = e \alpha_1$, $a_2 = e \alpha_2$ läßt sich der Bruch dimensionslos schreiben und man erhält für V

$$(19) \quad V = \frac{J \rho (\alpha_1 + \alpha_2) (1 - \alpha_1 \alpha_2)}{e \pi (1 - \alpha_1^2) (1 - \alpha_2^2)}$$

Das Verhältnis

$$(20) \quad \frac{V_s}{V} = \frac{V_s e \pi (1 - \alpha_1^2) (1 - \alpha_2^2)}{J \rho (a_1 + a_2) (1 - \alpha_1 \alpha_2)}$$

bezeichnet Wenner nun als den bezogenen scheinbaren Widerstand ρ_s / ρ .

$$(21) \quad \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{V_s}{V} \quad (\text{bezogener scheinbarer Widerstand}).$$

Die Einfügung des Wortes „scheinbar“ trägt dem Umstande Rechnung, daß das Ohmsche Gesetz, das Proportionalität zwischen Spannung und Widerstand voraussetzt, nicht ohne weiteres auf geschichtete Kontinua Anwendung finden kann. Das Verhältnis V_s/V liefert gewissermaßen einen Durchschnittswert des bezogenen Widerstandes entsprechend dem erfaßten Baugrundbereich. Dem bezogenen scheinbaren Widerstande fällt daher keine feste physikalische Bedeutung mehr zu. Nichtsdestoweniger ist er aber außerordentlich anschaulich und gerade für die praktische Beurteilung von besonderem Wert.

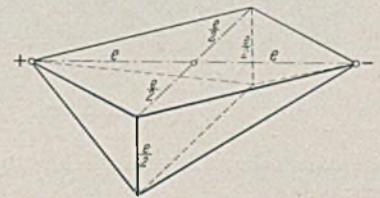


Abb. 17. Wirkungspyramide.

Bei Anwendung des Widerstandsverfahrens wird mit jeder Messung V_s ein gewisser Baugrundbereich durchschnittsmäßig erfaßt; man tastet gewissermaßen den Baugrund ab. Theoretisch ist der berührte Bereich zwar unendlich groß, aber praktisch stets begrenzt, denn die Stromdichte klingt ja mit dem Quadrat der Entfernung von den Elektroden, also sehr schnell ab. Man kann die praktisch erfaßte Wirkungssphäre durch eine halbe Doppelpyramide quadratischen Grundrisses veranschaulichen (Abb. 17), deren Spitzen mit den Elektroden zusammenfallen. Bei einer Achslänge von $2e$ ist die Tiefenwirkung durch $1/2e$ und die Breitenwirkung durch e gekennzeichnet. Je weiter man die Elektroden auseinandersetzt, um so größer ist der erfaßte Tiefenbereich. Um beispielsweise eine Tiefenwirkung von 100 m zu erzielen, muß ein Elektrodenabstand von etwa 400 m gewählt werden.

Aus der Wirkungspyramide ergeben sich zunächst zwei grundsätzlich verschiedene Wege der Aufschließung, die als Plan- und Tiefensondierung bezeichnet werden. Bei der Plansondierung (Abb. 18) wird die Tiefe und damit auch der Elektrodenabstand

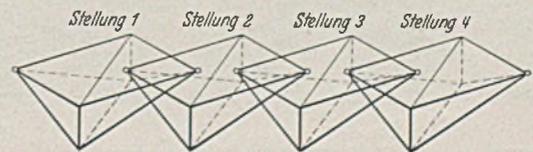


Abb. 18. Plansondierung.

konstant gehalten und das Wirkungsfeld längs einer bestimmten Profillinie durch entsprechende Versetzung der Elektroden verschoben. Man erfaßt dadurch immer andere Bereiche des Baugrundes in horizontaler Richtung und kann daraus entsprechende Rückschlüsse auf Gesteinswechsel, Verwerfungen, Rutschelzonen usw. ziehen.

Bei der Tiefensondierung dagegen wird immer ein ganz bestimmter Punkt des Geländes ins Auge gefaßt, der gleichzeitig das Symmetriezentrum der Wirkungspyramide darstellt (Abb. 19). Einer allmählichen Steigerung des Elektrodenabstandes entspricht hierbei eine entsprechende Steigerung der Tiefenwirkung, d. h. es werden immer neue Gesteinsschichten des Baugrundes in die Messung einbezogen. Hieraus können Rückschlüsse auf die Mächtigkeit von Überdeckungen, auf die Lage des Grundwasserspiegels, auf Gesteinswechsel usw. gezogen werden.

Eine besondere Art der Plansondierung ist die Drehsondierung (Abb. 20), bei der man, statt auf einer Profillinie fortzuschreiten, die Elektroden einen Kreis um einen festen Geländepunkt beschreiben läßt. Zuzufolge der Anisotropie der Wirkungspyramide können hieraus Rückschlüsse auf die Einfallrichtung bei geneigter Schichtung gezogen werden. Verbindet man diese Art der Sondierung mit der Tiefensondierung, so ergibt sich die Tiefen-Dreh-

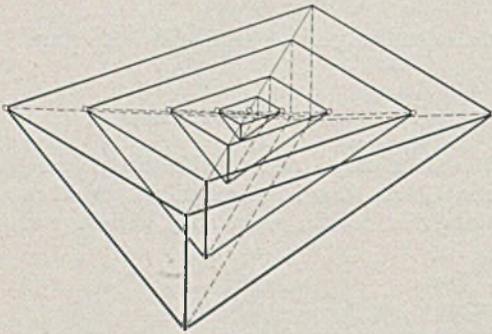


Abb. 19. Tiefensondierung.

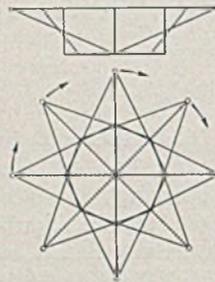


Abb. 20. Drehsondierung.

sondierung, die außerordentlich weitgehende Aufschlüsse zu bieten vermag.

Bei geoelektrischen Baugrunduntersuchungen werden zweckmäßig die aufgeführten Sondierungsmöglichkeiten miteinander verbunden. Bei den meist beträchtlichen Unterschieden in der elektrischen Leitfähigkeit bereitet die quantitative Deutung der Meßergebnisse im allgemeinen keine Schwierigkeiten, zumal wenn der geoelektrische Aufschluß durch einige Kontrollbohrungen ergänzt wird.

Der bezogene scheinbare Widerstand wird zweckmäßig in einem graphischen Schaubild als Funktion der entsprechenden Veränderungen aufgetragen, d. h. also im Falle der Plansondierung als Funktion der Bogenlänge der Profilgeraden, in dem der Tiefensondierung als Funktion von e und in dem der Tiefendrehsondierung als Funktion e und α . In vielen Fällen bietet der logarithmische Maßstab besondere Annehmlichkeiten, wie später noch näher ausgeführt werden wird.

Um die so entstehenden Schaubilder an einem Beispiel zu erläutern, sind in den Abb. 21—23 drei ausgeprägte Tiefensondierungen im Gelände der Littletown-Talsperre wiedergegeben worden¹⁰, das eine von Tonen, Lehmen, Sanden und Kiesen wechselnder Mächtigkeit gebildete Deckschicht aufwies. Die darunterliegenden sehr harten und dichten kristallinen Schiefer sollten durch

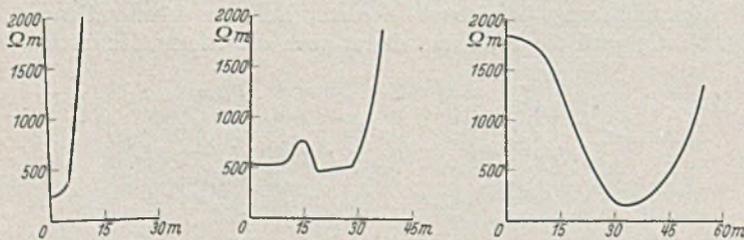


Abb. 21. Tiefensondierungen im Gelände der Littletown-Talsperre (nach Crosby und Kelly).

200 Tiefensondierungen, die durch 20 Kontrollbohrungen ergänzt wurden, festgestellt werden. Die Widerstandsverhältnisse waren befriedigend; das Leitfähigkeitsverhältnis zwischen Überdeckung und Gestein betrug etwa 10.

Die Widerstandskurve der Abb. 21 zeigt einen sehr gleichmäßigen Verlauf, der auf eine entsprechend isotrope Deckschicht schließen läßt. Der sehr bald in Erscheinung tretende steile Anstieg deutet auf eine nur geringe Mächtigkeit hin, die durch Vergleich mit der zugehörigen theoretischen Kurventafel zu 8,7 m

¹⁰ Irving B. Crosby u. Sherwin F. Kelly: Electrical subsoil exploration and the civil engineer. Engng. News Rec. 102 (1929) S. 270—273.

ermittelt wurde. Die spätere Kontrollbohrung ergab mit 8 m eine gute Übereinstimmung.

Die Widerstandskurve der Abb. 22 setzt bereits mit einem mehr als doppelt so hohen Oberflächenwiderstand ein, d. h. an Stelle der tonigen und lehmigen Ablagerungen ist ein mehr sandiges Material getreten. Bemerkenswert ist das plötzliche Ansteigen der Widerstandskurve innerhalb der Überdeckungsschicht, das die große Empfindlichkeit der Widerstandsmessung vor Augen führt. Die Ursache des Anstiegs ist hier eine eingelagerte Kiesschotterbank. Die Einbeziehung des kristallinen Schiefers in den Meßbereich deutet sich auch hier wieder durch den kräftigen und gleichförmigen Anstieg der Widerstandskurve an.

Der Vergleich mit dem Geländepunkt der Abb. 21 läßt schon rein qualitativ erkennen, daß die Überlagerungsdecke hier um ein Vielfaches mächtiger sein muß. Der theoretische Kurvenvergleich ergab eine Tiefenlage des kristallinen Schiefers von 35 m, gegenüber einem Werte der Kontrollbohrung von 30 m. Die etwas größere Abweichung ist auf die Störung des Potentialfeldes durch die Schottereinlagerung zurückzuführen, die rechnerisch nicht berücksichtigt war.

Abb. 23 zeigt die Widerstandsmessung an einer stark kiesigen Geländestelle. Die zunächst stetige Abnahme des bezogenen scheinbaren Widerstandes deutet auf leitfähigeres Material im Untergrund hin, im vorliegenden Falle auf stark tonig-lehmige Ablagerungen. Diese müssen von großer Mächtigkeit sein, denn sie lassen die Widerstandskurve noch unter den Kleinstwert der Abb. 21 herabsinken. Der Vergleich mit der Theorie lieferte eine Gesamtmächtigkeit der Überlagerung von 45 m, während die Kontrollbohrung 43 m ergab. Angesichts der Ungleichmäßigkeit der Deckschicht muß dieses Ergebnis als ganz vorzüglich bezeichnet werden.

Die drei ausgewählten Beispiele lassen die qualitative wie die quantitative Seite der Widerstandsmessung in gleich ausgeprägtem Maße in Erscheinung treten. Sie bestätigen die unter Ziffer (1) geschilderten Möglichkeiten des geoelektrischen Aufschlußverfahrens in vollem Umfange.

Die vorzüglichen Ergebnisse des Wennerschen Widerstandsverfahrens beruhen letzten Endes auf den großen Unterschieden in der elektrischen Leitfähigkeit, die in verschiedenen Gesteins- und Bodenarten angetroffen werden. Schwankungen, die eine, zwei ja drei Zehnerpotenzen umspannen, sind gar keine Seltenheit. Insbesondere bestehen fast stets große Leitfähigkeitsunterschiede zwischen einer Überdeckung und dem darunterliegenden festen Gestein. Kleine Unterschiede in der Gesteinszusammensetzung, insbesondere wenn sie gerade gut leitende Mineralien betreffen, genügen bereits, um selbst bei ein und derselben Gesteinsart je nach dem Lagerungsort große Unterschiede in Erscheinung treten zu lassen. Es ist deshalb auch nicht möglich, die Größe des Widerstandes, je nach der Boden- oder Gesteinsart vorauszusagen; man kann sie höchstens auf 100—200% Genauigkeit abschätzen.

Es ist eine außerordentliche Annehmlichkeit des Widerstandsverfahrens, daß man, gleich welche Sondierungsart gewählt ist, die tatsächlichen Widerstände der Schichten aus den Meßergebnissen ablesen kann. Bei der Tiefensondierung z. B. entspricht dem Anfangspunkt $e = 0$ der Widerstandskurve der Oberflächenwiderstand bzw. derjenige der ersten Schicht, während derjenige der nächsten Schicht sich dadurch andeutet, daß die Widerstandskurve horizontal ausläuft. (Die Widerstandskurven der Abb. 21—23 wurden schon vorher abgebrochen, da der Widerstand des kristallinen Schiefers von vornherein bekannt war.)

Um zunächst ein Bild von den Schwankungen des spezifischen Widerstandes innerhalb ein und derselben Gesteinsart zu geben, sind nachstehend einige von W. J. Rooney für Trappgestein an verschiedenen Stellen Michigans (USA.) festgestellte ρ -Werte zusammengestellt¹¹.

- Fundstelle 1 $\rho = 2790 \Omega \cdot m$ senkrecht zum Streichen,
- $\rho = 2360 \Omega \cdot m$ im Mittel,
- $\rho = 2140 \Omega \cdot m$ im Streichen.

¹¹ Rooney, W. J.: Terr. Magn. 32 (1927) S. 98ff.

- Fundstelle 2 $\rho = 1414 \Omega \cdot m$ im Mittel.
- Fundstelle 3 $\rho = 890 \Omega \cdot m$ im Mittel.
- Fundstelle 4 $\rho = 550 \Omega \cdot m$ in festen Lagen,
 $\rho = 225 \Omega \cdot m$ in schaumig porösen Lagen.
- Fundstelle 5 $\rho = 272 \Omega \cdot m$ bei salzhaltigem Grundwasser.

Von größtem Einfluß auf den spezifischen Widerstand sind der Feuchtigkeitsgehalt und evtl. im Wasser enthaltene Salze. Man erkennt dies aus nachstehender Zusammenstellung¹²:

- $\rho = 260 \Omega \cdot m$ destilliertes Wasser
- $\rho = 0,03$ bis $0,15 \Omega \cdot m$ normales Grundwasser
- $\rho = 0,0005$ bis $0,0010 \Omega \cdot m$ salzhaltiges Wasser.

In umgekehrter Weise wirkt eine Tränkung mit Erdöl, die den Widerstand stark erhöht.

Bei flüssigkeitsgetränkten Boden- oder Gesteinsschichten hängt der spezifische Widerstand sehr wesentlich vom Porenanteil ab. Wird dieser auf die Volumeneinheit bezogen und mit η bezeichnet, so besteht nach Hlauschek etwa folgende Gesetzmäßigkeit:

$$\rho(\text{Gestein}) = \frac{3}{\eta} \rho(\text{Flüssigkeit}).$$

Bei einem Porenanteil von 1% entsprechend $\eta = 0,01$ und vollständiger Tränkung ist hiernach der Gesteinswiderstand rd. 300mal so groß als derjenige der tränckenden Flüssigkeit.

Für Böden und Gesteine naturfeuchter Lagerung kann nach dem Handbuch der Experimentalphysik mit etwa folgenden Durchschnitts- ρ -Werten gerechnet werden¹²:

Naturfeuchte	$\rho = 1$ bis $3 \Omega \cdot m$	Ton reich an Mg-Salzen
Böden	$\rho = 5$ „ $50 \Omega \cdot m$	feuchter Lehm
	$\rho = 40$ „ $180 \Omega \cdot m$	Humusböden
	$\rho = 100$ „ $400 \Omega \cdot m$	tonige Böden
	$\rho = 180$ „ $4000 \Omega \cdot m$	Glazialablagerungen
	$\rho = 750$ „ $5000 \Omega \cdot m$	Schotterablagerungen
	$\rho = 1000$ „ $10000 \Omega \cdot m$	Sandböden

Naturfeuchte	$\rho = 50$ bis $500 \Omega \cdot m$	Sandsteine
Gesteine	$\rho = 100$ „ $800 \Omega \cdot m$	Schieferton
	$\rho = 100$ „ $3500 \Omega \cdot m$	Kalksteine
	$\rho = 500$ „ $5000 \Omega \cdot m$	Eruptivgesteine und kristalline Schiefer.

Was nun die Messung der Spannung V_s anbelangt, so kann diese an sich in zwei beliebigen Punkten der Elektrodenverbindungsline vorgenommen werden (Abb. 16). Da jedoch die aus der Messung bestimmten Widerstandskurven mit entsprechenden theoretisch gefundenen verglichen werden müssen, verlangt eine bequeme Handhabung des Verfahrens, daß a_1 und a_2 in ein festes Verhältnis zur Elektrodenstreckweite gebracht werden.

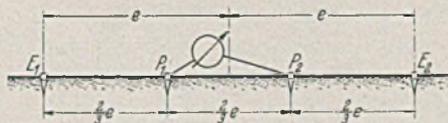


Abb. 24. Wennersche Meßanordnung.

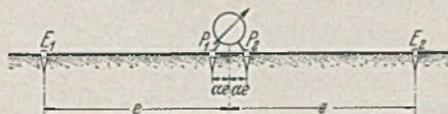


Abb. 25. Schlumbergersche Meßanordnung.

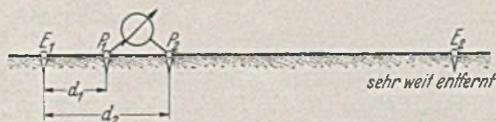


Abb. 28. Einpolmeßanordnung.

Bei der älteren von Wenner angegebenen Meßanordnung wird die Elektrodenstreckweite in drei gleiche Teile aufgeteilt (Abb. 24), was den Verhältniswerten $\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{1}{3}$ entspricht. Werden diese in Gl. (20) eingeführt, so folgt

$$(22) \quad \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{V_s}{V} = \frac{4}{3} \frac{e\pi}{J\rho} V_s \text{ (Dreiteilung der Elektrodenstreckweite).}$$

¹² Vgl. im einzelnen: Reich, H.: Geologische Unterlagen der angewandten Geophysik. Handb. Exp. Phys. Bd. 25, 3. Teil.

Für Tiefensondierungen hat die Wennersche Meßanordnung den Nachteil, daß man bei Änderung der Elektrodenstreckweite die Meß- oder Sondenelektroden immer mit versetzen muß. Dies wird bei der neueren von Schlumberger angegebenen Meßanordnung vermieden, bei der man nicht α , sondern a festhält (Abb. 25). Außerdem wird a so klein gewählt, daß das Potentialgefälle zwischen den Meßsonden als geradlinig betrachtet werden kann und



Abb. 26. Geoelektrische Aufschließung der Djebel-Onk-Hochebene (Algerien) (nach R. M. Maillet).

daß α^2 gegenüber der Einheit bedeutungslos ist. Unter diesen Voraussetzungen erhält man

$$(23) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{\rho_s}{\rho} &= \frac{1}{2\alpha} \frac{e\pi}{J\rho} V_s \text{ (Vierpolanordnung nach Schlumberger);} \\ \alpha &= \frac{a}{e} \text{ klein.} \end{aligned} \right.$$

Die Verkleinerung der Meßstrecke gegenüber der Wennerschen Anordnung bringt naturgemäß eine Verringerung der Emp-



Abb. 27. Tiefensondierungen im Gelände der Fom-el-Guerza-Talsperre (Algerien) (nach R. M. Maillet).

findlichkeit mit sich und verlangt entsprechend feinere Meßinstrumente. Demgegenüber bringt die Schlumbergersche Meßanordnung aber einen nicht unbeträchtlichen Zeitgewinn. Man kann einen festen Standort beziehen und die Meßelektroden unmittelbar unter dem Gerüst aufbauen, wie aus Abb. 26⁴ ersichtlich ist.

Bei unzulänglichen Geländebeziehungen kann es zuweilen notwendig werden, die Stromelektroden sehr weit auseinanderzuziehen, wie z. B. bei den Messungen im Gelände der Fom-el-Guerza-Talsperre (Algerien), die Abb. 27⁴ zeigt. In solchen Fällen empfiehlt es sich, die Messung in der Nähe der einen Elektrode vorzunehmen und die andere so weit weg zu legen, daß sie auf die gemessene Spannung keinen Einfluß mehr nimmt und nur noch dem Stromtransport dient. Man erhält dann eine sog. Einpolmessung, für die sich mit den Bezeichnungen der Abb. 28 der bezogene schein-

bare Widerstand

$$(24) \quad \frac{\rho}{\rho} = \frac{2\pi d_1 d_2}{\int \rho \frac{d_2 - d_1}{d_1}} V_s \text{ (Einpolfmessung)}$$

ergibt.

Der eigentliche geoelektrische Aufschluß erfolgt nun dadurch, daß die aus den gemessenen V_s -Werten mit Hilfe von Gl. (22—24) — je nach Meßanordnung — ermittelten Widerstandskurven mit theoretisch gefundenen Widerstandskurven in Beziehung gesetzt werden. Dies setzt selbstverständlich voraus, daß die den vorhandenen Störungsverhältnissen entsprechende Potentialfunktion bekannt ist und der bezogene scheinbare Widerstand in der Form V_s/V aus einer Kurventafel entnommen werden kann. Die letztere ist gewöhnlich so aufgebaut, daß die durch die Natur der Störung bedingten Parameter — z. B. das Verhältnis von Schichtstärke zu halber Elektroden Spannweite beim Zweischichtenproblem — in einer entsprechenden Kurvenschar zum Ausdruck kommen. Um die mit den vorliegenden Geländebeziehungen übereinstimmende Sonderkurve herauszusuchen, braucht man von der aus den Messungen gefundenen Widerstandskurve nur ein Transparent anzufertigen und mit diesem die Kurventafel abzutasten. Geophysikalische Aufschlußgesellschaften verfügen über eine große Sammlung derartiger Kurventafeln, so daß der die Messung ausführende Geophysiker oder Ingenieur der gefundenen Kurve schon unmittelbar die Art der vorliegenden Störung ansehen kann und nach der in Frage kommenden Kurventafel gar nicht erst lange zu suchen braucht.

Setzt man die den angenommenen Störungs- bzw. Schichtungsverhältnissen entsprechende Potentialfunktion φ als bekannt voraus, so empfiehlt es sich stets, die weiteren Rechnungen durch Einführung des absoluten Potentials nach Gl. (4) dimensionslos zu machen. Hierbei ist für ρ selbstverständlich der Bezugswiderstand einzusetzen. Man erhält dann zunächst im Falle der Wennerschen Meßanordnung, wenn φ_0^* Potentialwerten für $\eta = \zeta = 0$ entspricht

$$(25) \quad V_s = \frac{\int \rho}{c\pi} [\varphi_0^* (+\frac{1}{2}) - \varphi_0^* (-\frac{1}{2})] \text{ (Wennersche Meßanordnung).}$$

Hieraus folgt für den bezogenen Widerstand

$$(26) \quad \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{V_s}{V} = \frac{1}{2} \varphi_0^* (+\frac{1}{2}) - \frac{1}{2} \varphi_0^* (-\frac{1}{2}) \text{ (Wennersche Meßanordnung).}$$

Im Falle der Schlumbergerschen Meßanordnung ergibt sich entsprechend

$$(27) \quad V_s = \frac{\int \rho}{c\pi} [\varphi_0^* (+\alpha) - \varphi_0^* (-\alpha)].$$

Da α nach den obigen Bemerkungen so klein sein soll, daß das Potentialgefälle auf der Meßstrecke als geradlinig angesehen werden kann, folgt mit hinreichender Genauigkeit

$$(28) \quad V_s = \frac{\int \rho \frac{d\varphi_0^*}{d\xi}}{c\pi} \cdot 2\alpha \text{ (Schlumbergersche Meßanordnung).}$$

Hieraus ergibt sich für den bezogenen Widerstand die außerordentlich durchsichtige Gleichung

$$(29) \quad \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{d\varphi_0^*}{d\xi} \text{ (Schlumbergersche Meßanordnung).}$$

Nach Gl. (29) ist der bezogene scheinbare Widerstand nichts weiter als die Steigung der Potentialfunktion in Mitte Elektroden Spannweite, und zwar bezogen auf das absolute Potential. In dieser klaren theoretischen Darstellungsmöglichkeit liegt ein weiterer Vorzug der Schlumbergerschen Meßanordnung.

Bevor wir uns nunmehr der meßtechnischen Seite der mitgeteilten Aufschlußverfahren zuwenden, möge noch kurz das Hunkelsche Verfahren der turbulenten Eigenströme gestreift werden¹³. Die turbulenten Eigenströme sind schwache Erdströme elektrolytischen Ursprungs, die im Bereiche von Verwerfungen auftreten und durch Anhäufung zahlreicher negativer Oberflächenpole gekennzeichnet sind (Abb. 29). Da die Auffindung verdeckter Verwerfungen für die Baugrunduntersuchung von größter Wichtigkeit ist

und die Feststellung des Erdfeldes über einem begrenzten Meßbereich keine Schwierigkeiten macht, kann das Hunkelsche Verfahren zuweilen gute Dienste leisten. Das Meßverfahren ist das gleiche wie beim Potentiallinienverfahren und erfordert keinerlei zusätzliche Meßapparatur.

3. Meßtechnische Grundlagen und praktische Erfahrungen.

Für das Potentiallinien-, Dichtelinien- und Eigenstromverfahren ist lediglich eine Potentialvermessung des abgegrenzten Oberflächenbereiches erforderlich. Diese kann entweder auf direktem Wege mit Hilfe eines hochempfindlichen Galvanometers oder indirekt mit Hilfe des unten beschriebenen Potentiometers erfolgen. Die Meßanordnung ist denkbar einfach (Abb. 30), da lediglich eine feste Elektrode und eine bewegliche Suche Elektrode benötigt wird. Beim direkten Verfahren tritt ein Punkt gleichen Potentials dadurch in Erscheinung, daß der Galvanometerauschlag verschwindet, während bei der indirekten Methode Punkte gleicher Potentialdifferenz, d. h. Punkte gleicher Spannung V gesucht werden. Im letzteren Falle stimmt das Meßverfahren mit dem der Widerstandsmessung weitgehend überein. Die indirekte Meßanordnung ist im allgemeinen vorzuziehen, da mit den Potentialunterschieden nicht nur ein qualitatives, sondern auch ein quantitatives Bild des Potentiallinienverlaufes gewonnen wird, das die Voraussetzung für das Dichtelinienverfahren bildet. Wenn die feste Elektrode von der Suchelektrode einmal umkreist wird, so beschreibt die auf der jewei-

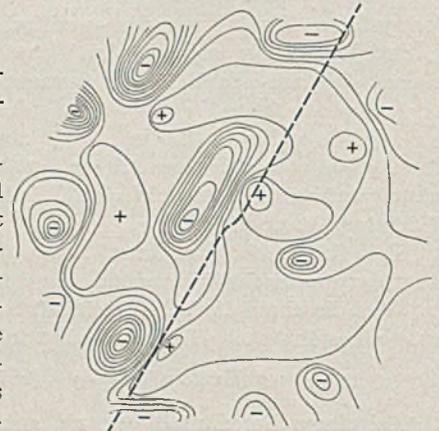


Abb. 29. Potentiallinienverlauf der turbulenten Eigenströme über einer Verwerfung (nach Hunkel).



Abb. 30. Direkte Potentialmessung.

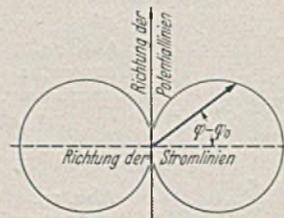


Abb. 31. Ermittlung der Richtung von Strom- und Potentiallinien durch Umkreisen des Meßpunktes (nach Hummel).

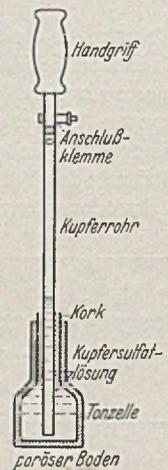


Abb. 32. Umpolarisierte Elektroden (nach C. Schlumberger).

ligen Richtung aufgetragene Potentialdifferenz zwei sich berührende Kreise (Abb. 31¹⁴). Hierbei ist die Potentiallinienrichtung durch die gemeinsame Tangente, die Stromlinienrichtung durch die gemeinsame Durchmessergerade gekennzeichnet. Diese Richtungsbestimmung ist sehr genau und leistet z. B. bei der Analysierung des elektrolytischen Erdfeldes vorzügliche Dienste.

Die Messung der Spannung V_s zur Ermittlung des bezogenen scheinbaren Widerstandes ist aus Abb. 26 in anschaulicher Weise ersichtlich. Sie verlangt ein Stativ, auf dem Meßapparatur (Po-

¹³ H u n k e l, H.: Über turbulente Eigenströme der obersten Erdschichten und ihre Beziehungen zu den Gesteinsgrenzen. Z. Geologie 36 (1928).

¹⁴ H u m m e l, J. N.: Theorie der elektrischen Methoden der angewandten Geophysik. Handb. Exp. Phys. Bd. 25, 3. Teil.

tentiometer) und Stromquelle montiert sind, zwei unter dem Stativ aufgebaute Meß- oder Sondenelektroden, zwei Stromelektroden und die zugehörigen Kabeltrommeln, eine Reihe von Markierungsstäben zur Bezeichnung der Einsatzstellen und sonstige Zubehörteile. Man kann alles bequem auf einem Lieferwagen unterbringen.

Bezüglich der Elektroden muß darauf geachtet werden, daß das Stromfeld nicht durch große Übergangswiderstände in unerwünschtem Maße geschwächt wird. Die metallischen Spießelektroden, wie sie z. B. in Abb. 27 erkennbar sind, gewährleisten nur in lockeren, normal durchfeuchteten Verwitterungsböden hinreichend kleine Übergangswiderstände. Sobald Polarisationserscheinungen in den Bereich der Möglichkeit treten, sind sog. unpolarisierte Elektroden zu empfehlen, z. B. nach Art von Abb. 32. W. Stern¹⁵ ver-

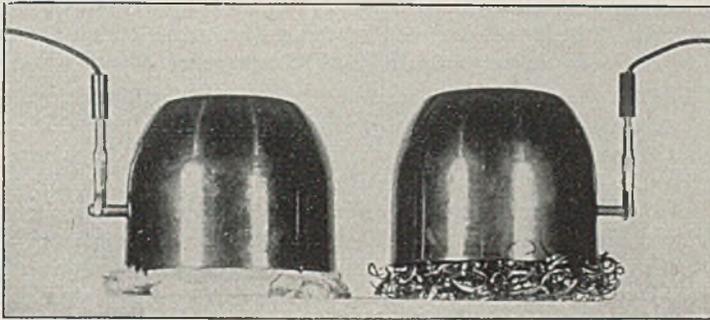


Abb. 33. Topfelektroden (nach W. Stern).

wendete für seine Widerstandsmessungen über rheinischen Braunkohlenfeldern Topfelektroden (Abb. 33), die sich besonders gut für festes Gestein eignen. Der Kupfertopf enthält im Innern eine elastische Kupferspirale, die im Falle trockenen Gesteins einen mit Kupfervitriol getränkten Wattebausch herausdrückt; bei bergfeuchtem Gestein genügt federnde Messingwolle. Die Hauptsache ist, daß das leitende Zwischenmedium in innige Berührung mit dem Gestein kommt und eine hinreichende Stromausbreitung gewährleistet wird. Bei Überdeckungsböden muß Grasnarbe und Laub beseitigt werden; ein leichtes Aushöhlen des Bodens und Angießen mit Wasser leistet stets gute Dienste.

Trotz größter Sorgfalt beim Einsetzen der Elektroden muß mit Unregelmäßigkeiten hinsichtlich der Strommenge und Stromausbreitung gerechnet werden. Edge und Laby¹⁶ empfehlen deshalb, jede Meßreihe doppelt durchzumessen und dabei die Elektroden umzustecken. Man kann dann durch Mittelwertbildung die Unregelmäßigkeiten ausgleichen. Nach Angaben von Edge und Laby können zwischen beiden Meßrichtungen Abweichungen bis zu 25% in Erscheinung treten.

Weiterhin besteht die Möglichkeit, daß an den Meßelektroden Störungen durch die Stromentnahme hervorgerufen werden, die das Meßbild vollständig trüben würden. Dem läßt sich durch die

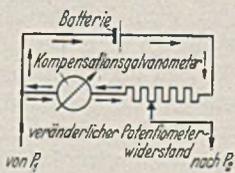


Abb. 34. Kompensationsschaltung der Potentiometermessung.

in Abb. 34 schematisch dargestellte Kompensationsschaltung entgegenwirken, bei der auf einer mit Galvanometer versehenen Meßstrecke in den Elektrodenstromkreis der Gegenstromkreis eines Elementes E eingeschaltet wird. Die Gegenstromstärke wird dabei durch den sog. Potentiometerwiderstand so geregelt, daß das Galvanometer keinen Ausschlag mehr anzeigt. Auf diese Weise läßt sich die Spannung V_s zwischen den Meßelektroden stromlos messen bzw. berechnen, denn einerseits folgt die Stromstärke aus Elementspannung und Vorschaltwiderstand, andererseits aus Elektrodenspannung und Teilwiderstand. Meist ist der Potentiometerwiderstand gleich so geeicht, daß V_s direkt in Millivolt abgelesen werden kann.

¹⁵ Stern, W.: Beiträge zur Meßtechnik und Anwendung der Methode des scheinbaren Widerstandes. Z. Geophysik 8 (1932) S. 181 bis 191.

¹⁶ Edge, A. B. u. T. H. Laby: The principles and practice of geophysical prospecting. Cambridge 1931.

Eine weitere Fehlerquelle bieten die elektrolytischen Erdströme und die Polarisationsströme, die durch Leitungen und Meßapparat hervorgerufen werden. Sie überlagern sich dem zweipoligen Gleichstromfeld und würden daher die Meßergebnisse beeinträchtigen. Die Ausschaltung dieser Sekundärwirkungen erfolgt durch sog. Kommutatoren, welche die Stromrichtung und die Polarisation der Meßapparate ständig umschalten. Hierdurch wird eine Mittelwertbildung herbeigeführt, bei welcher das stationäre Eigenfeld herausfällt. Nach Untersuchungen von Stern¹⁵ scheint ein kombinierter Kommutator nach Abb. 35 besonders zweckmäßig zu sein. Bei ihm kann die Schaltwalze entweder mit Hilfe eines kleinen Elektromotors kontinuierlich arbeiten oder vermittels eines mechanischen Transportschalters von Hand bedient werden. Die Steuerung des Elektromotors läßt Umschaltungsperioden zwischen $1/16$ und $1/32$ sec zu. Die Handschaltung gestattet eine getrennte Messung in beiden Richtungen, die z. B. bei mäßig feuchtem Baugrund vielfach nicht entbehrt werden kann.

Durch die Stromumkehrung der Kommutatoren werden in Baugrund und Meßinstrumenten Induktionswirkungen hervorgerufen, die den spezifischen Widerstand größer erscheinen lassen als er in Wirklichkeit ist. Man kann diese Nebenwirkungen als Funktion der Umschaltungsperiode rechnerisch ermitteln und durch einen Multiplikator im Ergebnis berücksichtigen. Beim kombinierten Kommutator kann die Eichung durch Vergleich mit den bei Handsteuerung gefundenen Werten leicht durchgeführt werden.

Alle übrigen der Meßapparatur anhaftenden Fehlerquellen lassen sich dadurch ausgleichen, daß entsprechend den vier Kombi-

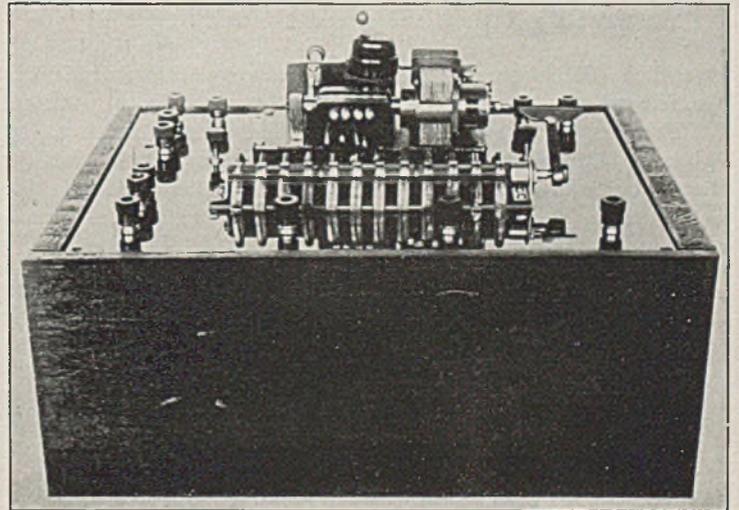


Abb. 35. Kommutatorsteuerung (nach W. Stern).

nationen von Stromrichtung und Spannungspolarität vier Ablesungen vorgenommen und gemittelt werden. Eine in dieser Weise von Edge und Laby durchgeführte Meßreihe mit drei verschiedenen Stromstärken ergab z. B. folgendes Bild¹⁶:

J_1	V_1	J_2	V_2	J_3	V_3	J_4	V_4	J_m	V_m
75,4	3,37	75,4	3,40	75,2	3,39	75,2	3,39	75,3	3,39
148,2	6,70	148,2	6,74	148,2	6,72	148,2	6,71	148,2	6,72
218,0	9,98	218,0	10,09	218,0	10,00	218,0	9,99	218,0	10,02
V_1/J_1		V_2/J_2		V_3/J_3		V_4/J_4		V_m/J_m	
0,0454		0,0454		0,0451		0,0452		0,0453	

Die J-Werte beziehen sich auf Milliampere, die V-Werte auf Millivolt. Die Messung erfolgte mit der Wernerschen Meßanordnung bei einem Elektrodenabstand von $2e = 210$ m. Der aus der Eichkurve abgelesene Korrekturfaktor für die Kommutatorwirkung ergab sich zu 0,807. Damit kann der scheinbare spezifische Widerstand nach Gl. (22) unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors ermittelt werden. Man erhält

$$\rho_s = 0,807 \cdot \frac{1}{3} \cdot 105 \cdot \pi \cdot 0,0453 = 1600 \Omega \cdot m.$$

Hieraus folgt schließlich der bezogene scheinbare Widerstand q_s/q durch Division durch den gewählten Bezugswiderstand.

Die gesamte Meßapparatur wird unter dem Sammelbegriff „Potentiometer“ zusammengefaßt. Die Bedienung ist einfach und von angelernten Kräften durchführbar. Abb. 36 zeigt z. B. die Schalttafel des Schlumbergerschen Potentiometers, das im Hinblick auf die kurze Meßstrecke ein hochempfindliches Meßinstrument darstellt⁴. Das Kompensationsgalvanometer (1) besitzt eine Empfindlichkeit von 0,4 Mikroampere, der Meßwiderstand (das

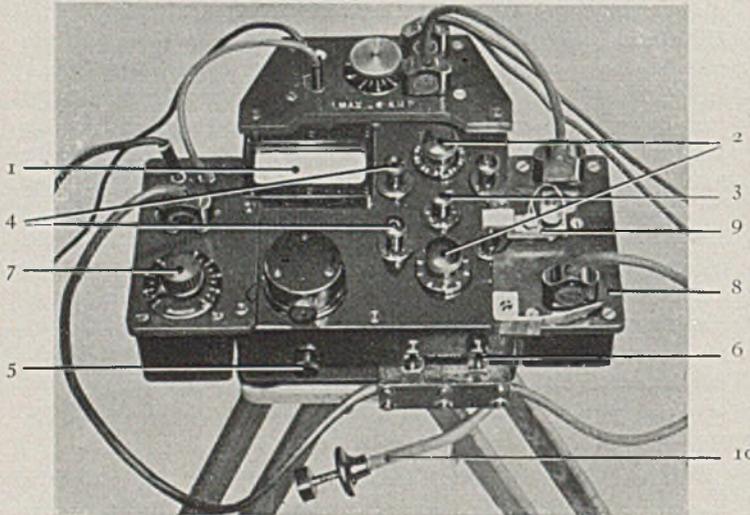


Abb. 36. Potentiometer von C. Schlumberger.

eigentliche Potentiometer) eine solche von 0,05 Millivolt. Mit der Grobeinstellung (2) werden Zehner und Einer abgelesen, während die Feineinstellung (4) auf vier Empfindlichkeiten, nämlich 1, 1/2, 1/5 und 1/20 Millivolt eingestellt werden kann. Das Schraubchen (3) dient zur Bedienung und Einstellung des Kommutators, das Schraubchen (5) zur Feststellung des Galvanometers beim Trans-

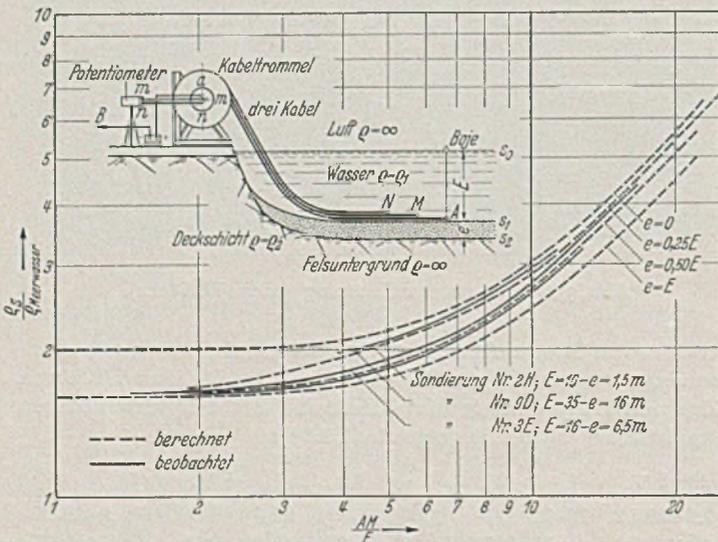


Abb. 27. Geoelektrische Unterwassermessungen für einen Molenbau im Hafen von Algier (nach R. M. Maillet).

port. An den Klemmschrauben (6) wird die Spannung zwischen den Meßelektroden abgenommen. Das Hilfspotentiometer (7) dient zum Ausgleich des sich überlagernden Polarisationsfeldes. Zur Messung der Stromstärke J wird der Momentunterbrecher (9) durch die Handauslösung (10) betätigt, nachdem vorher der Steckkontakt (8) eingeschaltet ist. Am Kopf der Schalttafel befindet sich die Batterie mit den Schalt- und Steuerungsorganen und den Steckkontakten für die Zuleitungskabel.

Ein etwas anders aufgebautes Meßinstrument, den sog. „Meg-

ger“ benutzten Edge und Laby für ihre ausgedehnten australischen Widerstandsmessungen. Nach einer Mitteilung von Haalck wird ein dem Megger ähnliches Meßinstrument von der Siemens A. G. hergestellt.

Für die Stromzufuhr reicht gewöhnlich eine Akkumulatorbatterie aus Trockenelementen aus, die dann im gleichen Kasten mit der Meßapparatur untergebracht werden kann. In abgelegenen Bezirken hat man neuerdings auch Generatoren zur Stromerzeugung herangezogen, die mit Benzin oder Schweröl betrieben werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die geoelektrische Meßtechnik über einen hohen Entwicklungsstand verfügt, der auch unter den schwierigsten Verhältnissen — wie z. B. bei den Unterwassermessungen im Hafen von Algier (Abb. 37)⁴ — einwandfreie Meßergebnisse verbürgt.

4. Spiegelung, Durchgang und Brechung der Stromfäden an ebenen Störungsflächen oder Schichtgrenzen.

Die theoretische Behandlung gestörter dreidimensionaler Gleichstromfelder stößt im allgemeinen auf nicht unbeträchtliche mathematische Schwierigkeiten. Wenn trotzdem für die wichtigsten und häufigsten geoelektrischen Anwendungsfälle die Lösung in befriedigender Form gegeben werden kann, so ist dies einmal darauf zurückzuführen, daß die Störungs- oder Diskontinuitätsflächen fast durchweg Ebenen sind, und zum anderen auf gewisse, schon unter Gl. (2) angedeutete Zusammenhänge mit der geometrischen Optik, die gewisse Vorstellungen von der Störung der Lichtausbreitung sinngemäß auf die Störung der geoelektrischen Stromausbreitung zu übertragen gestatten¹⁷.

Betrachtet man einen nach außen lichtundurchlässigen Halbraum, der gemäß Abb. 38 durch eine ebene Trennfläche in zwei Medien mit verschiedenen lichtdurchlässigen Eigenschaften zerlegt ist, und eine an der Oberfläche befindliche, in den Halbraum strahlende Lichtquelle J, so wird das sich allseits geradlinig ausbreitende Licht an der Trennfläche aufgespalten; ein Teil tritt hindurch, ein anderer wird unter Spiegelung zurückgeworfen. Der hindurchtretende Teil erfährt außerdem eine Brechung, entsprechend den verschiedenen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten der Lichtwellen.

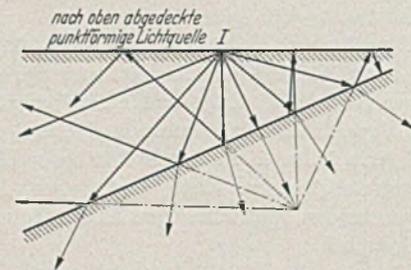


Abb. 38.

Die zurückgeworfenen Lichtstrahlen erfahren beim Auftreffen auf die abgeschirmte Oberfläche eine totale Spiegelung, durch die sie erneut der Trennfläche zugeführt werden, wo sich der Vorgang von vorn wiederholt. Dieses Spiel geht solange fort, bis alle Lichtstrahlen ungestört ihren geradlinigen Weg in die Unendlichkeit nehmen können. Es wird später noch gezeigt werden, daß die Zahl der hierfür erforderlichen Spiegelungen im allgemeinen endlich ist und in gesetzmäßiger Weise von dem Neigungswinkel der Trennfläche gegen die Oberfläche abhängt. Durch Heranziehung der elektromagnetischen Lichttheorie läßt sich die an der Trennfläche hervorgerufene Störung der Lichtausbreitung auch quantitativ in alle Einzelheiten verfolgen¹⁸.

In grundsätzlich ähnlicher Weise vollzieht sich die elektrische Stromausbreitung, wenn man sich die Lichtquelle J von Abb. 38 durch eine entsprechende Stromquelle J ersetzt denkt. Der Abschirmung des Lichtraumes entspricht jetzt der praktisch unendlich große Widerstand der Luft. Wenn die an der Trennfläche

¹⁷ Die Heranziehung optischer Zusammenhänge zur Lösung von Halbraumproblemen hat sich auch in der Thermodynamik als sehr fruchtbar erwiesen. Vgl. hierzu: P f r i e m, H.: Beitrag zur Theorie der Wärmeleitung bei periodisch veränderlichen (quasistationären) Temperaturfeldern. Ing.-Arch 6 (1935) S. 97—127.

¹⁸ Vgl. z. B. W. König: Handbuch der Physik, Bd. 20, Kap. 6.

hindurchtretenden Anteile des Stromflusses den neuen Raum ganz ausfüllen, wie im Falle der Abb. 39, so findet im Gegensatz zur Lichtausbreitung keine Brechung der Stromfäden statt. Wird dagegen der neue Raum nicht ausgefüllt, wie bei dem nach der Totalreflektion auf die Trennfläche wiederauftreffenden Stromfluß von Abb. 40, der bei geradlinigem Durchgang nur den punk-

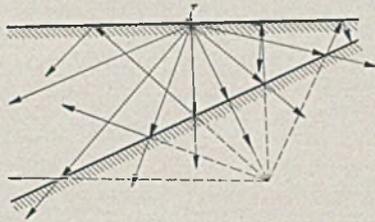


Abb. 39.

tierten Raum ausfüllen würde, so ist aus Kontinuitätsgründen eine Brechung an der Trennfläche unvermeidbar. Da es für die praktischen Ergebnisse nur von untergeordneter Bedeutung ist, ob der Stromfluß als durchgehend oder gebrochen vorausgesetzt wird, kann die Brechung vorerst außer Betracht gelassen werden.

Längs der Trennschicht müssen die beiden Übergangsbedingungen der Potentialtheorie erfüllt sein, die als Kontinuitäts- und Potentialbedingung bezeichnet werden. Die Kontinuitätsbedingung verlangt, daß an jeder Stelle einer Trenn- oder Grenzschicht der ankommende Stromfluß restlos weitergeleitet wird, sei es durch Durchtritt oder Spiegelung oder beides. Die Potentialbedingung erfordert Stetigkeit der Potentialverteilung, d.h. Übereinstimmung der φ -Werte längs der Trennfläche.

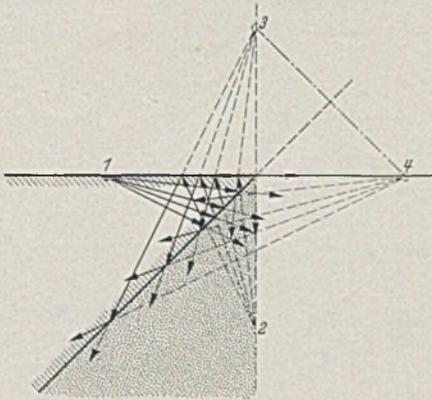


Abb. 40.

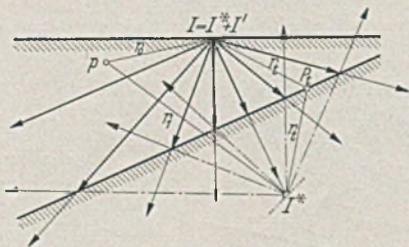


Abb. 41.

Bei dem hier angeschnittenen Problem einer einzigen schrägen Trennfläche werden sich merkliche Unterschiede in der Potentialverteilung und im Verlauf der Widerstandskurve insbesondere dann ergeben, wenn die Stromausbreitung von der Oberfläche des spitzen Keilraums aus erfolgt. Die Betrachtungen seien daher vorerst auf diesen wichtigen Sonderfall beschränkt. Ferner sei zunächst vorausgesetzt, daß die Elektrodenachse die Schnittgerade der Trennfläche mit der Oberfläche senkrecht kreuzt. Der allgemeine Fall der schief kreuzenden Elektrodenachse wird später noch gesondert behandelt werden.

Wir kommen nun zur Aufstellung der Durchgangsbedingungen, und zwar zunächst unter Außerachtlassung einer etwa notwendig werdenden Brechung. Faßt man die gesamte zurückgeworfene Strommenge in der gespiegelten Stromquelle J^* zusammen und bezeichnet man den durchgehenden Stromanteil mit J' , so bestehen für einen beliebigen Punkt P_t der Trennfläche gemäß Abb. 41 die folgenden Übergangsbedingungen:

$$\frac{J}{2\pi r_t^2} = \frac{J^*}{2\pi r_t^2} + \frac{J'}{2\pi r_t^2} \quad [\text{Kontinuität der Stromdichte nach Gl. (3)}],$$

$$\frac{J\varrho}{2\pi r_t} + \frac{J^*\varrho}{2\pi r_t} = \frac{J'\varrho'}{2\pi r_t} \quad [\text{Kontinuität des Potentials nach Gl. (2)}].$$

Wird das Verhältnis der spezifischen Widerstände beiderseits der Trennfläche mit

$$(30) \quad n = \frac{\varrho'}{\varrho}$$

bezeichnet, so lassen sich die Übergangsbedingungen in der Form schreiben

$$(31) \quad \begin{cases} J - J^* = J' & (\text{Übergangsbedingungen an einer Trennfläche}) \\ J + J^* = nJ' \end{cases}$$

Die Auflösung nach J^* und J' liefert

$$(32) \quad J^* = \frac{n-1}{n+1} J; \quad J' = \frac{2}{n+1} J \quad (\text{Trennfläche})$$

Durch Überlagerung der Wirkungen von J und J^* ergibt sich das Potentialfeld der Oberschicht, während das der Unterschicht durch J' erzeugt zu denken ist, und zwar ist dies einmal für den $+$ Pol

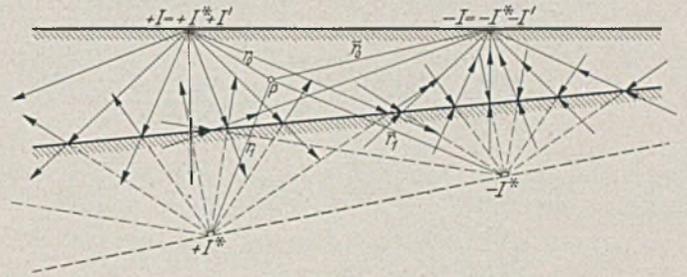


Abb. 42.

und einmal für den $-$ Pol durchzuführen. Werden dann die Wirkungen beider Pole gemäß Gl. (1) zusammengefaßt, so folgt mit den Bezeichnungen der Abb. 42

$$\varphi = \frac{J\varrho}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_0} \right) + \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_1} \right) \right] \quad (\text{Oberschicht});$$

$$\varphi' = \frac{J\varrho}{2\pi} \frac{2n}{n+1} \left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_0} \right) \quad (\text{Unterschicht}).$$

Die an der Trennfläche zurückgeworfenen Stromfäden erfahren

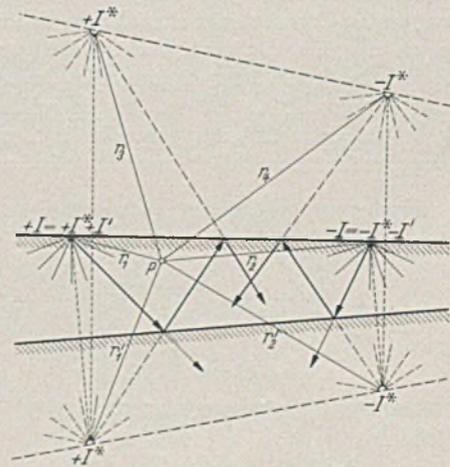


Abb. 43.

nun beim Auftreffen auf die Oberfläche gemäß Abb. 43 eine Totalreflektion. Mit $n \rightarrow \infty$ erhält man aus Gl. (32)

$$(33) \quad J^* = J; \quad J' = 0 \quad (\text{Totalreflexion an der Oberfläche}).$$

Die entsprechende Ergänzung der Potentialfunktionen ergibt

$$\varphi = \frac{J\varrho}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_0} \right) + \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_1} \right) + \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_2} \right) \right] \quad (\text{Oberschicht});$$

$$\varphi' = \frac{J\varrho}{2\pi} \frac{2n}{n+1} \left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_0} \right) \quad (\text{Unterschicht}).$$

Die totalreflektierten Stromfäden treffen nun wieder auf die Trennschicht auf und werden dort nach Gl. (32) teils zurückgeworfen, teils durchgelassen. Mit den Bezeichnungen von Abb. 44

lauten die zugehörigen Potentialfunktionen

$$\varphi = \frac{J \rho}{2 \pi} \left[\left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_0} \right) + \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_1} \right) + \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_2} \right) + \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \left(\frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_3} \right) \right] \quad (\text{Oberschicht});$$

$$\varphi' = \frac{J \rho}{2 \pi} \frac{2n}{n+1} \left[\left(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_0} \right) + \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_2} \right) \right] \quad (\text{Unterschicht}).$$

Dieses Spiel von Durchgang und Spiegelung an der Trennfläche und Totalreflexion an der Oberfläche muß solange fortgesetzt

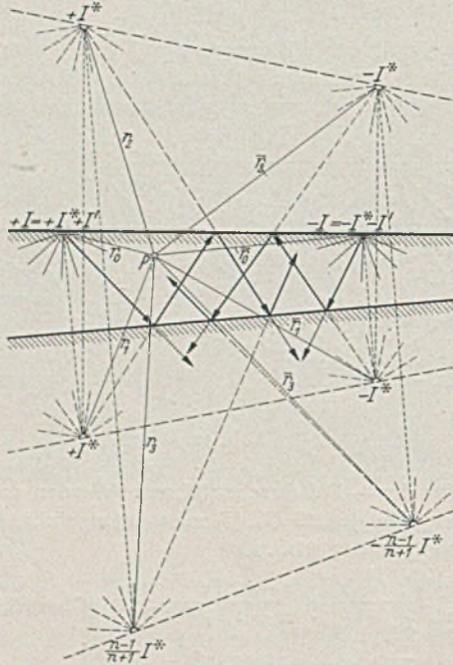


Abb. 44.

werden, bis alle Stromfäden ohne Störung ihren geraden Weg ins Unendliche nehmen können.

Es ist nicht ohne Reiz, die beiden Möglichkeiten der Widerstandsänderung an der Trennschicht einander gegenüber zu stellen. In dem Falle, wo n größer als 1 ist, verliert ein irgendwie, etwa gemäß Abb. 45 herausgegriffener Stromfaden beständig durch Spiegelung und Durchgang an Stärke, bis er schließlich seinen geraden Weg in die Unendlichkeit gefunden hat und sich umgekehrt mit der Quadrat der Entfernung seiner Intensität begibt.

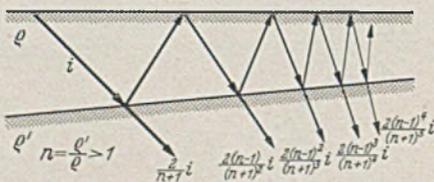


Abb. 45.

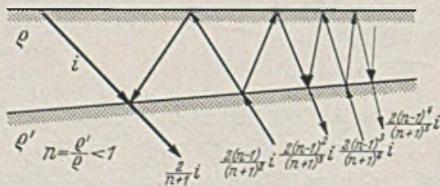


Abb. 46.

Im umgekehrten Falle, wo der Stromfaden von einer Schicht größeren Widerstandes in eine solche kleineren eintreten muß, vollzieht sich die Energieausbreitung ganz anders, viel unruhiger (Abb. 46). Da n jetzt kleiner als 1 ist, wird die gespiegelte Stromquelle nach Gl. (32) negativ und die durchgehende Stromdichte demgemäß größer als die ankommende. Dies hat zur Folge, daß die Stromfäden jetzt an der Trennfläche Energie aufnehmen müssen, um überhaupt in die leitfähigere Schicht eindringen zu können. Man kann diesen Vorgang mit den Saugwirkungen der Potentialströmung vergleichen. Die negativ gespiegelten oder angesaugten Stromfäden werden nun beim Auftreffen auf die Ober-

fläche entsprechend vertauscht zurückgeworfen, so daß beim nächsten Auftreffen auf die Trennfläche die Verhältnisse sich gerade umkehren, d. h. der Unterschicht wird jetzt in um so stärkerem Maße Energie entzogen. So wird in ständigem Wechsel Energie zu- und abgeführt, bis die gerade Stromausbreitung ungestört erfolgen kann.

Die Zahl der erforderlichen Spiegelungen steht in einem sehr einfachen Zusammenhang mit dem Neigungswinkel der Trennfläche gegen die Oberfläche. Bezeichnet ω_k den Grenzneigungswinkel für k Pole, was $k-1$ Spiegelungen an Trenn- und Oberfläche entspricht, so ergibt sich

$$(34) \quad \omega_k = \frac{\pi}{k}.$$

Hiernach erfordert eine Schichtneigung von 90° eine, von 60° zwei, von 45° drei, von 30° fünf, von 15° elf Spiegelungen usw.

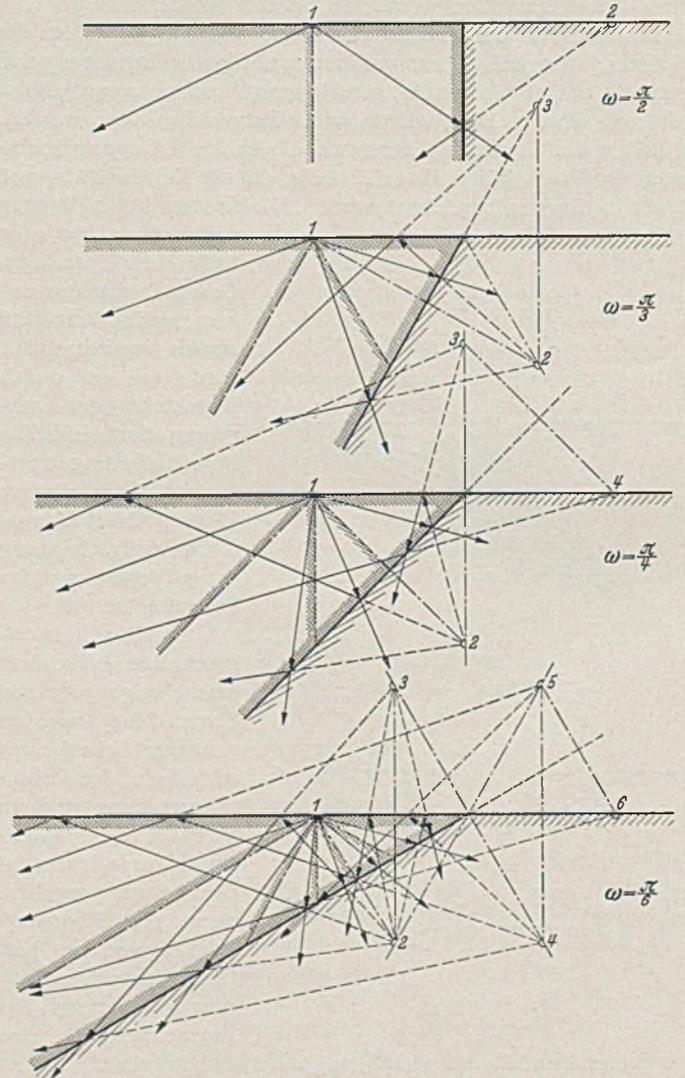


Abb. 47.

In Abb. 47 ist der Weg der Stromfäden für einige kennzeichnende Neigungswinkel dargestellt worden. Dabei sind die Stromfäden so ausgesucht, daß alle im Bereich der Spiegelungszahl $k-1$ liegenden Möglichkeiten erfaßt sind. Jedem Spiegelungsbereich entspricht gerade ein Sektorwinkel von π/k , wie durch Schraffur kenntlich gemacht ist. Alle sich in den inneren Keilraum ausbreitende Stromfäden erfahren nach einer gewissen Spiegelungszahl eine Umkehr der Fortpflanzungsrichtung und nehmen dann durch den äußeren Keilraum ihren geraden Weg ins Unendliche.

Dem Grenzfalle $k=1$, d. h. $\omega_k = \pi$ entspricht der ungestörte Stromfluß, dem Grenzfalle $k \rightarrow \infty$, d. h. $\omega_k = 0$ die horizontale Schichtung. Im letzteren Falle liegen alle Spiegelpole auf der Lotrechten durch den Nullpol (Abb. 48), was immer neue und

$$\begin{aligned}
 \varphi_0^* &= \frac{1}{|1-\xi|} - \frac{1}{|1+\xi|} + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-4)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \\
 &\times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\xi_{2r+1}-\xi)^2 + \eta_{2r+1}^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi_{2r+1}+\xi)^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{\frac{1}{2}k} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\xi_{k-1}-\xi)^2 + \eta_{k-1}^2}} \right. \\
 &\left. - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi_{k-1}+\xi)^2 + \eta_{k-1}^2}} \right) \quad (k \text{ gerade}) \\
 \varphi &= \frac{2n}{n+1} \left(\frac{1}{|1-\xi|} - \frac{1}{|1+\xi|} \right) + \frac{1}{2} \sum_0^{\frac{1}{2}(k-4)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \\
 &\times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\xi_{2r+1}-\xi)^2 + \eta_{2r+1}^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi_{2r+1}+\xi)^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right).
 \end{aligned}
 \tag{46}$$

Im Bereich der Meßstrecke können die Absolutstriche in Gl. (45) und (46) fortgelassen werden. Für den Fall der Schlumbergerschen Meßanordnung folgt nach Gl. (29) aus Gl. (45) und Gl. (46)

$$\begin{aligned}
 \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-3)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \left(\frac{1-\xi_{2r+1}}{[(1-\xi_{2r+1})^2 + \eta_{2r+1}^2]^{3/2}} \right. \\
 &\left. + \frac{1+\xi_{2r+1}}{[(1+\xi_{2r+1})^2 + \eta_{2r+1}^2]^{3/2}} \right) \quad (k \text{ ungerade}).
 \end{aligned}
 \tag{47}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-4)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \left(\frac{1-\xi_{2r+1}}{[(1-\xi_{2r+1})^2 + \eta_{2r+1}^2]^{3/2}} \right. \\
 &+ \frac{1+\xi_{2r+1}}{[(1+\xi_{2r+1})^2 + \eta_{2r+1}^2]^{3/2}} \left. \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{\frac{1}{2}k} \\
 &\times \left[\frac{1-\xi_{k-1}}{[(1-\xi_{k-1})^2 + \eta_{k-1}^2]^{3/2}} + \frac{1+\xi_{k-1}}{[(1+\xi_{k-1})^2 + \eta_{k-1}^2]^{3/2}} \right] \\
 &\quad (k \text{ gerade}).
 \end{aligned}
 \tag{48}$$

Wir haben nun noch die bisher außer Betracht gelassene Frage von geradlinigem Durchgang und Brechung an der Trennfläche zu erörtern. Für steile Schichtneigungswinkel von 60° und mehr treten alle auf die Trennfläche auftreffenden Stromfäden geradlinig durch. Für Winkel zwischen 60° und 36° ist eine einmalige

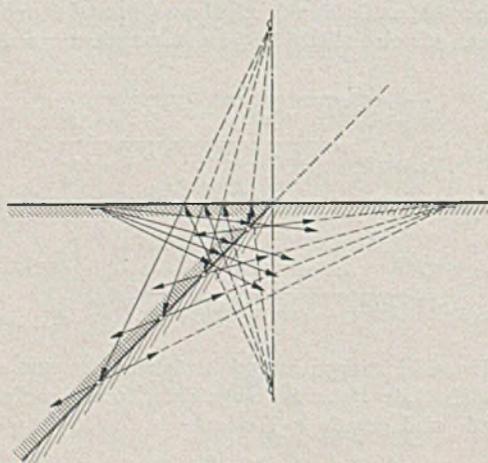


Abb. 50.

Brechung, zwischen 36° und 25,7° eine zweimalige Brechung zwischen 25,7° und 20° eine dreimalige Brechung usw. erforderlich. Im Grenzfalle der horizontalen Schichtung, die unendlich viele Spiegelungen verlangt, können alle Stromfäden wieder geradlinig durchgehen.

Um den quantitativen Einfluß der Brechung auf die allein interessierende Potentialverteilung der Oberschicht zu erörtern, möge der besonders ungünstige Fall der 45°-Neigung herausgegriffen werden, bei welcher gemäß Abb. 40 bei geradlinig durchgehendem Stromfluß nur ein Drittel der Unterschicht durchströmt wird.

Wir machen zunächst einmal die Annahme, daß der gemäß Abb. 50 von den beiden Elektroden sich geradlinig ausbreitende Stromfluß beim zweimaligen Auftreffen auf die Trennfläche teils zurückgeworfen, teils so gebrochen wird, als wirkten an der Unterschichtoberfläche in 4 und 4' punktförmige Stromquellen (für die Bezeichnung siehe Abb. 40). Deren Stromstärken errechnen sich unter Berücksichtigung des zweimaligen Auftreffens auf die Trennfläche zu

$$J_4 = - \frac{2}{n+1} \frac{n-1}{n+1} J; \quad J_{4'} = + \frac{2}{n+1} \frac{n-1}{n+1} J.$$

Da diese Stromquellen in Wirklichkeit nicht vorhanden sind, müssen sie durch Überlagerung entsprechender Gegenquellen ausgeglichen werden. Den durch Gl. (45—48) dargestellten Funktionen entspricht also im Falle der 45°-Neigung die Stromquellenanordnung von Abb. 51.

Man erkennt leicht, daß die Wirkung der zusätzlichen Stromquellen nur von untergeordnetem Einfluß auf die Potentialverteilung der Oberschicht sein kann. In dem Falle, wo die Überschicht die leitfähigere ist, sind die zusätzlichen Stromquellen von wesentlich geringerer Stärke als die Ausgangsquellen; für n = 10 ergibt sich z. B. ein Stärkeverhältnis von 1 : 7. Die an sich schon geringe Beeinflussungsmöglichkeit durch die zusätzlichen Stromquellen wird also auch noch starkemäßig sehr abgeschwächt. Im umgekehr-

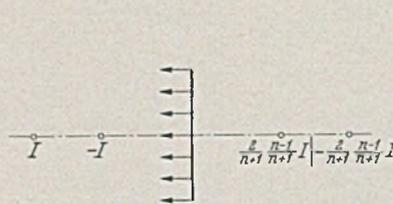


Abb. 51.

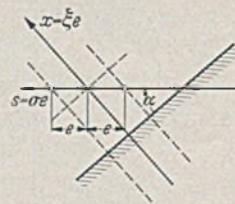


Abb. 52.

ten Falle einer größeren Leitfähigkeit der Unterschicht ändern die zusätzlichen Stromquellen ihr Vorzeichen und sind größer als die Ausgangsquellen; für n = 1/10 ergibt sich z. B. ein Stärkeverhältnis von 3 : 2. Das ungünstigste Stärkeverhältnis ist 2 : 1 für n = 0. Dieser ungünstigen Verschiebung des Stärkeverhältnisses steht aber andererseits die Tatsache gegenüber, daß bei einer leitfähigeren Unterschicht, die Dreiviertel des Halbraumes einnimmt, nur sehr geringe Veranlassung besteht, daß die Stromausbreitung von den zusätzlichen Stromquellen ihren Weg durch die weniger leitfähigere Oberschicht nimmt.

Ähnlich wie im Falle der 45°-Neigung läßt sich auch für schwächere Neigungen, die noch weitere zusätzliche Brechungen erfordern, zeigen, daß die zum Ausgleich erforderlichen zusätzlichen Polpaare auf der Oberfläche oder im Innern der Unterschicht von ziemlich belanglosem Einfluß auf die Potentialverteilung an der Oberschichtoberfläche sind. Man kann daher die gefundenen Gleichungen für φ_0^* und ϱ/ϱ als für praktische Zwecke genau ansehen.

Es verbleibt nun noch, die gefundenen Gleichungen, die eine senkrechte Kreuzung der Elektrodenachse mit der oberflächlichen Trennlinie voraussetzen, auf beliebig schräge Kreuzungen zu erweitern, d. h. die sog. Azimutabhängigkeit mit einzubeziehen. In Abb. 52 bezeichne $x = c\xi$ die bisherige x-Achse, senkrecht zur oberflächlichen Trennlinie, $s = c\sigma$ die dem Azimut α entsprechende Elektrodenachse. Wird dann ähnlich wie früher für einen beliebigen Punkt P_0 der Elektrodenachse das zugehörige r_{2r+1} bzw. r_{2r+1} ermittelt, so erhält man

$$\begin{aligned}
 r_{2r+1}^+ &= \sqrt{(e \sin \alpha - x_{2r+1} - s \sin \alpha)^2 + y_{2r+1}^2 + (e \cos \alpha - s \cos \alpha)^2}; \\
 r_{2r+1}^- &= \sqrt{(e \sin \alpha + x_{2r+1} + s \sin \alpha)^2 + y_{2r+1}^2 + (e \cos \alpha + s \cos \alpha)^2}.
 \end{aligned}$$

Bei Einführung dimensionsloser Veränderlicher folgt hieraus

$$\begin{aligned}
 r_{2r+1}^+ &= c \sqrt{(1-\sigma)^2 - 2\xi_{2r+1}(1-\sigma) \sin \alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}; \\
 r_{2r+1}^- &= c \sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\xi_{2r+1}(1+\sigma) \sin \alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}.
 \end{aligned}
 \tag{49}$$

Werden diese r-Werte in Gl. (35) berücksichtigt und gemäß Gl. (4) wieder das absolute Potential eingeführt, so ergibt sich, getrennt

für ungerade und gerade k-Werte:

$$(50) \left\{ \begin{aligned} \varphi_0^* &= \frac{\frac{1}{2}}{|1-\sigma|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\sigma|} + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-3)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \\ &\quad \frac{1}{\sqrt{(1-\sigma)^2 - 2\xi_{2r+1}(1-\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \\ &\quad - \frac{1}{\sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\xi_{2r+1}(1+\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \\ \varphi_0^{**} &= \frac{2n}{n+1} \left(\frac{\frac{1}{2}}{|1-\sigma|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\sigma|} \right) + \frac{1}{2} \sum_0^{\frac{1}{2}(k-5)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \\ &\quad \times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\sigma)^2 - 2\xi_{2r+1}(1-\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\xi_{2r+1}(1+\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right) \\ &\quad (k \text{ ungerade}). \end{aligned} \right.$$

$$(51) \left\{ \begin{aligned} \varphi_0^* &= \frac{\frac{1}{2}}{|1-\sigma|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\sigma|} + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-4)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \\ &\quad \times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\sigma)^2 - 2\xi_{2r+1}(1-\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right. \\ &\quad - \frac{1}{\sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\xi_{2r+1}(1+\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{\frac{1}{2}k} \right) \\ &\quad \times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\sigma)^2 - 2\xi_{k-1}(1-\sigma)\sin\alpha + \xi_{k-1}^2 + \eta_{k-1}^2}} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\xi_{k-1}(1+\sigma)\sin\alpha + \xi_{k-1}^2 + \eta_{k-1}^2}} \right) \\ \varphi_0^{**} &= \frac{2n}{n+1} \left(\frac{\frac{1}{2}}{|1-\sigma|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\sigma|} \right) + \frac{1}{2} \sum_0^{\frac{1}{2}(k-4)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \\ &\quad \times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\sigma)^2 - 2\xi_{2r+1}(1-\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\xi_{2r+1}(1+\sigma)\sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2}} \right) \\ &\quad (k \text{ gerade}). \end{aligned} \right.$$

Für den Fall der Schlumbergerschen Meßanordnung folgt ähnlich wie früher nach Gl. (29), wobei sinngemäß ξ durch σ zu ersetzen ist:

$$(52) \left\{ \begin{aligned} \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-3)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \left(\frac{1 - \xi_{2r+1} \sin\alpha}{(1 - 2\xi_{2r+1} \sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2)^{1/2}} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1 + \xi_{2r+1} \sin\alpha}{(1 + 2\xi_{2r+1} \sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2)^{1/2}} \right) \quad (k \text{ ungerade}). \end{aligned} \right.$$

$$(53) \left\{ \begin{aligned} \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + \sum_0^{\frac{1}{2}(k-4)} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{r+1} \left(\frac{1 - \xi_{2r+1} \sin\alpha}{(1 - 2\xi_{2r+1} \sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2)^{1/2}} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1 + \xi_{2r+1} \sin\alpha}{(1 + 2\xi_{2r+1} \sin\alpha + \xi_{2r+1}^2 + \eta_{2r+1}^2)^{1/2}} \right) \\ &\quad + \frac{1}{2} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^{\frac{1}{2}k} \left(\frac{1 - \xi_{k-1} \sin\alpha}{(1 - 2\xi_{k-1} \sin\alpha + \xi_{k-1}^2 + \eta_{k-1}^2)^{1/2}} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1 + \xi_{k-1} \sin\alpha}{(1 + 2\xi_{k-1} \sin\alpha + \xi_{k-1}^2 + \eta_{k-1}^2)^{1/2}} \right) \quad (k \text{ gerade}). \end{aligned} \right.$$

Mit den Gl. (50) bis (53) ist man in der Lage, alle mit Zweischichtenproblemen in Zusammenhang stehenden Fragen geoelektrisch in eindeutiger Weise zu klären.

Die hier aufgezeigten Methoden können selbstverständlich ohne Schwierigkeit auf Mehrschichtenprobleme übertragen werden. Es treten lediglich weitere Trennflächen hinzu, die zusätzliche

Aufspaltungen des Stromflusses bedingen. Hierauf im einzelnen einzugehen, würde über den Rahmen unserer Betrachtungen hinausgehen. Das praktische Bedürfnis nach einer solchen Ausdehnung der Theorie ist im übrigen nicht sehr groß, da die von Hummel für horizontale Schichtung entwickelten Gleichungen auch für flache Schichtneigungen, etwa bis zu 30° noch befriedigende Ergebnisse erwarten lassen.

5. Zweischichtenproblem bei horizontaler oder flach geneigter Trennfläche.

Wir kommen nun zu den Anwendungen und beginnen mit der horizontalen Schichtung, die erstmals von J. N. Hummel¹⁹ sowie von A. B. Edge und T. A. Laby¹⁸ theoretisch behandelt wurde. Unter Bezugnahme auf Abb. 48 und die dort gewählten Bezeichnungen folgt

$$\xi_{2r+1} = 0; \eta_{2r+1} = 2(r+1)\delta.$$

Werden diese Werte in Gl. (45) eingeführt, und setzt man zur Vereinfachung der Schreibweise an Stelle von $r+1$ die Ordnungsziffer v , so ergibt sich für die Potentialverteilung längs der Elektrodenachse

$$(54) \left\{ \begin{aligned} \varphi_0^* &= \frac{\frac{1}{2}}{|1-\xi|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\xi|} + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^v \\ &\quad \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\xi)^2 + 4v^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi)^2 + 4v^2\delta^2}} \right) \end{aligned} \right.$$

Hieraus erhält man den bezogenen scheinbaren Widerstand zu

$$(55) \left\{ \begin{aligned} \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + 4 \sum_1^{\infty} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^v \left(\frac{1}{\sqrt{1+9v^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{4+9v^2\delta^2}} \right) \\ &\quad (\text{Wennersche Meßanordnung}); \end{aligned} \right.$$

$$(56) \left\{ \begin{aligned} \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + 2 \sum_1^{\infty} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^v \frac{1}{(1+4v^2\delta^2)^{1/2}} \\ &\quad (\text{Schlumbergersche Meßanordnung}). \end{aligned} \right.$$

Im Falle der Einpolmessung von Abb. 28, die für das vorliegende Problem zuweilen von Bedeutung ist, ergibt sich, wenn gemäß

$$d_1 = a; \quad d_2 = 2a$$

gleiche Elektrodenabstände gewählt werden,

$$(57) \left\{ \begin{aligned} \frac{\varrho_s}{\varrho} &= 1 + 4 \sum_1^{\infty} \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^v \left(\frac{1}{\sqrt{1+4v^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{4+4v^2\delta^2}} \right) \\ &\quad (\text{Einpolmeßanordnung}). \end{aligned} \right.$$

In Gl. (57) ist die Schichtstärke d selbstverständlich nicht auf e , sondern auf a bezogen, d. h. man hat für $\delta = d/a$ zu setzen.

Für große δ -Werte, d. h. für kleine Wirkungssphären konvergieren die bezogenen scheinbaren Widerstände nach 1, für kleine δ -Werte, d. h. für große Wirkungssphären nach n , ganz gleich welche Meßanordnung gewählt wird. Man kann dies auch so ausdrücken, daß für kleine Wirkungssphären allein die Oberschicht, für große allein die Unterschicht maßgebend ist. Trägt man die Widerstandskurven als Funktion von $1/\delta$ also von e/d für verschiedene n -Werte auf, so münden sie alle mit horizontaler Tangente in den Punkt $(1,0)$ ein. Mit zunehmenden $1/\delta$ breiten sie sich fächerförmig aus und nähern sich dann sehr bald asymptotisch Parallelen zur Abszissenachse im Abstände n .

Um eine für die praktische Anwendung brauchbare Tafel zu erhalten, ist es sehr wesentlich, daß die Auftragung in beiden Richtungen im logarithmischen Maßstabe erfolgt. Man kann dann die aus den Messungen ermittelte Widerstandskurve, wenn sie im gleichen Maßstab aufgetragen wird, unmittelbar mit der entsprechenden Kurve der Tafel durch Verschieben zur Deckung bringen. Dies ergibt sich daraus, daß die Division durch den Bezugs-(Oberflächen)Widerstand ϱ bzw. durch die zunächst noch unbekannte Schichtstärke d bei logarithmischer Teilung einer Höhen- und Seitenverschiebung der Kurve gleichkommt.

¹⁹ Hummel, I. N.: Der scheinbare spezifische Widerstand Z. Geophysik 5 (1929) S. 89—104.

Eine in dieser Weise gewonnene Kurventafel zeigt Abb. 53. Sie entspricht der Schlumbergerschen Meßanordnung und deckt sich im wesentlichen mit einer von Maillet⁴ mitgeteilten Tafel der „Compagnie Generale de Geophysique“. Die Tafel ist in zwei Teiltafeln für $n > 1$ und $n < 1$ zerlegt worden. Im ersteren Falle ist die Oberschicht, im letzteren die Unterschicht leitfähiger. Um

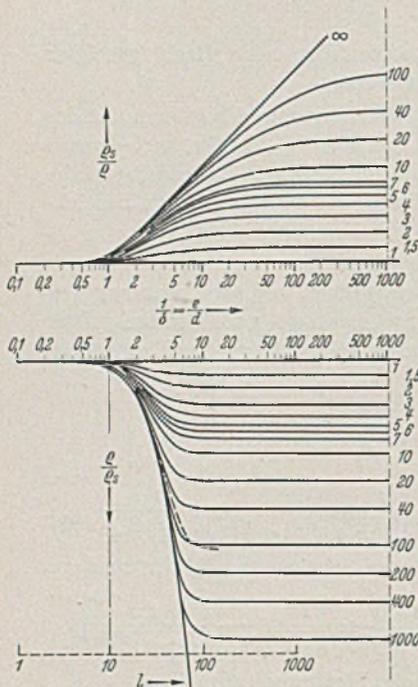


Abb. 53. Verlauf des scheinbaren Widerstandes unter Berücksichtigung nur einer Schichtgrenze.

Brüche zu vermeiden, ist für $n > 1$ ρ_s/ρ , für $n < 1$ ρ/ρ_s aufgetragen worden.

Um den Gebrauch der Tafel an einem Beispiele zu erläutern, sei an die von Maillet mitgeteilte Auswertung der Messungen im Gelände der La Couze-Talsperre⁴ angeknüpft, durch welche die Lage des Felsens unter einer durch sehr reines Wasser stark isolierten Überdeckung festgestellt werden sollte. Die Tiefensondierun-

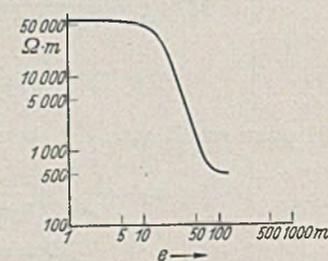


Abb. 54. Tiefensondierung Talsperre La Couche (nach R. M. Maillet).

gen (Abb. 54) ließen das vorliegende Zweischichtenproblem in klarer Weise in Erscheinung treten. Der Anfangswert der Widerstandskurve von 55 000 $\Omega \cdot m$ entsprach dem ρ der Oberschicht, der Asymptotenwert von 500 $\Omega \cdot m$ dem ρ' der Unterschicht; das Widerstandsverhältnis ist demgemäß $n = 1/110$. Um den Asymp-

$$\begin{aligned}
 \rho_n^* = & \frac{1}{1-\xi} - \frac{1}{1+\xi} + \sum_{r=1}^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \right)^r \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\xi)^2 + 4r^2\delta'^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi)^2 + 4r^2\delta'^2}} \right) \\
 & + \frac{4n' - n'' - n'}{(n'+1)^2 n'' + n'} \sum_{r=1}^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \right)^{r-1} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\xi)^2 + 4(\delta'' + r\delta')^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi)^2 + 4(\delta'' + r\delta')^2}} \right) \\
 & + \left[\frac{4n' - n'' - n'}{(n'+1)^2 n'' + n'} \right] \sum_{r=1}^{\infty} \left[\binom{r}{2} - \binom{r}{1} \frac{(n'-1)}{4n'} \left[\binom{r-1}{1} \right] \right] \frac{1}{\sqrt{(1-\xi)^2 + 4(2\delta'' + r\delta')^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi)^2 + 4(2\delta'' + r\delta')^2}} \\
 & + \left[\frac{4n' - n'' - n'}{(n'+1)^2 n'' + n'} \right] \sum_{r=1}^{\infty} \left[\binom{r}{3} - 2 \binom{r}{2} \frac{(n'-1)^2}{4n'} + \binom{r}{1} \left(\frac{(n'-1)^2}{4n'} \right) \left[\binom{r-1}{1} \right] \right] \frac{1}{\sqrt{(1-\xi)^2 + 4(3\delta'' + r\delta')^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\xi)^2 + 4(3\delta'' + r\delta')^2}} \\
 & + \dots
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

totenwert zu erreichen, mußte der Elektrodenabstand auf rd. 300 m gebracht werden.

Zur Auffindung der noch unbekanntten Schichtstärke d hat man nun die Meßkurve der Abb. 54 auf einem Transparent solange über der zugehörigen Teiltafel, im vorliegenden Falle der unteren, zu verschieben, bis eine möglichst gute Übereinstimmung erzielt ist (dieser Zustand ist in Abb. 53 durch Einpunktieren der Meß-

$$\begin{aligned}
 \frac{\rho_s}{\rho} = & 1 + 2 \sum_{r=1}^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \right)^r \left[\frac{1}{[1 + 4r^2\delta'^2]^{1/2}} + \frac{\varepsilon_1 \binom{r}{1}}{[1 + 4(\delta'' + r\delta')^2]^{1/2}} + \frac{\varepsilon_1^2 \left[\binom{r}{2} - \varepsilon \binom{r}{1} \right]}{[1 + 4(2\delta'' + r\delta')^2]^{1/2}} \right] \\
 & + \frac{\varepsilon_1^2 \left[\binom{r}{3} - 2\varepsilon \binom{r}{2} + \varepsilon^2 \binom{r}{1} \right]}{[1 + 4(3\delta'' + r\delta')^2]^{1/2}} + \frac{\varepsilon_1^3 \left[\binom{r}{4} - 3\varepsilon \binom{r}{3} + 3\varepsilon^2 \binom{r}{2} - \varepsilon^3 \binom{r}{1} \right]}{[1 + 4(4\delta'' + r\delta')^2]^{1/2}} + \dots \quad (\text{Schlumbergersche Meßanordnung}).
 \end{aligned}
 \tag{61}$$

kurve angedeutet). Das Maß der Seitenverschiebung ist dann die gesuchte Schichtstärke im vorliegenden Falle 9,8 m. Man kann sie unmittelbar über dem Abszissenpunkte 1,0 der Kurventafel auf dem Maßstab der Meßkurve ablesen.

Das geotechnische Anwendungsgebiet der Kurventafel von Abb. 53 ist ein außerordentlich weitgehendes. Hierhin gehört in erster Linie die große Gruppe der Deckschichtprobleme, für die bereits zahlreiche Beispiele gegeben wurden. Man verteilt über das zu untersuchende Gelände eine geeignete Anzahl von Meßpunkten und stellt durch Tiefensondierungen, ähnlich wie im Falle der Abb. 54 die Mächtigkeit der Überdeckung fest. Die im allgemeinen nur flache Neigung und Wellung der Felsoberfläche beeinträchtigt die Messung nur unwesentlich, so daß die Gleichungen für horizontalen Schichtverlauf unmittelbar Anwendung finden können. Kleine Abweichungen gegenüber dem theoretischen Kurvenverlauf, wie z. B. bei der in Abb. 53 einpunktierten Kurve, deuten weniger auf Unregelmäßigkeiten der Oberflächengestaltung als vielmehr auf Widerstandsschwankungen in der Deckschicht hin. Diese sind meist die Folge von Feuchtigkeitsunterschieden und Verwitterungseinflüssen. Mit den Deckschichtproblemen nahe verwandt sind die Grundwasserprobleme, bei denen es sich um die Feststellung des Grundwasserhorizontes in Diluvialdecken oder durchlässigen Gesteinen handelt. Nach der oben mitgeteilten Hlauschek'schen Gleichung ist der Widerstand der wassertragenden Boden- oder Gesteinszone nur ein Bruchteil des Widerstandes der lediglich durchfeuchteten Teile. Demgemäß wirkt der Grundwasserhorizont wie eine Schichtgrenze.

6. Dreischichtenproblem bei horizontalen oder flach geneigten Trennflächen.

Das von Hummel²⁰ erstmals behandelte Dreischichtenproblem, das bereits ∞^2 Spiegelungen erfordert, führt mit den Bezeichnungen der Abb. 55 und den Abkürzungen

$$n' = \frac{\rho'}{\rho}; \quad n'' = \frac{\rho''}{\rho}
 \tag{58}$$

auf das folgende absolute Potential längs der Elektrodenverbindungsline:

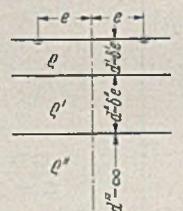


Abb. 55.

Durch Differentiation nach ξ und Nullsetzen von ξ folgt hieraus der bezogene scheinbare Widerstand für die Schlumbergersche Meßanordnung. Zur Vereinfachung der Schreibweise sei noch abkürzend bezeichnet:

$$\varepsilon = \frac{(n'-1)^2}{4n'}; \quad \varepsilon_1 = \frac{4n'(n''-n')}{(n''+n')(n'^2-1)}
 \tag{60}$$

Damit erhält man bei geeigneter Zusammenfassung:

²⁰ Hummel, I. N.: Der scheinbare spezifische Widerstand bei vier planparallelen Schichten. Z. Geophysik 5 (1929) S. 228—238.

Die Doppelsumme Gl. (61) konvergiert um so schneller, je größer δ' und δ'' sind. Es ist daher für die Darstellung der Widerstandskurven im Bereich kleiner δ' - bzw. δ'' -Werte, d. h. großer Elektrodenabstände sehr wichtig, das asymptotische Verhalten zu kennen. Wenn δ' und δ'' nach Null gehen, streben alle Nenner in Gl. (61) der Einheit zu, d. h. die Brüche verschwinden und man kann die einzelnen Glieder zu einer einzigen Reihe zusammenfassen. Geht man dabei so vor, daß man immer die Glieder mit gleichen Binomialkoeffizienten zusammen nimmt, so kann jede der so entstehenden unendlichen Teilreihen auf Binomialreihen zurückgeführt und in geschlossener Form summiert werden. So erhält man

$$\frac{Q_s}{Q} = 1 + 2 \sum_1^{\infty} r \binom{n'-1}{n'+1}^r \left[\frac{\binom{r}{1} \varepsilon_1}{1 + \varepsilon \varepsilon_1} + \frac{\binom{r}{2} \varepsilon_1^2}{(1 + \varepsilon \varepsilon_1)^2} + \frac{\binom{r}{3} \varepsilon_1^3}{(1 + \varepsilon \varepsilon_1)^3} + \frac{\binom{r}{4} \varepsilon_1^4}{(1 + \varepsilon \varepsilon_1)^4} + \dots \right] \cdot \begin{pmatrix} \delta' \rightarrow 0 \\ \delta'' \rightarrow 0 \end{pmatrix}$$

Die Reihe dieser Teilsummen ist wieder eine Binomialreihe. Es folgt daher

$$\frac{Q_s}{Q} = 1 + 2 \sum_1^{\infty} r \left[\frac{n'-1}{n'+1} \left(1 + \frac{\varepsilon_1}{1 + \varepsilon \varepsilon_1} \right) \right]^r \begin{pmatrix} \delta' \rightarrow 0 \\ \delta'' \rightarrow 0 \end{pmatrix}$$

Damit sind wir schließlich auf eine geometrische Reihe geführt worden, d. h. es ergibt sich für Q_s/Q die geschlossene Form:

$$\frac{Q_s}{Q} = 1 + 2 \frac{\frac{n'-1}{n'+1} \left(1 + \frac{\varepsilon_1}{1 + \varepsilon \varepsilon_1} \right)}{1 - \frac{n'-1}{n'+1} \left(1 + \frac{\varepsilon_1}{1 + \varepsilon \varepsilon_1} \right)} \begin{pmatrix} \delta' \rightarrow 0 \\ \delta'' \rightarrow 0 \end{pmatrix}$$

Werden ε und ε_1 nach Gl. (60) eingesetzt, so folgt das einfache Ergebnis

$$(62) \quad \frac{Q_s}{Q} = n'' \begin{pmatrix} \delta' \rightarrow 0 \\ \delta'' \rightarrow 0 \end{pmatrix}$$

Ähnlich wie beim Zweischichtenproblem zeigt sich also auch hier, daß der Einfluß der Oberschichten bei hinreichend großen Elektrodenabständen nicht mehr in Erscheinung tritt. Die Oberschichten nehmen in diesem Falle den Charakter einer Grenzschicht an, deren verschwindende Tiefenwirkung nicht mehr in der Lage ist, die Potentialverteilung der Unterlage fühlbar zu beeinflussen. Es be-

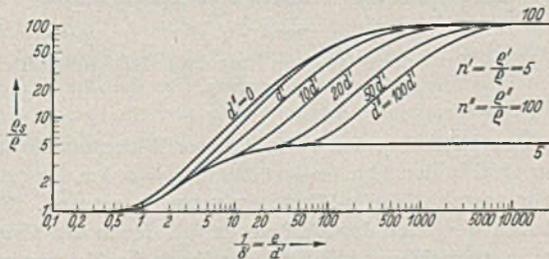


Abb. 56. Kurventafel für dreischichtige Tiefensondierung ($q < q' < q''$).

steht hier eine enge Verwandtschaft zu den Grenzschichtproblemen der Hydromechanik, insbesondere bezl. der Druckverteilung, die über die Dicke der Grenzschicht praktisch konstant ist.

Im Gegensatz zum Zweischichtenproblem besitzt das Dreischichtenproblem bereits eine solche Mannigfaltigkeit der Varianten, daß es weit über den Rahmen unserer Betrachtungen hinausgehen würde, hierauf im einzelnen einzugehen. Es möge jedoch bemerkt werden, daß man den besten Überblick gewinnt, wenn für feste Werte von n' und n'' Kurventafeln für veränderliche Schichtstärkenverhältnisse aufgestellt werden. Abb. 56 und 57 zeigen z. B. zwei derartige Kurventafeln für besonders typische Verhältnisse. Im einen Falle wächst der Widerstand von Schicht zu Schicht ($n' = 5, n'' = 100$), während er im anderen Falle erst wächst und dann stark absinkt ($n' = 4, n'' = 1/50$). Jede der beiden Kurvenscharen pendelt zwischen zwei Grenzkurven, die unmittelbar aus Abb. 53 entnommen werden können. Die eine entspricht dem Grenzfall $d'' = 0$, die andere demjenigen $d'' = \infty$.

Um die praktische Handhabung an einem Beispiel zu erläutern, möge an die oben bereits erwähnten Messungen im Gelände der Foum-el-Guerza-Talsperre angeknüpft werden⁴. Die hier zu untersuchenden drei Schichten bestanden aus Alluvium von durch-

schnittlich $150 \Omega \cdot m$, aus Maßtrichter Kalksteinen von $600 \Omega \cdot m$ und aus kampanischen Mergeln von $3 \Omega \cdot m$ spezifischem Widerstand. Abb. 58 zeigt zunächst eine Tiefensondierung, die lediglich zwei Schichten erkennen läßt, nämlich das Alluvium und die sehr leitfähigen Mergel. Durch Vergleich mit Abb. 53 folgt die Stärke der Alluvialdecke zu 4,6 m. Die Mergelbänke scheinen von großer Mächtigkeit zu sein; nach dem Verlauf der Widerstandskurve kann mit 50 m Mächtigkeit mit Sicherheit gerechnet werden.

Abb. 59 zeigt eine Tiefensondierung an einem dreischichtigen Geländepunkt. Man erkennt deutlich einen ansteigenden und einen absteigenden Ast mit ausgeprägtem Maximum, das bereits auf eine

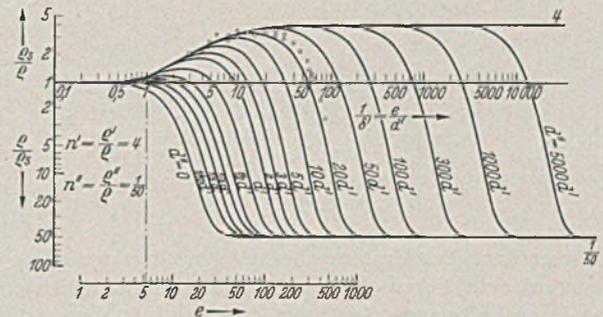


Abb. 57. Kurventafel für dreischichtige Tiefensondierung ($q < q' > q''$).

Zwischenschicht mit großer Mächtigkeit schließen läßt. Durch Vergleich eines jeden der beiden Äste mit Abb. 53 folgt für die erste Schichtgrenze eine Tiefe von etwa 6 m und für die zweite eine solche von etwa 130 m.

Die Auftragung von Abb. 57 entspricht gerade den hier vorliegenden Widerstandsverhältnissen von $n' = 4$ und $n'' = 1/50$. Versucht man die Meßkurve, bzw. die Punktschar durch Höhen- und Seitenverschieben in das Kurvenbild einzufügen, so ergibt sich

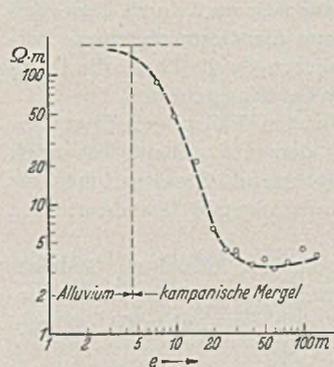


Abb. 58. Talsperre Foum-el-Guerza. Zweischichtige Tiefensondierung (nach R. M. Maillet).

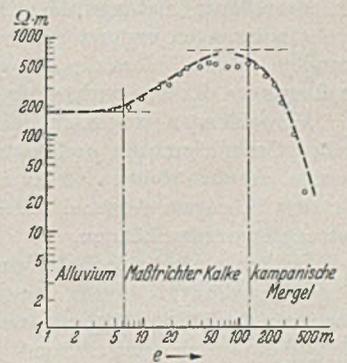


Abb. 59. Talsperre Foum-el-Guerza. Dreischichtige Tiefensondierung (nach R. M. Maillet).

die in Abb. 57 eingezeichnete Meßpunktfolge. Die zugehörige e -Skala ist unter der Kurvenschar angedeutet. Hiernach entspricht dem Werte $1/\delta' = 1$ eine alluviale Deckschichtstärke von 5,5 m und der Punktfolge ein $d'' = 24 d'$. Daraus errechnet sich die Mächtigkeit der Kalksteinschicht zu 132 m. Die Übereinstimmung mit den durch Vergleich mit Abb. 53 gefundenen Werten ist recht befriedigend.

Es bereitet grundsätzlich keinerlei Schwierigkeiten, die Untersuchungsverfahren des Zwei- und Dreischichtenproblems auf beliebig viele Schichten auszudehnen. Das Bemerkenswerteste hierbei ist immer wieder die unübertrefflich ausgeprägte Tiefenwirkung, wie sie z. B. in Abb. 57 in ganz besonders schöner Weise zu erkennen ist.

7. Abtastung überdeckter Felsoberflächen.

Von größter praktischer Bedeutung ist die geoelektrische Abtastung einer überdeckten Felsoberfläche. Je nach den örtlichen

Verhältnissen kann das Schärfemaß, mit dem eine derartige Abtastung vorzunehmen ist, ganz verschieden sein. Wenn lediglich ein qualitativer Überblick gewonnen werden soll, kann man mit wesentlich geringerer Elektrodenspannweite auskommen, als wenn es sich darum handelt, eine verdeckte Felsoberfläche unter schwierigen tektonischen Verhältnissen genauestens abzutasten. Im letzteren Falle muß die Elektrodenspannweite so groß sein, daß die Deckschicht nur noch als dünne, die Potentialverteilung nicht mehr beeinflussende Grenzschicht wirkt.

Der Abtastung einer überdeckten Felsoberfläche muß in jedem Falle eine Tiefensondierung nach den unter Ziffer (5) beschriebenen Methoden vorausgehen, damit die notwendigen Aufschlüsse über Deckschichtmächtigkeit und Grenzschicht-Elektrodenspannweite

werden. Stehen beide Elektroden entweder links oder rechts von der Gesteinsgrenze, so folgt der bezogene scheinbare Widerstand unmittelbar aus Gl. (64), wenn jenseits der Gesteinsgrenze sinngemäß ρ durch ρ' , n durch $1/n$ und σ durch $-\sigma$ ersetzt wird. Steht eine Elektrode diesseits, die andere jenseits der Gesteinsgrenze, so tritt der jenseits stehende Strompol mit der Stromstärke J' gemäß Gl. (32) und dem entsprechenden Widerstand ρ' in Erscheinung, während der zweite Spiegelpol keinerlei Einfluß ausübt.

Mit den aus Abb. 60 ablesbaren ξ_1 - und η_1 -Werten

$$\begin{aligned} \xi_1 &= 2(\lambda + \sin \alpha); & \eta_1 &= 0 \\ \bar{\xi}_1 &= 2(\lambda - \sin \alpha); & \bar{\eta}_1 &= 0 \end{aligned}$$

ergibt sich nach geeigneter Zusammenfassung:

$$(65) \quad \begin{cases} \frac{\rho_s}{\rho} = 1 + \frac{1}{2} \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1-2(\lambda+\sin\alpha)\sin\alpha}{[1+4\lambda(\lambda+\sin\alpha)]^{3/2}} + \frac{1+2(\lambda-\sin\alpha)\sin\alpha}{[1+4\lambda(\lambda-\sin\alpha)]^{3/2}} \right) & (\lambda \geq \sin \alpha); \\ \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{2n}{n+1} + \frac{1}{2} \frac{n-1}{n+1} \frac{1-2(\lambda+\sin\alpha)\sin\alpha}{[1+4\lambda(\lambda+\sin\alpha)]^{3/2}} & (\sin \geq \lambda \geq 0); \\ \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{n}{2} + \frac{1}{2} \frac{2n}{n+1} - \frac{n-1}{2n+1} \frac{1+2(\lambda-\sin\alpha)\sin\alpha}{[1+4\lambda(\lambda-\sin\alpha)]^{3/2}} & (0 \geq \lambda \geq -\sin \alpha); \\ \frac{\rho_s}{\rho} = n - \frac{n-1}{2n+1} \left(\frac{1+2(\lambda-\sin\alpha)\sin\alpha}{[1+4\lambda(\lambda-\sin\alpha)]^{3/2}} + \frac{1-2(\lambda+\sin\alpha)\sin\alpha}{[1+4\lambda(\lambda+\sin\alpha)]^{3/2}} \right) & (-\sin \alpha \geq \lambda). \end{cases}$$

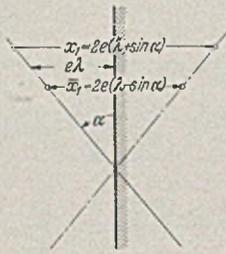


Abb. 60.

gewonnen werden. Der Umfang dieser Vorsondierung muß so sein, daß die verdeckte Felsoberfläche in einem Höhengichtenplan (Abb. 1) dargestellt werden kann.

Läßt die Tiefensondierung im weiteren Verlaufe eine horizontale oder flach geneigte Schichtung des Felsuntergrundes erkennen, so liegt ein Zwei-, Drei- oder Mehrschichtenproblem vor, das nach den unter Ziffer (5) und (6) angegebenen Methoden behandelt werden kann. Durch Vergleiche der Tiefensondierungen untereinander lassen sich weiterhin Aufschlüsse über Schichtneigung, Einfallrichtung, Verwerfungen usw. gewinnen. Bei nicht zu großen Meßpunktabständen kann die Tiefensondierung bereits ein sehr abgerundetes Bild der Felsverhältnisse bei flacher Schichtung liefern.

Im Falle lotrechter oder steil geneigter Schichtung reicht die Tiefensondierung naturgemäß nicht aus; sie muß durch Plan- und Drehsondierungen ergänzt werden, um die Gesteinsgrenzen festzustellen. Dabei liefern die Plansondierungen die Lage, die Drehsondierungen die Streichrichtung der Gesteinsgrenzen.

Verwerfungen tragen in den meisten Fällen den Charakter steiler Gesteinsgrenzen und können dementsprechend behandelt werden. Ähnlich steht es mit Ruschelzonen und Erosionsrinnen, die als zwei in engem Abstand aufeinanderfolgende Gesteinsgrenzen betrachtet werden können.

In dem einfachsten Falle einer einzigen lotrechten Gesteinsgrenze ist nach Abb. 47 nur eine einmalige Aufspaltung des Stromflusses an der Trennfläche notwendig, d. h. man hat in Gl. (51) und Gl. (53) $k = 2$ zu setzen. Somit folgt

$$(63) \quad \begin{cases} \rho_0^* = \frac{\frac{1}{2}}{|1-\sigma|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\sigma|} + \frac{1}{2} \frac{n-1}{n+1} \\ \times \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\sigma^2 - 2\xi_1(1+\sigma)\sin\alpha + \xi_1^2 + \eta_1^2)}} \right. \\ \left. - \frac{1}{\sqrt{(1+\sigma)^2 + 2\bar{\xi}_1(1+\sigma)\sin\alpha + \bar{\xi}_1^2 + \bar{\eta}_1^2}} \right); \\ \rho_0^{*'} = \frac{2n}{n+1} \left(\frac{\frac{1}{2}}{|1-\sigma|} - \frac{\frac{1}{2}}{|1+\sigma|} \right) \quad (\text{lotrechte Gesteinsgrenze}). \end{cases}$$

$$(64) \quad \begin{cases} \frac{\rho_s}{\rho} = 1 + \frac{1}{2} \frac{n-1}{n+1} \left(\frac{1 - \xi_1 \sin \alpha}{\sqrt{(1 - 2\xi_1 \sin \alpha + \xi_1^2 + \eta_1^2)^{3/2}}} \right. \\ \left. + \frac{1 + \bar{\xi}_1 \sin \alpha}{\sqrt{(1 + 2\bar{\xi}_1 \sin \alpha + \bar{\xi}_1^2 + \bar{\eta}_1^2)^{3/2}}} \right). \end{cases}$$

Wird gemäß Abb. 60 der senkrechte Abstand des Mittelpunktes der Elektrodenspannweite von der Gesteinsgrenze mit λe bezeichnet, so kann die Plansondierung längs einer beliebigen, die Gesteinsgrenze kreuzenden Profillinie als Funktion von λ dargestellt

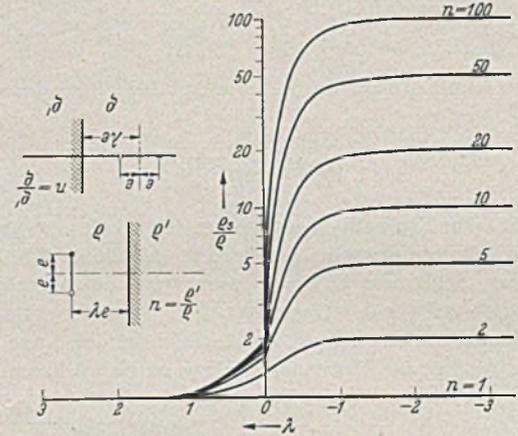


Abb. 61. Plansondierung quer über eine steile (lotrechte) Gesteinsgrenze.

Um einen Überblick über den Verlauf dieser Widerstandskurven zu vermitteln, sind in den Abb. 61—63 die zu $\alpha = 0, \frac{1}{4}\pi, \frac{1}{2}\pi$ gehörigen Kurven für verschiedene n -Werte aufgetragen worden. Für den unmittelbaren Vergleich der Meßkurven mit denen der Theorie ist in der Ordinatenrichtung wieder logarithmische Teilung gewählt worden. Der Division durch ρ entspricht dann eine entsprechende Verschiebung der Kurve in der Höhenrichtung.

Abb. 61 zeigt den Verlauf der Widerstandskurven für $\alpha = 0$, d. h. für eine Plansondierung quer zur Gesteinsgrenze. Sämtliche Kurven erfahren an der Gesteinsgrenze einen scharfen Knick, der

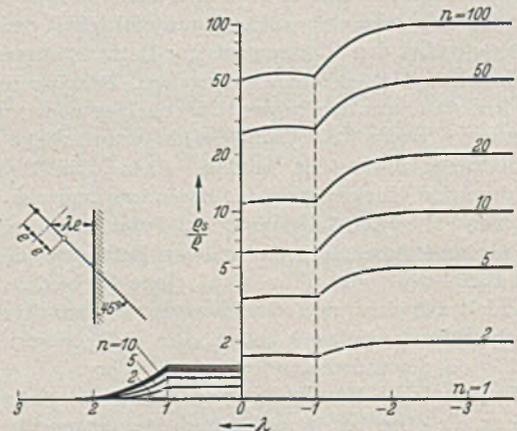


Abb. 62. Plansondierung schräg über eine steile (lotrechte) Gesteinsgrenze ($\alpha = 45^\circ$).

die Störung in ausgeprägtem Maße in Erscheinung treten läßt. Die seitliche Wirkungssphäre der Gesteinsgrenze ist nur gering; sie umfaßt etwa eine Elektrodenabstandswerte beiderseits der Trennlinie.

Die Schrägsondierung unter 45° (Abb. 62) zeigt ein ganz anderes Bild. Sämtliche Kurven weisen an der Gesteinsgrenze einen kräftigen Sprung auf. Außerdem sind über den Abszissenpunkten $+1$ und -1 noch zwei ausgeprägte Abknickungen vorhanden, die das Überschreiten der Gesteinsgrenze durch eine Elektrode zum Ausdruck bringen. Bemerkenswert ist der angenähert horizontale Verlauf zwischen Sprungstelle und Abknickung und das sich daran anschließende sehr kräftige Abklingen.

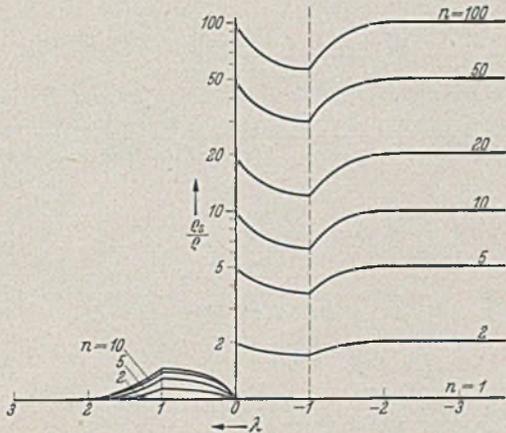


Abb. 63. Plansondierung senkrecht über eine steile (lotrechte) Gesteinsgrenze.

Die lotrechte Kreuzung der Gesteinsgrenze (Abb. 63) weist einen Sprung auf, der genau dem Widerstandsverhältnis n entspricht. Nach dem Potentialverlauf für $\lambda = 0$, der aus Abb. 14 ersichtlich ist, ist dieses Ergebnis unmittelbar verständlich, denn nach Gl. (29) ist ja q_s/q nichts weiter als die Steigung der Potentialkurve in Elektrodenmitte.

Um eine Gesteinsgrenze geoelektrisch in Erscheinung treten zu lassen, ist es nach den betrachteten charakteristischen Sonderfällen gleichgültig, unter welchem Winkel die Kreuzung durch die Plansondierung erfolgt. In jedem Falle wird sich eine Widerstandskurve mit deutlich ausgeprägter Störungsstelle ergeben. Man kann selbstverständlich von der Meßkurve nicht erwarten, daß sie Sprungstellen und Knickpunkte in der theoretisch gefundenen

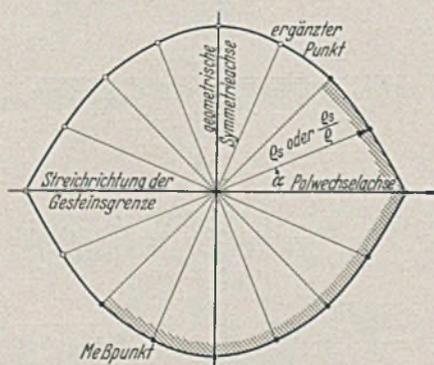


Abb. 64. Drehsondierung zur Feststellung der Streichrichtung von Gesteinsgrenzen.

Schärfe wiedergibt, auch dann nicht, wenn der Einfluß der Überdeckung durch eine hinreichend große Elektrodenabstandswerte ausgeschaltet ist. Dies ist auch gar nicht notwendig, denn der charakteristische Verlauf der Widerstandskurven ist ja nicht an die plötzlichen Übergänge gebunden; er tritt bei ausgerundeten Übergängen in der gleichen ausgeprägten Weise in Erscheinung.

Wenn eine Gesteinsgrenze auf dem Wege über die Plansondierung sichtbar gemacht ist, so erhebt sich sofort die Frage nach der Streichrichtung. Um diese festzustellen, genügen im allgemeinen eine oder zwei Drehsondierungen im Bereich der Gesteinsgrenze.

Man sieht leicht ein, daß für einen festen Geländepunkt P und eine gegebene Elektrodenabstandswerte das Polardiagramm des scheinbaren Widerstandes die in Abb. 64 dargestellte Form annehmen muß. Die eine Symmetrieachse folgt unmittelbar aus der Anschauung, die andere aus der Tatsache, daß ein Polwechsel die Größe von q_s unbeeinflusst läßt. Der geometrischen Symmetrieachse entspricht ein Scheitel der Polarkurve, der Polwechselachse eine Spitze.

Da die Lage der Symmetrieachsen zunächst unbekannt ist, muß die Drehsondierung im allgemeinen zwei Quadranten überspannen. Hierbei sollte ein Winkelintervall von 30° nicht unterschritten werden. Um die beiden Symmetrieachsen einzuzichnen,

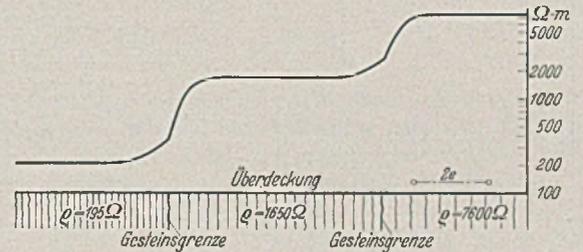


Abb. 65. Quer-Plansondierung über drei steile überdeckte Gesteinschichten.

braucht das Diagramm der Meßwerte nur zu 360° ergänzt zu werden, indem man die Polstrahlen um sich selbst verlängert. Der Polwechselachse durch die beiden Spitzen entspricht dann die gesuchte Streichrichtung der Gesteinsgrenze. In manchen Fällen reicht eine einzige Drehsondierung bereits aus, in anderen ist eine Kontrollsondierung notwendig. Im allgemeinen ist zu empfehlen, den Drehpunkt so zu legen, daß die Gesteinsgrenze nicht von einer der Elektroden gekreuzt wird. Abb. 64 entspricht gerade dem Grenzfall $\lambda = 1$, bei dem an der engsten Stelle eine Berührung der Gesteinsgrenze stattfindet.

Nach dem an den Abb. 61—63 gezeigten Verhalten einer Gesteinsgrenze werden aufeinanderfolgende steileinfallende Schichten

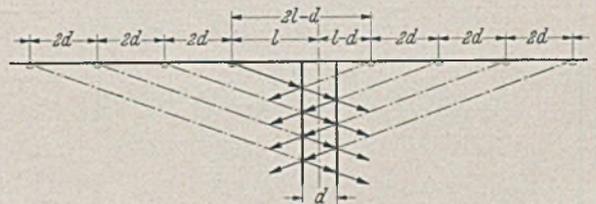


Abb. 66.

durch eine im wesentlichen stufenförmige Widerstandskurve gekennzeichnet sein. Lediglich der Übergang an den Gesteinsgrenzen wird durch den Kreuzungswinkel α beeinflusst. Wenn die Streichrichtung der Schichten gleich an der ersten Gesteinsgrenze durch eine Drehsondierung festgestellt wird, kann die weitere Untersuchung als Quer-Plansondierung ($\alpha = 0$) durchgeführt werden,

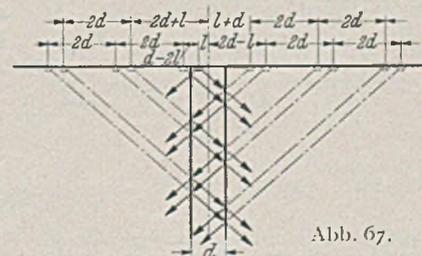


Abb. 67.

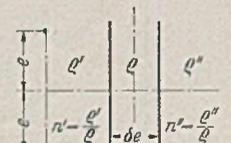


Abb. 68.

bei der nach Abb. 61 Sprünge vermieden und die Gesteinsgrenzen durch Knickpunkte in der Widerstandskurve dargestellt werden (Abb. 65).

Bei dicht aufeinanderfolgenden Gesteinsgrenzen wird im allgemeinen eine gegenseitige Beeinflussung stattfinden, die am Kreuzungsfalle $\alpha = 0$ näher untersucht sei. Bei Stromzuführung in einer Randschicht sind nach Abb. 66 $2 \cdot \infty$ Spiegelungen erforderlich, bei Stromzuführung in der Zwischenschicht nach Abb. 67 $4 \cdot \infty$ viele.

Die den drei Stromzuführungsmöglichkeiten entsprechenden absoluten Potentiale lauten unter Bezugnahme auf Abb. 68:

$$\lambda \geq \frac{1}{2} \delta$$

$$(66) \left\{ \begin{aligned} \varphi_0^{*\prime} &= \frac{n'}{2} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} - \frac{n'-1}{n'+1} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2}} \right) \right) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{4n'}{n'^2 - 1} \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} \right) \right]; \\ \varphi_0^{*\prime\prime} &= \frac{n'}{n'+1} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} + \right. \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{\frac{n'+1}{n'-1}}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{\frac{n'+1}{n'-1}}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} \right) \right]; \\ \varphi_0^{*\prime\prime\prime} &= \frac{2n'n''}{(n'+1)(n''+1)} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} \right) \right]; \end{aligned} \right.$$

$$\frac{1}{2} \geq \lambda \geq \frac{1}{2} \delta$$

$$(67) \left\{ \begin{aligned} \varphi_0^{*\prime} &= \frac{n'}{n'+1} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} + \right. \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{\frac{n'+1}{n'-1}}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{\frac{n'+1}{n'-1}}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} \right) \right]; \\ \varphi_0^{*\prime\prime} &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} \right) + \frac{1}{2} \frac{n'-1}{n'+1} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2}} \right) + \\ &\quad + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} + \frac{\frac{1}{2} \frac{n'-1}{n'+1}}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu + \frac{1}{2})\delta)^2}} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\frac{1}{2} \frac{n'-1}{n'+1}}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu + \frac{1}{2})\delta)^2}} + \frac{\frac{1}{2} \frac{n'+1}{n'-1}}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{\frac{1}{2} \frac{n'+1}{n'-1}}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda + (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} \right); \\ \varphi_0^{*\prime\prime\prime} &= \frac{n''}{n''+1} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} \right) + \frac{n'-1}{n'+1} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2}} \right) + \right. \\ &\quad + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} \right) + \\ &\quad \left. + \frac{\frac{n'-1}{n'+1}}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu + \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{\frac{n'-1}{n'+1}}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu + \frac{1}{2})\delta)^2}} \right]. \end{aligned} \right.$$

$$-\frac{1}{2} \delta \geq \lambda$$

$$(68) \left\{ \begin{aligned} \varphi_0^{*\prime} &= \frac{2n'n''}{(n'+1)(n''+1)} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} \right) \right]; \\ \varphi_0^{*\prime\prime} &= \frac{n''}{n''+1} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} \right) + \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4\nu^2\delta^2}} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{\frac{n''+1}{n''-1}}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{\frac{n''+1}{n''-1}}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} \right) \right]; \\ \varphi_0^{*\prime\prime\prime} &= \frac{n''}{2} \left[\left(\frac{1}{|1-\zeta|} - \frac{1}{|1+\zeta|} \right) - \frac{n''-1}{n''+1} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda + \frac{1}{2}\delta)^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda + \frac{1}{2}\delta)^2}} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4n''}{n''^2 - 1} \sum_1^{\infty} \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^{\nu} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} - \frac{1}{\sqrt{(1+\zeta)^2 + 4(\lambda - (\nu - \frac{1}{2})\delta)^2}} \right) \right]. \end{aligned} \right.$$

Wird wieder die Schlumbergersche Meßanordnung zugrunde gelegt, so folgt der scheinbare Widerstand durch Differentiation und Nullsetzen von ζ . Von den drei φ^* -Werten ist für jede Gruppe

immer derjenige zu wählen, der für den Bereich der Elektrodenachse Gültigkeit hat, also für Gl. (66) der erste, für Gl. (67) der zweite und für Gl. (68) der dritte. So erhält man:

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{q_s}{q} &= n' \left[1 - \frac{\frac{n'-1}{n'+1}}{[1 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2]^{3/2}} + \sum_1^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r \frac{\frac{4n'}{n'^2-1}}{[1 + 4(\lambda + (v - \frac{1}{2})\delta)^2]^{3/2}} \right] & (\lambda \geq \frac{1}{2}\delta); \\
 \frac{q_s}{q} &= 1 + \frac{\frac{n'-1}{n'+1}}{[1 + 4(\lambda - \frac{1}{2}\delta)^2]^{3/2}} + \sum_1^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r \left[\frac{2}{(1 + 4v^2\delta^2)^{3/2}} + \right. & (\frac{1}{2}\delta \geq \lambda \geq \frac{1}{2}\delta) \\
 & \left. + \frac{\frac{n'-1}{n'+1}}{[1 + 4(\lambda - (v + \frac{1}{2})\delta)^2]^{3/2}} + \frac{\frac{n'+1}{n'-1}}{[1 + 4(\lambda + (v - \frac{1}{2})\delta)^2]^{3/2}} \right]; \\
 \frac{q_s}{q} &= n'' \left[1 - \frac{\frac{n''-1}{n''+1}}{[1 + 4(\lambda + \frac{1}{2}\delta)^2]^{3/2}} + \sum_1^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r \frac{\frac{4n''}{n''^2-1}}{[1 + 4(\lambda - (v - \frac{1}{2})\delta)^2]^{3/2}} \right] & (-\frac{1}{2}\delta \geq \lambda).
 \end{aligned} \right\} (69)$$

Von besonderer Wichtigkeit sind die Widerstandswerte an den Gesteinsgrenzen ($\lambda = \frac{1}{2}\delta$ bzw. $\lambda = -\frac{1}{2}\delta$) und in Mitte Gesteinsspalte ($\lambda = 0$). Hierfür erhält man:

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{q_s}{q} &= \frac{2n'}{n'+1} \left[1 + \frac{2n'}{n'-1} \sum_1^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r \right] & (\lambda = \frac{1}{2}\delta); \\
 \frac{q_s}{q} &= 1 + 2 \sum_1^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r + & \\
 & + \left(\frac{n'-1}{n'+1} + \frac{n''-1}{n''+1} \right) \sum_0^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r & (\lambda = 0); \\
 \frac{q_s}{q} &= \frac{2n''}{n''+1} \left[1 + \frac{2n''}{n''-1} \sum_1^\infty \left(\frac{n'-1}{n'+1} \cdot \frac{n''-1}{n''+1} \right)^r \right] & (\lambda = -\frac{1}{2}\delta).
 \end{aligned} \right\} (70)$$

bei zeigt sich ein entsprechendes Abklingen der Spalteinwirkung, das besonders in Abb. 69 sehr schön zum Ausdruck kommt. Von $\delta = 1/8$ ab ist praktisch keine Spalteinwirkung mehr vorhanden; an beiden Gesteinsgrenzen ist der gemeinsame Grenzwert

$$\frac{q_s}{q} = \frac{2}{\frac{1}{n'} + \frac{1}{n''}} \quad (\text{Grenzwiderstand für kleine } \delta\text{-Werte})$$

des Kirchhoffschen Gesetzes parallel geschalteter Widerstände erreicht. Bei gleichartigen Anschlußgesteinen folgt aus Gl. (71) $q_s/q = n' = n''$, d. h. die Widerstandskurve nähert sich der Horizontalen (Abb. 69), während bei verschiedenartigen Anschlußgesteinen die Horizontale auf die Spaltbreite beschränkt ist (Abb. 70). Die beiden Anschlußäste entsprechen hierbei der q/q -Kurve von Abb. 61 für $n = n'/n''$, die an der Knickstelle um die Spaltbreite auseinandergezogen ist. Man kann dies aus Gl. (70) durch den Grenzübergang für $\delta \rightarrow 0$ unmittelbar nachweisen.

Die Gesteinsspalte von Abb. 69 mit beiderseits gleichen Widerständen entspricht den Ruschelzonen und Erosionsrinnen, diejenige von Abb. 70 den mit Trümmermaterial ausgefüllten Verwerfungsspalten. Nach den gefundenen Widerstandskurven darf man mit

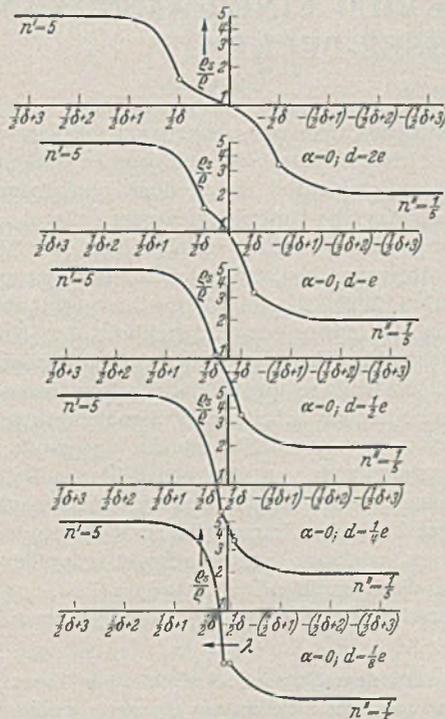


Abb. 69. Widerstandsverlauf über einer steilen Gesteinsader oder Ruschelzone oder Erosionsrinne in Abhängigkeit von der Spaltbreite ($n' = n'' = 5$).

In den Abb. 69 und 70 ist der Widerstandsverlauf für zwei besonders kennzeichnende Anwendungsbeispiele aufgetragen worden. In einem Falle ist der spezifische Widerstand beiderseits der Gesteinsspalte der gleiche, im anderen nimmt er fortlaufend gleichmäßig ab. Um den Einfluß der Spaltbreite in Erscheinung treten zu lassen, ist $\delta = d/e$ stufenweise von 2 auf $1/8$ vermindert. Hier-

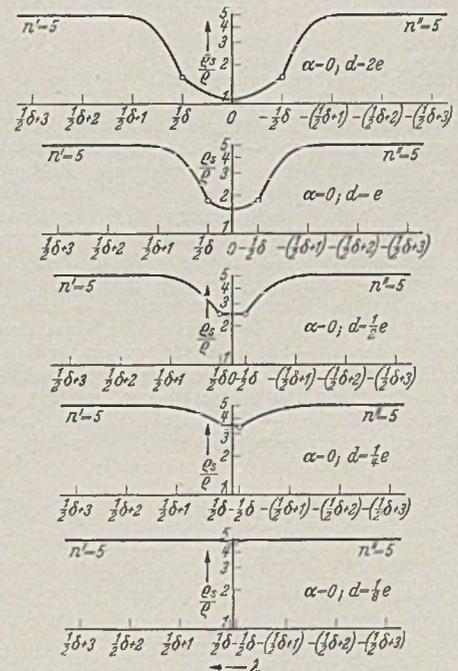


Abb. 70. Widerstandsverlauf über zwei Gesteinsgrenzen in Abhängigkeit von deren Abstand ($n' = 5, n'' = \frac{1}{2}$).

einer befriedigenden Aufdeckung derartiger Störungszonen rechnen, wenn die bezogene Spaltbreite ein gewisses, in der Gegend von $\delta = \frac{1}{4}$ liegendes Maß nicht überschreitet und, wenn das Meßintervall geeignet gewählt wird. Will man z. B. Störungszonen bis zu 1 m Spaltbreite erfassen, so darf der Meßpunktabstand der Plansondierung nicht wesentlich über 2 m hinausgehen.

Wird die Gesteinsspalte nicht in der Streichrichtung, sondern

irgendwie senkrecht oder schräg gekreuzt, so ergibt sich naturgemäß ein etwas anderer Verlauf der Störung. Es würde zu weit führen, hierauf im einzelnen einzugehen, zumal die grundlegenden Unterschiede in den verschiedenen Kreuzungsmöglichkeiten einer Gesteinsgrenze an Hand der Abb. 61—63 eingehend erläutert wurden. Die kennzeichnenden Merkmale dieser drei Grundfälle werden sich stets auch bei der Spaltstörung, wenngleich durch die Überlagerung verzerrt, wiederfinden. Wesentlich war hier der grundsätzliche Verlauf der gegenseitigen Beeinflussung der Gesteinsgrenzen in Abhängigkeit von δ , der in allen drei Fällen ähnlich ist und gerade bei $\alpha = 0$ in besonders übersichtlicher Weise in Erscheinung tritt.

Nachdem die bisherigen Betrachtungen sich entweder auf horizontale (flache) oder lotrechte (steile) Schichtungen beschränkt haben, möge zum Schluß noch kurz auf die Erfassung beliebiger Schichtneigungen eingegangen werden. Zunächst gelten für die Feststellung der Streichrichtung ganz ähnliche Symmetrie- und Polwechselbetrachtungen, wie sie gelegentlich der Kreuzung lotrechter Gesteinsgrenzen angestellt wurden. Es genügen daher auch hier ein oder zwei Drehsondierungen mit dem zugehörigen Polar-*diagramm* (Abb. 64). Die Verbindungslinie der Diagrammspitzen stellt dann wieder die gesuchte Streichrichtung dar. Die Drehsondierung wird am besten immer in Verbindung mit einer Tiefensondierung durchgeführt, damit man sich vorher über den optimalen Elektrodenabstand klar werden kann. Die Gesteinsgrenze tritt im allgemeinen gut in Erscheinung, wenn man einen im Wendepunktbereich der Widerstandskurve liegenden Elektrodenabstand wählt.

Man kann die Schichtneigungsprobleme in zwei große Gruppen einteilen; die eine umfaßt die Neigungswinkel etwa zwischen 0 und 20° , die andere diejenigen zwischen 20 und 90° . Für die Gruppe der kleinen Neigungswinkel bedient man sich zweckmäßig der Tiefensondierung, und zwar parallel zur Streichrichtung ($\alpha = 0$), damit

die in den Meßergebnissen zutage tretende Störung gegenüber der horizontalen Schichtung möglichst gering ist. Man kann dann mit hinreichender Genauigkeit die Auswertung mit Hilfe von Abb. 53 vornehmen und durch zwei oder drei hintereinander geschaltete Tiefensondierungen die gesuchte Schichtneigung feststellen.

Bei der zweiten Gruppe von Winkeln über 20° muß mit dem Auftreten von oberflächlichen Gesteinsgrenzen gerechnet werden, die zweckmäßig durch Plansondierungen erfaßt werden. Unter Heranziehung der unter Ziffer (4) gegebenen theoretischen Grundlagen lassen sich die entsprechenden Widerstandskurven ähnlich wie im Falle der lotrechten Schichtung berechnen und in entsprechenden Kurventafeln (für jeden Winkel eine) zusammenstellen. Es erübrigt sich hier, darauf näher einzugehen, da eine solche Untersuchung gegenüber der eingehend behandelten lotrechten Schichtung nicht viel grundsätzlich Neues bieten kann. Gesteinsgrenzen, Verwerfungen, Ruschelzonen, Erosionsrinnen und dgl. werden sich in ganz ähnlicher Weise wie bei der lotrechten Schichtung andeuten, und die Einfallwinkel können mit meist hinreichender Genauigkeit durch Tiefensondierungen parallel zur Streichrichtung festgestellt werden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die geoelektrische Baugrunduntersuchung, dank ihrer unbegrenzten Tiefenwirkung und der glücklichen Verbindung von Theorie und Meßtechnik eine der besten und zukunftsreichsten Aufschlußmethoden darstellt, insbesondere, wenn sie in geeigneter Weise mit Kern-Kontrollbohrungen verbunden wird. Angesichts der gleichzeitig erzielbaren Zeit- und Kostenersparnis wäre nur zu wünschen, daß sie auch bei uns in steigendem Maße die notwendige Beachtung fände und im Kampf gegen die unerwarteten Gründungsschwierigkeiten ihren Möglichkeiten entsprechend eingesetzt würde.

DIE VIELSEITIGEN ZIELE DER T. V. A., ALS VORBILD EINER AMERIKANISCHEN PLANWIRTSCHAFT IM TENNESSEE-BECKEN.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Dresden¹.

Übersicht: Erstmaliger Versuch der Regierung, eine umfassende Aufschließung eines ganzen Stromgebietes nach technischen, wirtschaftlichen und sozialen Gesichtspunkten zwecks Behebung der Wirtschaftskrise zu unternehmen. — Persönlicher Einsatz des Präsidenten Roosevelt. — Vorarbeiten und Plangestaltung. Frühere Versuche der Schiffbarmachung und Kraftgewinnung. Der umfangreiche Aufgabenkreis und die Schwierigkeit, die bestmögliche Gesamtlösung zu finden. — Erosion — Aufforstung — Herstellung künstlicher Düngemittel — Ausbeutung der Bodenschätze — statistische Aufstellungen — geologische Untersuchungen. — Stufenausbau der Staumauerkette mit Kraftwerken, Bekämpfung der Überschwemmungen. — Meinungsverschiedenheiten mit der Regierung; starke Angriffe der Regierungspolitik seitens der Privatunternehmer. — Schwierigkeiten im Absatz der erzeugten elektrischen Energie. — Weltkraftkonferenz zu Washington 1936 und Stellungnahme des deutschen Vertreters im Sinne des neuen deutschen Energiewirtschaftsgesetzes. — Vorschau auf den Ausgang des planwirtschaftlichen „Experimentes von Amerika“, welches im Jahre 1943 zum Abschluß gelangt.

Die Tennesseeal-Behörde (kurz T.V.A.) wurde 1933, dem schwersten Jahre der amerikanischen Wirtschaftskrise vom Präsidenten Roosevelt ins Leben gerufen, als die Verwirrung der sich widerstreitenden Ansichten über technische und wirtschaftliche Ziele den Höhepunkt erreicht hatte; in einer Notzeit, in der auch die Regierungspolitik unter dem Drucke der Arbeitslosigkeit den stärksten Schwankungen unterworfen war und Panikstimmung im Lande herrschte. — Unter Zurückstellung aller trennenden Partei-*gegensätze* warf sich der Kongreß dem unaufhaltsam erscheinenden wirtschaftlichen Niedergange entgegen; das nationale Aufbauprogramm (N. I. R. A.) sollte wieder Ordnung und Arbeit schaffen. Der vom Kongreß in Washington angenommene Gesetzesakt über die T.V.A. ist der erste planmäßige Versuch, die natürlichen Hilfsquellen eines ganzen Flußgebietes durch eine vollkommen selbst-

ständige staatliche Organisation nutzbar zu machen und die Arbeitslosigkeit dieses Notstandsgebietes wirksam zu bekämpfen. Das auf Anregung des Präsidenten entstandene großzügige T.V.A.-Programm ist als Angriffs-*Unternehmen* gegen die private Elektrizitätswirtschaft gedacht, welches neben der Durchführung zahlreicher Aufgaben verschiedenster Art zur Festsetzung eines neuen Preismaßstabes für elektrische Energie dienen soll und damit einen Markstein in der nationalen Entwicklung der Kraftversorgung Amerikas darstellt. Trotz stärksten Widerstandes der Finanzgruppen soll die frühere ungewöhnliche Verschwendung der unabhängig voneinander arbeitenden Stromlieferungswerke eingeschränkt und angemessene Strompreise aufgestellt werden. Mit einem Gesamtaufwande von über 300 Millionen Dollar verkörpert die T.V.A. einen großangelegten und für ganz Amerika ungewöhnlich wichtigen Versuch, alle natürlichen Wohlstandsquellen des an Bodenschätzen reichen Tennessee-Beckens vollkommen auszu-*beuten* und den zerstörenden Naturgewalten, insbesondere bei großen Überschwemmungen durch Flußregelungen Einhalt zu gebieten.

Bisher war eine umfassende Aufschließung eines größeren Flußgebietes, und zwar ohne Teilung in einzelne Sonderaufgaben, noch nicht praktisch versucht worden, sondern es waren nur Ansätze und theoretische Richtlinien über Flußbewirtschaftungen im allgemeinen vorhanden, so daß die nötigen Erfahrungen als Voraussetzung für das Gelingen eines derartig zusammengesetzten Unternehmens zum größten Teile fehlten. Die früheren Vorarbeiten zur Verbesserung und Nutzbarmachung von Flußsystemen befaßten sich jeweils immer nur mit einer oder zwei Hauptaufgaben, nämlich der Schiffbarmachung oder der Bekämpfung von Überflutungen oder auch der Kraftgewinnung, sowie der Wasserspeicherung für Städteversorgung oder Landbewässerung. In den meisten Fällen

¹ Man vgl. den Reisebericht: „Die Bauarbeiten an der Norris-Staumauer und die Aufgaben der T.V.A.“. Bauing. 17 (1936) S. 357—366.

hatte die einseitige Erfüllung je eines oder zweier der vorgenannten Ziele fast regelmäßig eine Benachteiligung oder Schädigung der übrigen wasserwirtschaftlichen Belange zur Folge, weil eben ein einheitlicher Gesamtplan fehlte, der allen, auch teilweise entgegengesetzten Zielen im allgemeinen gerecht wurde. Nur in einigen seltenen Ausnahmefällen, wie z. B. beim Baue der großen Boulder-Staumauer hat man den Anfang gemacht, schon beim Entwurfe, mehrere technische und wasserwirtschaftliche Aufgaben gleichzeitig in ihrer Gesamtheit zu lösen; aber auch hier handelte es sich um ein mehr oder weniger örtliches Flußregelungsprojekt, welches aus dem Stromgebiete des Colorado herausgetrennt und als Teilaufgabe durchgeführt wurde. Die Beherrschung und Überwachung eines Flusses in seinem ganzen Verlaufe mit allen dazugehörigen technischen, wirtschaftlichen und sozialen Fragen als geschlossenes Ganze war also vor der Gründung der T.V.A. im Jahre 1933 in Amerika noch nicht geplant oder ausgeführt worden; dieser Aufgabenkomplex bot etwas grundsätzlich Neues und wird vielleicht am besten durch den Begriff „Planwirtschaft“ gekennzeichnet.

Aanschließung begriffen, durch welches eine ganze Eisenindustrie mit allen Nebenbetrieben ins Leben gerufen wird, weil in der dortigen Gegend gleichzeitig Eisenerze und Kohle gefunden werden. Auch am Ohioflusse mit seinen zahlreichen Nebenflüssen, der in den letzten Jahren von überraschend auftretenden Überschwemmungen sehr schwer heimgesucht wurde, wobei unübersehbarer Schaden angerichtet wurde, sind Bestrebungen im Gange, durch eine einheitliche Beherrschung des Flußgebietes Abhilfe dieser Übelstände zu schaffen.

Derartig weitschauende Unternehmungen erfordern naturgemäß umfangreiche Vorarbeiten von Ingenieuren, Geologen und Wirtschaftlern, um die vielseitigen Fragen nach allen Richtungen zu klären und die sich vielfach entgegstellenden Widerstände zu überwinden.

Durch die mit ungewöhnlicher Mehrheit erfolgte Wiederwahl des Präsidenten Roosevelt im November 1936 hat auch seine eigene Schöpfung, die T.V.A. einen neuen Rückhalt und eine erhebliche Stärkung erfahren, so daß die Durchführung seiner Absichten mit allen Mitteln weitergefördert werden wird und nun auch schon die ersten Nutzenanwendungen auf andere Flußgebiete übertragen werden können. Außerdem hat der Präsident Anfang 1937 eine bedeutende Erweiterung seiner Machtbefugnisse beim Kongreß beantragt und es steht daher zu erwarten, daß die Weiterführung und Vollendung des ganzen Aufbauprogrammes reibungslos sichergestellt werden wird.

Bereits seit 15 Jahren, nämlich nach Kriegsende, hatte der Kongreß langwierige Beratungen über die stillgelegten, sehr umfangreichen Werke von Muscle Shoals (Staumauer, Kraftwerke und Nitratsfabriken) gepflogen, um die im Kriege erbauten Anlagen wieder in Betrieb zu setzen, die jedoch zu keinem Abschlusse führten. Die von mehreren Seiten eingebrachten Vorschläge, die Werke an eine größere Krafterzeugungsgesellschaft zu verkaufen, um wenigstens einen Teil der aufgewendeten Kapitalien zu retten oder auch der Ausbau zu einer großzügigen Industrieanlage zeitigten kein Ergebnis. — In der Zwischenzeit hatte das staat-

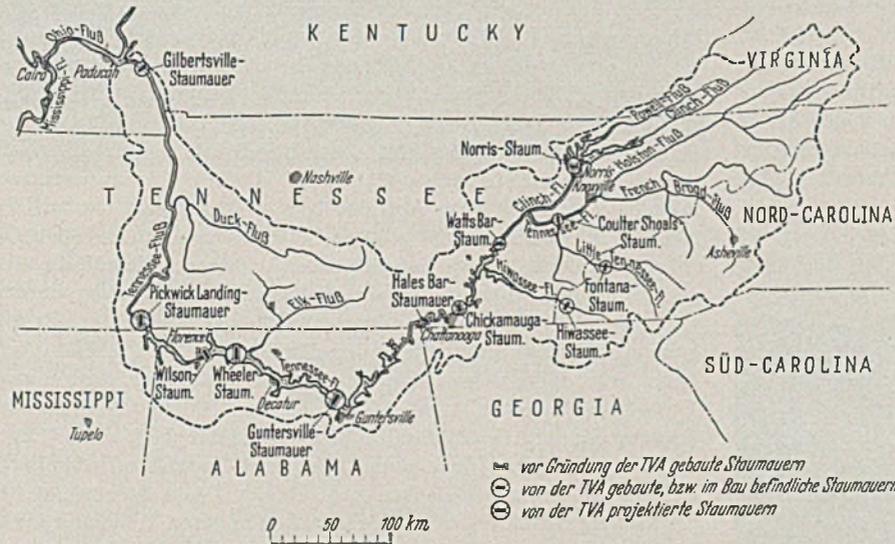


Abb. 1. Das Becken des Tennessee-Flusses und seiner Nebenflüsse, mit den von der T.V.A. gebauten, bzw. im Bau befindlichen Staumauern.

Das Aufbauprogramm der T.V.A. hat also auf Grund der vom Kongreß übertragenen Befugnisse die Gesamtbelange des Tennessee-Beckens ins Auge zu fassen und zwar nicht allein in technischer Richtung, sondern hat sich auch mit der Lösung aller damit zusammenhängender Fragen wirtschaftlicher, finanzieller und sozialer Natur eingehend zu beschäftigen. Eine erhebliche Schwierigkeit in der Durchführung der Vorarbeiten und der Plangestaltung lag darin, daß das Gebiet des Tennesseeflusses (Abb. 1 u. 3) sich über sechs verschiedene Staaten der Union erstreckt, so daß langwierige Verhandlungen mit den Regierungsbehörden, sowie den öffentlichen und privaten Verbänden aller Art aufgenommen werden mußten, um eine Zusammenarbeit von vornherein sicherzustellen. — Während die Tätigkeit der T.V.A. vom Fernstehenden meist nur darin erblickt wird, Staudämme zu bauen, Kraftwerke einzurichten, Stromtarife usw. festzusetzen oder ähnliche rein technische Aufgaben zu lösen, ist jedoch der Aufgabenkreis viel umfassender als es zunächst den Anschein hat, denn die T.V.A. geht auch den Ursachen der Arbeitslosigkeit auf den Grund und befaßt sich mit der Bewältigung bisher unversuchter sozialer Probleme zur Behebung der Notlage im Tennessee-Becken, was für Amerika als revolutionäre Neuerscheinung von größter Tragweite anzusehen ist.

Seit dieser unter dem zwingenden Drucke wirtschaftlicher Notwendigkeit entstandenen Neugründung umfassenden Planwirtschaft eines in sich geschlossenen Flußgebietes, sind auch nach diesem Vorbilde in anderen, weit abgelegenen Gegenden der USA., durch die bei der T.V.A. inzwischen gesammelten Erfahrungen angeregt, ähnliche Verbandsgründungen durch die Regierung in Angriff genommen worden. So ist z. B. in allerletzter Zeit am Columbiafluß, im Stromgebiete des Stillen Ozeans ein Flußgebiet in der

liche Ingenieurkorps auf Anweisung des Kongresses eine erweiterte Untersuchung über die Entwicklungsmöglichkeiten der Schiffbarmachung des Tennesseeflusses angestellt und zwar bereits unter Planung einiger Speicherbecken, um die Niedrigwasserstände in den Trockenzeiten auszugleichen. Die für Flußschiffe erforderliche Stromverbesserung (von 1 auf 4 Fuß Tiefe) führte bereits 1930 den Kongreß dazu, ein Schiffsfahrtsprojekt anzunehmen, welches jedoch nur den Bau einer einzigen Schleuse umfaßte. Aber es war schon damals klar, daß erhebliche Mittel für weitere Stromverbesserungen usw. bereit gestellt werden müßten; wiederholte große Überschwemmungen an einzelnen Stellen des Tennessee-Beckens gaben einen verstärkten Antrieb für die Fortsetzung der Arbeiten. Aus diesen Anfängen wurde schließlich ein umfassender und großzügiger Plan entwickelt, der darin bestand, eine Anzahl staatlicher Krafterzeugungsanlagen als Vorbild und Preismaßstab für den Kraftversorgungsdienst weiter auszubauen und die aus den Kriegzeiten stammende Wilson-Staumauer nebst den zugehörigen Werken von Muscle Shoals und anderen Anlagen in das Programm einzubeziehen; dieser Plan wurde hauptsächlich vom Präsidenten Roosevelt in tatkräftigster Weise gestützt. Einen erhöhten Nachdruck fand dieser Gedanke durch die steigende Arbeitslosigkeit im Tennessee-Becken und durch die unabwiesbare Notwendigkeit, die brachliegenden Anlagen wieder in Betrieb zu setzen, um damit die Wirtschaftskrise merklich abzuschwächen. Aus der Unzahl der gegebenen Anregungen und Aufgaben, wurde schließlich die T.V.A. als ein staatliches Unternehmen gegründet zum vollständigen Anschluß des Tennessee-Beckens und zwar nach allen Richtungen: Bekämpfung der Überschwemmungen, Schiffbarmachung, Wiederinbetriebsetzung der vorhandenen Anlagen und Umstellung der

selben auf Herstellung künstlicher Düngemittel, Kräfteerzeugung, ferner die Ausbeutung der Bodenschätze, sowie Beseitigung der Arbeitslosigkeit. Die hohe Bedeutung für die gesamte amerikanische Wirtschaft, die zur Schaffung der T.V.A. führte, machte es zweckmäßig dieser Behörde mehr den Charakter eines kaufmännischen Unternehmens zu geben, dem eine große Zahl erfahrener technischer Berater zur Seite standen. Das weitere Anwachsen der Arbeitslosigkeit beschleunigte die Maßnahmen der Regierung, so daß bereits im Sommer 1933 nach Inkraftsetzung der T.V.A. die ersten Bauten im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogrammes begonnen werden konnten. — Gleichzeitig geschah die Ernennung und Einsetzung des Direktoriums und der Verwaltung der T.V.A.

Eine weitere Verpflichtung von großer Tragweite, die eine besondere Bestimmung des T.V.A.-Vertrages darstellte, bestand in der Anfertigung von genauen kartographischen Aufnahmen und Generalplänen des Tennessee-Beckens als wichtige Unterlagen für die Mehrzahl der sich später anschließenden Bauarbeiten; die bisherigen Karten des Gebietes waren unvollständig und teilweise veraltet, so daß sie den heutigen Anforderungen nicht mehr entsprachen. Weiterhin mußten geologische, forstwirtschaftliche, stromungstechnische Untersuchungen usw. angestellt werden, um sichere Grundlagen für die weiteren Entschlüsse und Planungen zu bekommen; überhaupt konnte das ganze Arbeitsgebiet der T.V.A. nicht fest umrissen oder genau abgegrenzt werden, da dauernd neue Fragen und unvermittelt auftretende Nebenaufgaben ohne



Abb. 2. Typische Auswaschungen (Erosion) durch Regengüsse im Tennesseeetal, durch welche der Mutterboden weggeschwemmt und das Land seiner natürlichen Fruchtbarkeit beraubt wird.

Aufschub erledigt werden mußten, die dem Arbeitsplane bei der Aufstellung einzufügen waren.

Ein vordringlicher Programmpunkt war die Herstellung künstlicher Düngemittel in großem Maßstabe und deren Vertrieb an die Land- und Fortwirtschaft zu sehr niedrigen Preisen, um die Aufmerksamkeit dieser Kreise auf eine wirksame Bodenverbesserung zu lenken. Ein großer Teil des Bodens im Tennessee-Becken ist zu arm an natürlichen Nährstoffen, so daß ohne Zuhilfenahme künstlicher Düngemittel ein kräftiges Wachstum der Getreidearten und Gräser nicht zu erzielen ist. Die Wiederherstellung einer festen Grasnarbe und die Aufforstung der abgeholzten Wälder ist zur Klimaverbesserung und zur Bekämpfung der plötzlich einsetzenden Überschwemmungen unerlässlich. Das Wasser des Tennessee ist fast stets, besonders aber nach starken Regengüssen ungewöhnlich rotbraun gefärbt, weil dauernd riesige Mengen des porösen Humusbodens abgespült und bis in den Mississippi fortgeschwemmt werden (Abb. 2). Dieser kostbare Nährboden geht nicht allein für den Pflanzenwuchs verloren und verursacht im Laufe der Zeit tiefgehende Ausfressungen, sowie vollkommene Unfruchtbarmachung des ganzen Tennessee-Beckens, sondern er verstopft auch Kanäle, Schleusen und Stauseen, und stellt der Schiffbarmachung große Hindernisse entgegen. — Die Aufschließung dieser von den Naturgewalten zerstörten und ausgewaschenen Gebiete konnte daher

nur eine sehr beschränkte sein; die landwirtschaftliche Ausbeute war ebenfalls außergewöhnlich gering. Infolge dieser sehr ungünstigen Nebenbedingungen wurden für Bodenaufbesserungen, Wiederaufforstungen und die eingehende Erforschung aller damit zusammenhängender Fragen, ferner für die Aufwendungen zur fabrikmäßigen Erzeugung von Düngemitteln ein Gesamtbetrag von über 100 Millionen Dollars ausgegeben.

Der in einigen starken Windungen (Abb. 1) verlaufende Tennesseefluß hat eine Gesamtlänge von über 1000 km bis zu seiner Mündung in den Ohiofluß; das Einzugsgebiet umfaßt etwa 100 000 km² und verteilt sich über sieben Staaten der Union. Die geologische Struktur des Beckens ist sehr verschiedenartig; die vorherrschende Gesteinsart ist der Kalkstein und zwar von ziemlich hoher Löslichkeit. An Mineralien sind besonders Eisenerze, Kohlenfelder, Phosphat und Gips zu erwähnen. Das Waldgebiet bedeckt eine Fläche von etwa 60 000 km², d. h. über die Hälfte des ganzen Beckens. — Der feinkörnige Boden nimmt das Wasser nur langsam an, hat aber raschen Ablauf und wird stark abgewaschen und unterhöhlt, wenn er nicht mit Gras oder anderem Pflanzenwuchs bedeckt ist, der durch sein weitverzweigtes Wurzelgeflecht den kostbaren Mutterboden zurückhält. Die mittlere jährliche Regenhöhe beträgt 1,31 m; allerdings haben die Gebirgszüge im Osten des Beckens Regenhöhen, die weit über diesem Durchschnittswerte liegen. Der Abfluß des Regenwassers beträgt jedoch nur etwa die Hälfte, daher tragen die starken Grundwasserströmungen wesentlich zum Abflusse bei. — Mit Rücksicht auf die ziemlich schwache und auf größere Gebiete zerstreute Bevölkerung (rd. 2,5 Millionen), sowie auf die großen Waldbestände und die ausgedehnten Bodenflächen, die durch Auswaschung zerstört wurden (Abb. 2), war bisher die landwirtschaftliche Entwicklung im allgemeinen als sehr ungünstig zu bezeichnen. Der Ertrag des Ackerbaues war daher sehr mäßig, meist reichten dieser gerade zum Unterhalte der Kleinbauern für den eigenen Bedarf aus, denn vorwiegend handelte es sich nur um landwirtschaftliche Kleinbetriebe.

Die Ausbeutung der ziemlich reichen Bodenschätze in den Bergwerken des Tennessee-Beckens war ebenfalls sehr beschränkt, da die Verkehrsverhältnisse im Gegensatz zu anderen Teilen der USA. noch schwach entwickelt waren. Außerdem sind die Frachtsätze nach den Industriezentren und den sonstigen Großstädten der Ostküste sehr hoch, so daß die Ausfuhr von Rohstoffen oder Fertigwaren nur in Einzelfällen lohnend erscheint.

Um den Güterverkehr zu heben, ist schon vor etwa 100 Jahren die Schiffbarmachung des Tennesseeflusses erwogen worden. Aber in diesem langen Zeitabschnitte ist nichts von Bedeutung ge-

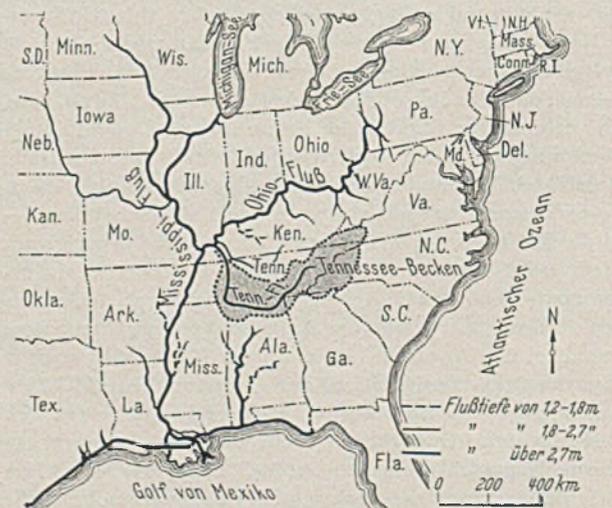


Abb. 3. Die geplante Schiffbarmachung des Tennessee-Beckens, als Teil des Wasserstraßennetzes vom Mississippi.

schehen, so daß sich kein nennenswerter Frachtschiffverkehr (Abb. 4) entwickeln konnte. Die Flußtiefen betragen im Mittel Laufe zwar durchschnittlich bis 1,2 m, am Wilsonsdamme jedoch nur 0,9 m und weiter stromaufwärts in der Gegend von Knoxville

nur 0,3 m bei Niedrigwasser; daher gehörte es zu den vordringlichsten Aufgaben der neugegründeten T.V.A. einen Plan für die Herstellung ausreichender Wassertiefen (mindestens 1,2 m) auszuarbeiten. Diese ins Auge gefaßte Verbesserung der Schiffbarkeit (Abb. 3) mußte naturgemäß auch die Regelung der Überflutungen, die Verteilung der Regenhöhen und die Einflüsse der Gebirgsgliederung berücksichtigen. Zerklüftete Gebirge, starke Regenfälle und steil abfallende Berghänge im Osten des Beckens, in Verbindung mit ziemlich wasserundurchlässigem Boden, bedingen eine

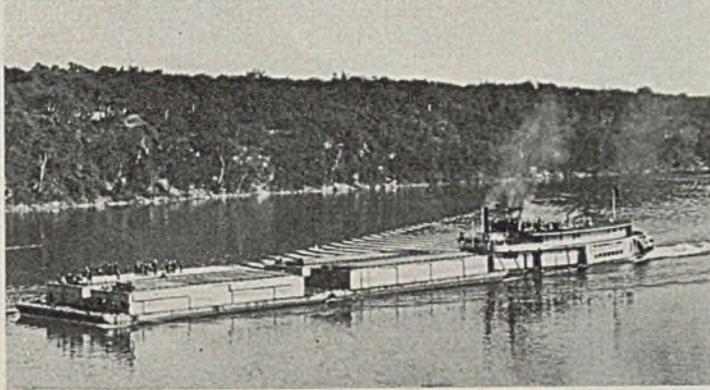


Abb. 4. Frachtkähne, die vom Heck-Raddampfer vorwärts geschoben werden, an der Tennessee-Mündung, auf der Fahrt nach dem Mississippi.

starke Zusammendrängung des Wasserablaufes. Außer mehreren kleinen Orten hatte besonders die Stadt Chattanooga durch ihre ungünstige Lage in der Mitte des Beckens durch ausgedehnte Überschwemmungen zu leiden. Weiter ist zu erwähnen, daß der Tennessee als weitaus größter Nebenfluß des Ohio (Abb. 1 u. 3) auch einen nicht zu unterschätzenden Beitrag für die großen Überschwemmungen des Mississippi liefert. Bei der Flut-Katastrophe im März 1927 betrug der Anteil des Tennessee etwa ein Fünftel der gesamten Wassermasse des Mississippi.

Bei Zusammenstellung der Pläne über die Krafterzeugung wurde davon ausgegangen, daß die Regierung im Jahre 1918 die erste Staumauer im Tennessee-Becken, den Wilson-Damm nebst den zugehörigen Kraftwerken von Muscle Shoals erbaut hatte und zwar mit zwei sehr kostspieligen Nitraterzeugungsanlagen, die bei Kriegsende brach gelegt wurden. Die Kraftwerke fanden jedoch noch teilweise Verwendung; die T.V.A. übernahm nun alle vorhandenen Anlagen als Ausgangspunkt für die weitere Elektrizitätserzeugung und bezog auch die Staumauer in die Entwürfe der ganzen Staumauerkette ein. Nur ein genau aufeinander abgestimmtes System von Staumauern kann die ungezügelten Gewässer in eine willige Dienerin der Menschheit und in einen dauernden Kraftspender von größter Regelmäßigkeit verwandeln. — Gegen die Krafterzeugung durch die von der Regierung eingesetzte T.V.A. machte sich sehr bald eine starke Gegnerschaft seitens der privaten Verbände und Unternehmer geltend, die sich durch diesen staatlichen Eingriff in ihren bisherigen Vorrechten bedroht sahen, so daß sogar eine Rechtsentscheidung von der obersten Behörde der USA. herbeigeführt werden mußte, die zwar zugunsten der T.V.A. ausfiel, jedoch eine Verzögerung in der Durchführung der Vorarbeiten verursachte. Die doppelte Aufgabenstellung, nämlich der Kraftgewinnung und des Baues von Staumauern nebst Stauseen wurde aber durch einen weiteren Umstand erschwert. Da die zur Verbesserung der Schiffbarmachung notwendige Anlegung von Staumauern zwangsläufig durch die Energie des abwärts strömenden Wassers mit Kraftgewinnung verbunden ist, so war es zunächst in der dortigen Gegend schwer, einen ausreichenden und aufnahme-

fähigen Markt für die erzeugten großen Energiemengen zu finden. Es entstand somit die weitere wichtige Aufgabe, neue Industrien und Absatzgebiete zu erschließen, die in der Lage waren, den plötzlich auftretenden gesteigerten Zuwachs an elektrischer Energie aufzunehmen.

Diese Betrachtung über die verwickelte Aufgabenstellung bei der Durchführung der T.V.A.-Pläne dürfte ausreichen, um die unbedingte Notwendigkeit zu rechtfertigen, die auf eine vollkommen umfassende Entwicklung und Beherrschung des Flußgebietes abzielt, an Stelle der bisherigen Unterteilung in Einzelaufgaben, deren getrennte Lösung angestrebt wurde. Allerdings war die Verwirklichung der sich vielfach widersprechenden Forderungen technischer und wirtschaftlicher Art oft mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. So waren z. B. die Zurückhaltung des Flutwassers und die Anstauung von Nutzwasser einander entgegengesetzte Aufgaben, weil im ersteren Falle das Staubecken möglichst leer sein mußte, um bei Überschwemmungen die Wassermengen aufnehmen zu können, im letzteren Falle jedoch einigermaßen gefüllt sein muß, um den Zweck der Wasserverteilung erreichen zu können. Ähnlich verhält es sich mit der Unterhaltung von Stauhaltungen, die der Flußschifffahrt nützen sollen und gleichzeitig für die Energiegewinnung bestimmt sind. Es war daher in den meisten derartigen Fällen bei Berücksichtigung aller vielseitigen Aufgabenziele fast immer nötig zu Kompromißlösungen zu greifen und den Einfluß der einzelnen Faktoren gegeneinander mit Annäherung abzuschätzen, um auf diese Weise die bestmögliche Gesamtlösung zu erzielen. Eine unvorhergesehene Schwierigkeit entstand bei den Arbeiten auch dadurch, daß die neu anzulegenden Stauseen mit ihrem ruhigen Wasser als Brutplätze der Moskitos anzusehen waren, da die Malaria in einzelnen Abschnitten des Tennessee-Beckens als vorherrschend zu bezeichnen war und eine Ausbreitung dieser Krankheit befürchtet werden mußte. Selbst in den gebirgigen Gegenden des Ostens, wie z. B. an der Norris-Staumauer, wo die Malaria fast unbekannt war, wurde durch Versuche bestätigt, daß die Moskitos die von den Staubecken gebotenen Wasserflächen sofort als Brutstätten benutzten. Dieser uns vielleicht nebensächlich scheinender Übelstand mußte daher mit allen Mitteln der neuzeitlichen Hygiene und durch medizinische Studien in schärfster Weise bekämpft werden. Eine weitere Behinderung

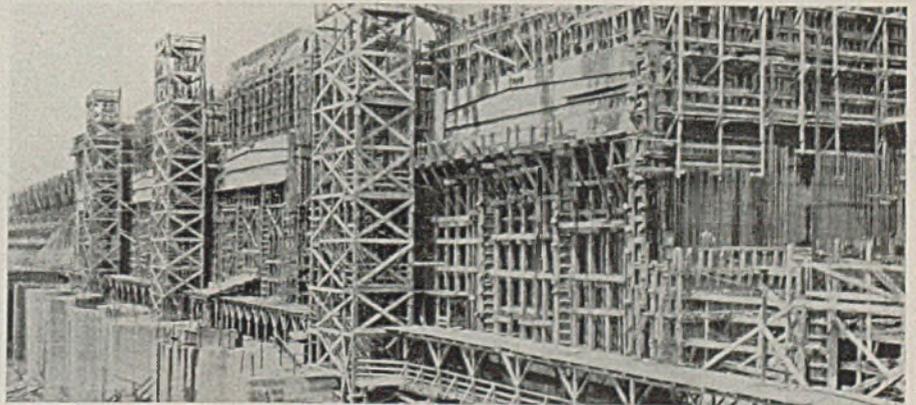


Abb. 5. Die Wheeler-Staumauer während des Baues mit Verschalungen und abgedeckten Laufgängen.

der Bauausführung ergab sich dadurch, daß die im Entwürfe vorgesehenen Stauseen gerade das für die Land- und Forstwirtschaft am besten geeignete Gelände bedeckten, welches für das Tennessee-Becken von hoher wirtschaftlicher Bedeutung war und nun überflutet werden sollte. Außerdem mußte eine Umsiedlung der dort ansässigen Bauern durchgeführt und ihnen als Ersatz neues günstiges Gelände usw. zur Verfügung gestellt werden, was in manchen Fällen zu starken Reibungen führte. Im Bereiche der neuen Wheeler-Staumauer (Abb. 1 u. 5) lag ein Geländestück von etwa 200 km² mit Baumwollpflanzungen, ebenso am Norris-Staubecken ein großer Streifen mit Getreidefeldern. Hierüber hinausgehend kamen auch die für die Stauseen vorgesehenen Flächen mit Ver-

kehrstraßen, Eisenbahnen, Städten, Industrieanlagen, Friedhöfen usw. in Berührung, so daß in jedem einzelnen Falle zu entscheiden war, ob die Kosten für Verlegung dieser Bauten gerechtfertigt werden konnten, wozu oft langwierige Verhandlungen über Abfindungen usw. eingeleitet werden mußten. In den weitaus meisten Fällen ließ sich jedoch die Verwirklichung der von der

T.V.A. aufgestellten Baupläne ohne erheblichen Verlust an technischer Wirksamkeit und ohne größere Entschädigungen durchführen.

Während der schrittweisen Durcharbeitung der Entwürfe und der zugehörigen Aufstellung von Berechnungen über Wirtschaftlichkeit usw. war es gleichzeitig erforderlich, schon mit der Ausführung einzelner Bauteile vorwärts zu kommen, obwohl die Vorbereitungen hierzu nicht immer ganz vollendet waren. — So wurde der Baubeginn der Norris-Staumauer (Abb. 6—10) als eine der vordringlichsten Arbeiten angesehen und den anderen Bauten vorgezogen; die Inangriffnahme der Wheeler-Staumauer (Abb. 5) wurde vom Präsidenten auf den Herbst 1933 festgesetzt und als Mittel zur Bekämpfung der hohen Arbeitslosigkeit in der dortigen Gegend angesehen. Durch diese vielseitigen Nebenbedingungen und Sonderwünsche wurden der Durcharbeitung der Entwürfe und der Ausführung der Bauten manche Hindernisse und Störungen bereitet, aber im allgemeinen kann doch gesagt werden, daß trotz all dieser Widerstände und unvorhergesehener Reibungen die Einhaltung der großen Entwurfs-Richtlinien gelang, allerdings mußten manchmal Mittelwege gewählt werden, um rascher zum Ziele zu kommen. — Die Schleuse an der Wheeler-Staumauer wurde z. B. für die Durchfahrt der Schiffe von den staatlichen Ingenieuren der Armee mit einer Höhenkote von 541 Fuß vorgesehen, aber aus Gründen der Flußregelung und Kraftgewinnung machte sich eine Höhe von 555 Fuß unbedingt nötig, um die Kosten einer Zwischen-Staumauer zwischen den vorgesehenen Wheeler- und Gunterville-Staumauern (Abb. 1) einzusparen. — Anschließend begann unabhängig hiervon der Bau der Pickwick-Stau-

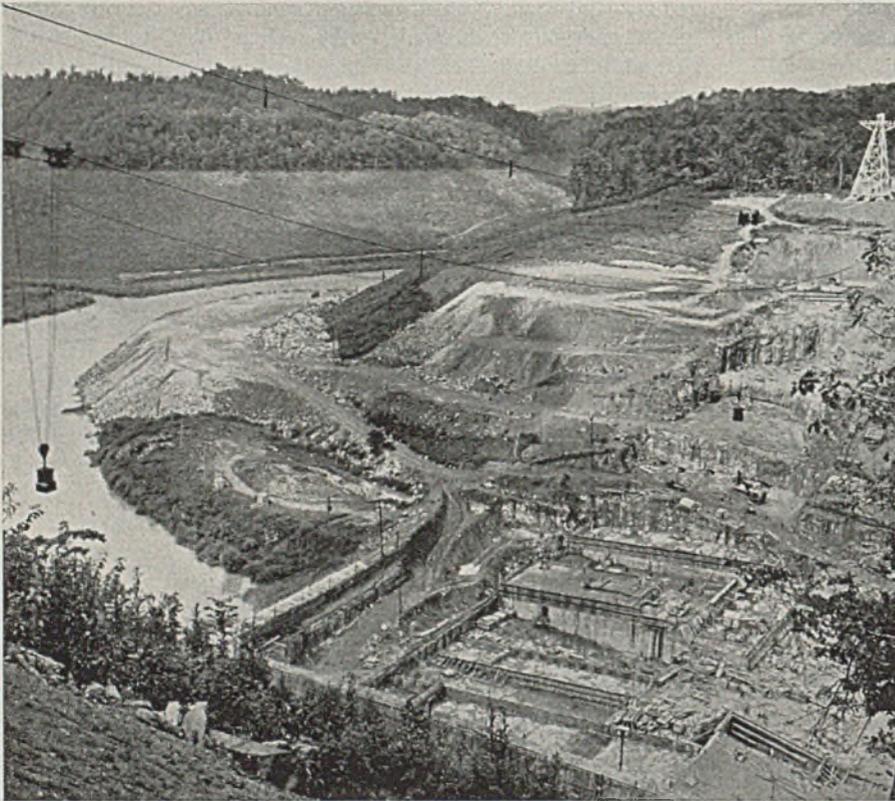


Abb. 6. Die Baustelle der Norris-Staumauer zu Beginn der Bauarbeiten 1935.

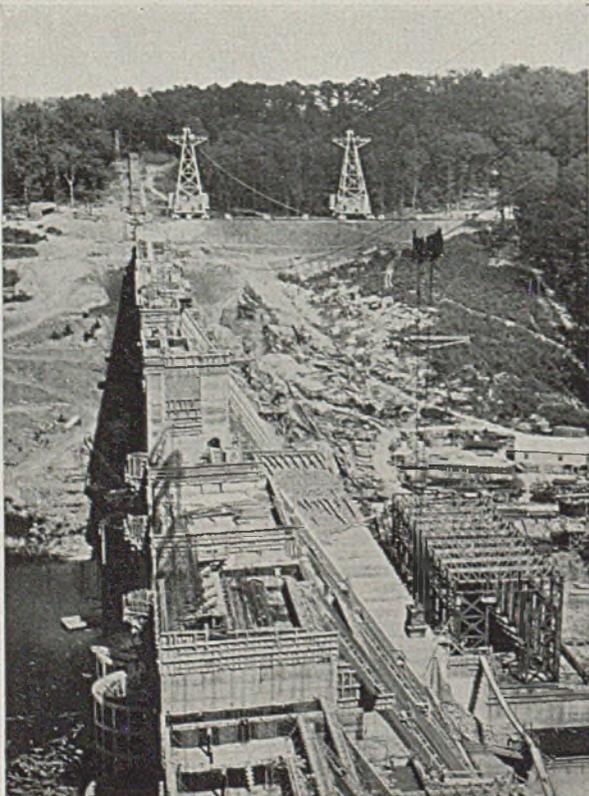


Abb. 7. Ansicht der im Bau befindlichen Norris-Staumauer von oben. (Anfang 1936.)

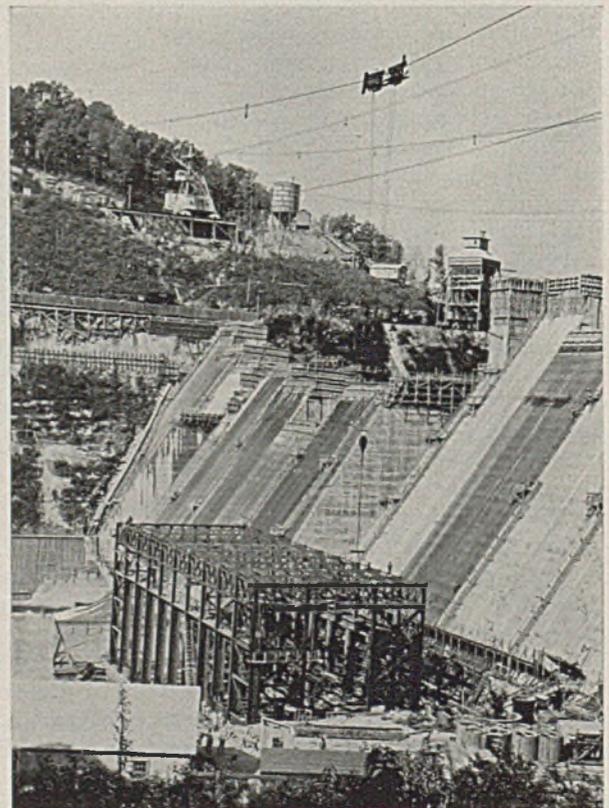


Abb. 8. Blick gegen die im Bau befindliche Norris-Staumauer mit dem Maschinenhaus im Vordergrund und den Kabelkranen zur Baustoffzuführung oben.

mauer; auch der Baubeginn der Chickamauga-Staumauer (Abb. 1) mußte nach längerer Beratung vorverlegt werden, damit diese den stärker werdenden Wasserdruck aufnehmen konnte, obwohl ursprünglich der Guntersville-Staumauer der Vorzug gegeben werden sollte.

Bei der Planung der Staumauerkette (Abb. 1 u. 11) im Tennessee-Becken wurden nach eingehenden vergleichswisen Studien hohe

Programms in den Vordergrund gestellt und zwar die Erhaltung und Aufforstung der bestehenden Waldungen und zweitens die Wiederherstellung und Einebnung der ausgedehnten Bodenflächen, die durch die Auswaschungen (Erosion) bei größeren Regenfällen schwer gelitten haben und schließlich für die Landwirtschaft unbrauchbar geworden sind. Die Direktion der T.V.A. ordnete weiter die neuzeitliche Einrichtung von Laboratorien an, für die Unter-

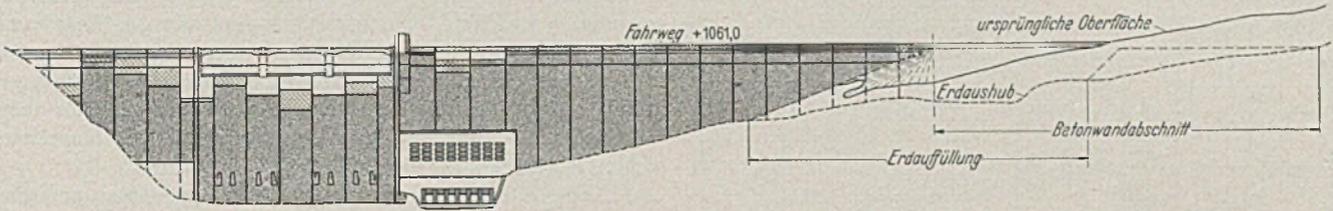


Abb. 9. Der Baufortschritt der Norris-Staumauer Anfang 1936. (Die schraffierten Mauerblöcke wurden im März 1936 fertiggestellt.)

Mauern günstiger und zweckmäßiger gefunden als eine größere Anzahl von niedrigen Mauern. So wurde auch die inzwischen fertiggestellte Norris-Staumauer mit einer größeren Höhe erbaut als die Armee-Ingenieure zunächst vorgesehen hatten, um eine bessere Ausnutzung zur Energie-Erzeugung zu erzielen. Auch die Fassungsvermögen der Staubecken wurden genau zueinander abgestuft und das Zusammenarbeiten aller Anlagen, auch im Falle eintretenden Hochwassers, rechnerisch festgelegt.

Die staatliche geologische Überwachung (Geological Survey) war beauftragt worden, das vorhandene mangelhafte Karten-

suchung neuer Pflanzen-Nährstoffe und die Durchführung von großzügigen Versuchsreihen, um deren praktische Brauchbarkeit für die Landwirtschaft zu beweisen. Zu diesem Zwecke wurden auch die Werke von Muscle Shoals neu ausgestattet, damit die Herstellung von künstlichen Düngemitteln im großen aufgenommen werden konnte. Hierhin gehörte auch ein Demonstrationsprogramm, um den Wert, die Wirksamkeit und die zweckmäßige Verwendung dieser Stoffe zur allgemeinen Kenntnis der Landbevölkerung zu bringen. Eine keramische Versuchsanstalt wurde in der Stadt Norristown eingerichtet; in weiteren Versuchsanlagen wurden die in der dortigen Gegend gefundenen Mineralien usw. geprüft, um gegebenenfalls deren Verwendbarkeit für Industrie- oder Handelszwecke festzustellen. Bei der Durchführung aller dieser Aufgaben und den sich anschließenden Maßnahmen ließ es sich nicht immer vermeiden, daß die Belange einzelner Verbände und Wirtschaftsgruppen berührt oder gar gestört wurden; die T.V.A. hatte daher mit Schwierigkeiten und Verwicklungen aller möglichen Arten zu tun, da in vielen Fällen Eingriffe in einige Gebiete trotz stärksten Protestes nicht zu umgehen waren. — So eigenartig es klingen mag: Eine Hauptschwierigkeit entstand aber durch tiefgehende Meinungsverschiedenheiten zwischen der Leitung der T.V.A. und der Regierung in Washington selbst. Ein Teil der Kongreß-Mitglieder hatte seine Stimme lediglich für den Aufbau von Kräfteerzeugungsanlagen abgegeben, jedoch für keine weiteren Zwecke; andere Mitglieder hatten hingegen für das umfassende T.V.A.-Programm gestimmt. Diese Spaltung über die Ziele des Programms verursachte starke Reibungen und Verzögerungen bei Durchführung der Entwurfsarbeiten. Auch Auseinandersetzungen innerhalb der T.V.A.-Leitung über die Abgrenzung der einzelnen Machtbefugnisse traten wiederholt ein, die namentlich in der Dreiteilung des Direktoriums (Flußregelung — Land- u. Forstwirtschaft — Kraftgewinnung) ihre Ursachen hatten, weil es oft schwer

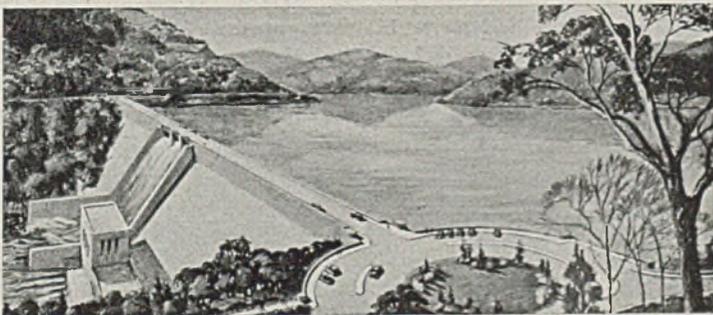


Abb. 10. Die Norris-Staumauer mit dem Stausee nach Fertigstellung 1937.

material zu ergänzen und Höhenaufnahmen für die Stauseen usw. anzufertigen, die den Berechnungen zugrunde gelegt werden konnten; auch für die zahlreichen Verlegungen von Straßen, Eisenbahnen usw. wurden diese neu zusammengestellten Karten benutzt. Durch Gemeinschaftsarbeit der staatlichen Büros für Bodenforschung (Bureau of Chemistry and Soils) und der Abteilung für Land- und Forstwirtschaft wurden Karten über die Bodenbeschaffenheit angefertigt. Weiterhin wurden ausführliche Messungen über Regenhöhen, Wasserverdampfung usw. durch die Stationen des staatlichen Wetterbüros angestellt, ferner über die Strömungsgeschwindigkeit und über die Fluß-Verunreinigung durch Sinkstoffe usw. — Im Umkreise der für die Staumauern vorgesehenen Stellen wurden Erdbohrungen vorgenommen und anschließende geologische Studien angestellt, um die günstigsten Plätze ausfindig zu machen, und um zu prüfen, ob etwa wertvolle Lagerstätten von Mineralien usw., auch durch die Staubecken, angeschnitten oder vom Wasser überdeckt würden. — Aus allen diesen Untersuchungen und Messungen als Grundlage entstand nun der umfassende Arbeits- und Bauplan der T.V.A. für die sofort zu beginnenden Bauarbeiten und für die später vorgesehenen Unternehmen.

Gleichzeitig mit den Arbeitsmaßnahmen der Flußregelung und dem Beginn der Bauten wurde die Klärung aller damit zusammenhängenden Fragen eingeleitet. So wurden zwei Hauptpunkte des

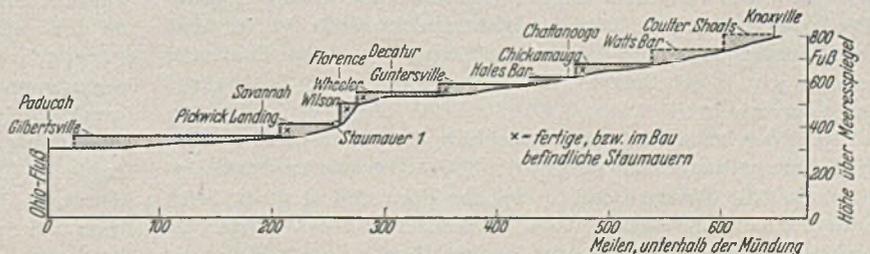


Abb. 11. Die Staumauerkette mit 9, z. T. fertigen Staumauern, nebst den Staustufen des Tennessee-Flusses.

war, sämtliche Fragen zu einer allseits befriedigenden Gesamtlösung zu bringen.

Der Tennesseefluß hat an seiner Mündung in den Ohiofluß eine mittlere jährliche Durchflußmenge von rd. 60 Milliarden m³; die jahreszeitlichen Schwankungen der Wassermengen sind jedoch außerordentlich stark und betragen z. B. bei Florence (Abb. 12) im äußersten Falle etwa das 25fache bei Hoch- als bei Niedrigwasserstand. Ein vollständiger Ausgleich dieser großen Unterschiede

würde ein sehr ausgedehntes Speicherbecken erforderlich machen. In dieser Hinsicht hat man sich vergegenwärtigt, daß die Speicherung des Wassers und die Flußregelung immer entsprechend den aufzuwendenden Kosten und nach Maßgabe des zu erwartenden Nutzens bewertet werden müssen. Nicht bei jedem Flusse ist eine Regelung genügend wirtschaftlich und auch die angelegten Staubecken können nicht immer voll ausgenutzt werden. Die ersten vorläufigen, von den Armee-Ingenieuren angestellten Studien, die bereits 1930 abgeschlossen wurden, ergaben, daß ein wünschens-

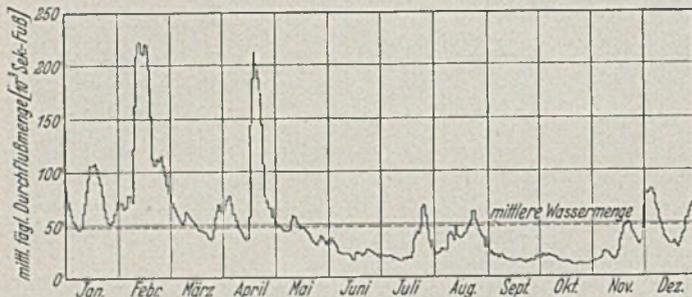


Abb. 12. Die jahreszeitlichen Schwankungen der Wassermengen des Tennessee, gemessen bei Florence (Alabama).

wertiger Grad der Vereinigung von Flußregelung und Kraftgewinnung durch Stauhaltung erreicht werden konnte, die also mehrfachen Aufgaben dienen. Die von der T.V.A. weiter fortgesetzten planmäßigen Untersuchungen bestätigten diese grundsätzlichen Erkenntnisse, so daß die Rechnungen und vergleichswise Gegenüberstellungen über das Maß der aufzuspeichernden Wassermengen ungefähr zu den gleichen Resultaten führten. — So ergaben die T.V.A.-Rechnungen, daß zum Schutze der am meisten durch Überschwemmungen gefährdeten Stadt Chattanooga und anderer Orte am mittleren Tennessee, die örtlichen Schutzdammbauten bei größeren Überflutungen nicht ausreichend seien, selbst bei wesentlicher Erhöhung der Deichkronen. Auch mit den früheren, von der Mississippi-Kommission angestellten Berechnungen ergaben sich im großen und ganzen ziemlich gute Übereinstimmungen, so daß eine einigermaßen sichere Grundlage für die weiteren baulichen Maßnahmen gegeben war. — Zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt würde zur Versorgung der Schleusen von Knoxville bis zur Mündung bedeutend weniger an Stauwasser erforderlich sein, aber es würde dann die Wirtschaftlichkeit der Staumauern in Frage gestellt und zwar durch die damit verbundene starke Verminderung der Energiegewinnung. — Nach nochmaliger Nachprüfung der ganzen Rechnungen ergab die endgültige Entscheidung, daß die Aufstauung von nicht weniger als 12 Milliarden m^3 Wasser am wirtschaftlichsten sei und daß über die Hälfte dieses Betrages in Reserve gehalten werden müsse als Ausgleichsbecken für die Regelung der Wassermengen der oberen Zuflüsse des Tennessee-Beckens. — Die zunächst vorgesehene Staumenge, die sich auf die Kette von neun Staueen verteilt, beträgt insgesamt etwa 5 Milliarden m^3 . — Der Nutzen der Speicherbecken besteht nicht allein im Ausgleich der Flutmengen; durch die Zurückhaltung der großen Schlammengen wird diesen Sinkstoffen die Ablagerung in den Schifffahrtskanälen verwehrt.

Bei der konstruktiven Entwicklung der für mehrere Zwecke bestimmten Staubecken folgten die T.V.A.-Ingenieure der Richtlinie, daß die Wasser-Reserve von der Flutregelung nicht durch andere technische Maßnahmen geschmälert werden dürfe. Es wurden deshalb endgültige Anweisungen für den Zeitabschnitt der Flutstauung getroffen und diese sind nach Inbetriebsetzung der einzelnen Staubecken genauestens einzuhalten. Die Hochwasser im Tennessee-Becken treten, von ganz geringen Ausnahmen abgesehen, im Zeitabschnitte vom 1. Dezember bis 15. April auf (Abb. 12). Bis das Ende dieser Hochwasserzeit heranrückt, kann daher die Reserve für andere Zwecke dienstbar gemacht werden; gleichzeitig muß auch in den letzten Tagen dieser Periode ein Teil des gespeicherten Wassers zum Ausgleich für die Trockenzeit im Sommer zurückgehalten werden. Es bleibt aber immer ein gewisses Risiko, indem diese Wasserreserve gelegentlich auch für

andere ungeeignete Zwecke vorbenutzt werden muß. Sehr große Fluten kommen im Tennessee-Becken meist nur in langen Zeitabschnitten von vielen Jahren vor; daher hängt die Wirksamkeit der Maßnahmen von der folgerichtigen und genauen Einhaltung der Betriebsführung aller Anlagen ab. — Planmäßige Aufstellungen von Fluthöhen wurden am oberen Tennessee in der Gegend von Knoxville erst um die Jahrhundertwende begonnen, während am Mittellauf bei Florence derartige Messungen schon seit 1874 aufgenommen wurden. Im Allgemeinen sind hier die Flutmessungen viel jünger als dies bei anderen amerikanischen Flüssen der Fall ist. Die zu überblickende Zeitspanne ist daher etwas zu kurz, um ein umfassendes Bild über die Flutverteilung gewinnen zu können und um sichere Grundlagen für die Fluthäufigkeit und die wahrscheinlichen Fluthöhen für die Zukunft zu besitzen.

Andererseits sind die Statistiken über Regenhöhen und die Messungen über die Strömungen des Tennessee in ihrer Zusammensetzung die besten Hilfswerte zur Ableitung des wahrscheinlichen Flutumfangs. — Da in anderen Flußgebieten wesentlich weiter zurückreichende statistische Beobachtungen über Regenhöhen und Fluthäufigkeiten verfügbar waren, so sind wiederholt theoretische Versuche gemacht worden, fremde Zahlenreihen als Grundlagen für derartige Wahrscheinlichkeitsrechnungen zu benutzen. Jedoch im Hinblick auf die verschiedenartigen Einflüsse der Gebirge und anderer Nebenerscheinungen glaubten die T.V.A.-Ingenieure nicht an die unbedingte Zuverlässigkeit und Gültigkeit der empirischen Formeln, die von anderen Flußgebieten abgeleitet worden waren. — Eingehende Forschungen über die Flutregelungsmaßnahmen im Tennessee-Becken zeigten, daß Messungen von Höchstfluten eines Gebietes berücksichtigt werden müssen, welches sich ziemlich weit nach dem Osten der U.S.A., und zwar bis zu etwa 500 km von der Meeresküste und andererseits bis weit in das Stromgebiet des Mississippi erstreckt, so daß der Aufgabenumfang bedeutend erweitert werden mußte. — Seit Jahren ist Chattanooga bei Überschwemmungen stets der kritischste Punkt des ganzen Beckens. Diese Großstadt von über 125 000 Einwohnern ist so ungünstig gelegen, daß die unteren Geschäfts- und Fabrikbezirke selbst bei mittleren Fluten sofort unter Wasser stehen. — Als Gesamtergebnis des ganzen Fragenkomplexes über den Flutschutz des Beckens wurde schließlich festgestellt, daß die Staubecken wohl die Fluthäufigkeit und das Maß der Höchstfluten stark herabmindern, daß sie jedoch nicht in der Lage sind, die Überschwemmungen an allen Stellen des Flußlaufes vollkommen auszuschalten. Daher wird für einzelne bedrohte Stellen des Mittellaufes die Anlegung von Flutschutzdämmen und ähnlichen Hilfsmaßnahmen empfohlen und zwar in ähnlicher Weise wie derartige Bauten im größten Maßstabe am Mississippi durchgeführt werden.

Der Ausbau des Schifffahrtskanales von durchgängig 2,7 m Mindesttiefe auf der ganzen etwa 1000 km langen Strecke von Knoxville bis nach Paducah, an der Mündung in den Ohiofluß ist eine der Hauptaufgaben der T. V. A. — Diese Schiffbarmachung erfordert eine fortlaufende Reihe von Staumauern mit Schleusen, um den ganzen Flußlauf in eine zusammenhängende Kette von Staueen von ungefähr gleicher Tiefe zu verwandeln. Es ist bemerkenswert, daß nach Fertigstellung der geplanten schiffbaren Strecke auch der Tennessee-Fluß zu einer erheblichen Erweiterung des gesamten Wasserstraßennetzes der Ver. Staaten (Abb. 3) beitragen wird, welches dann eine Gesamtlänge von über 11 000 km besitzt. — Wegen seiner vielen seichten Stellen, Sandbänken, Felsriffen und Stromschnellen konnte der Tennessee im bisherigen Zustande fast gar keinen durchgehenden Schiffsverkehr aufnehmen. Stromaufwärts von Muscle Shoals hinderte die reißende Strömung jeden Schiffsverkehr; stromabwärts konnten kleinere Schiffe nur während weniger Monate des Jahres verkehren. — Es sind zwar schon ziemlich frühzeitig an einzelnen Stellen Versuche zur Stromverbesserung angestellt worden, die aber im Laufe der Zeit, namentlich durch die starke Mitführung von Sinkstoffen allmählich wieder verloren gingen. Die früheren Wasserbauarbeiten, welche die Herstellung der erforderlichen Wassertiefen durch Aushebung eines Kanalbettes bezweckten, haben sich als unwirtschaftlich und undurchführbar erwiesen und zwar hauptsächlich wegen der Unmög-

lichkeit, dem Kanale bei der vorgeschriebenen Mindesttiefe auch die genügende Breite zu geben. Wenn jedoch der Fluß nach Herstellung eines Schifffahrtskanales verwendbar sein soll, so muß diese Fahrinne auch dauerhaft sein und darf nicht durch ungewöhnlich rasche Verschlammung unbenutzbar werden, außerdem muß dauernd genügend Wasser zum Betriebe der Schleusen verfügbar sein. Weiterhin müssen auch die Baukosten verhältnismäßig niedrig sein, so daß die jährlichen festen Kosten und die laufenden Betriebsausgaben durch die Einnahmen an Schiffsfrachten usw. mit getragen werden können. Die von den Armeeingenieuren angestellten Wirtschaftlichkeitsberechnungen ergaben, daß diese Voraussetzungen für das Tennessee-Becken durchaus zu treffen können.

Ein Staffelausbau von Schleusen und Staudämmen von geringen Höhenunterschieden, wie z. B. am Ohiofluß würde beim Tennessee einen nur begrenzten Wert besitzen und würde durch die Vielzahl der Schifffahrt unnötige Hindernisse bereiten, weil die kleinen Staubecken zu starken Schwankungen in den Wasserständen unterworfen sind. Niedrige Dämme sind auch für die Flutregelung fast wertlos und ergeben ungünstige Wirkungsgrade bei der Kraftgewinnung. Es war daher bei den Planungen immer das Bestreben vorherrschend, mit möglichst wenig Staumauern auszukommen und zwar etwa neun (Abb. 1 u. 11), so daß durchschnittlich auf jede 90 km Flußlänge nur eine Staumauer entfällt. Die entstehenden Staustrecken sind dann groß genug, um die starken Windungen des Schifffahrtskanales auszugleichen, indem viele der scharfen S-Kurven überflutet werden.

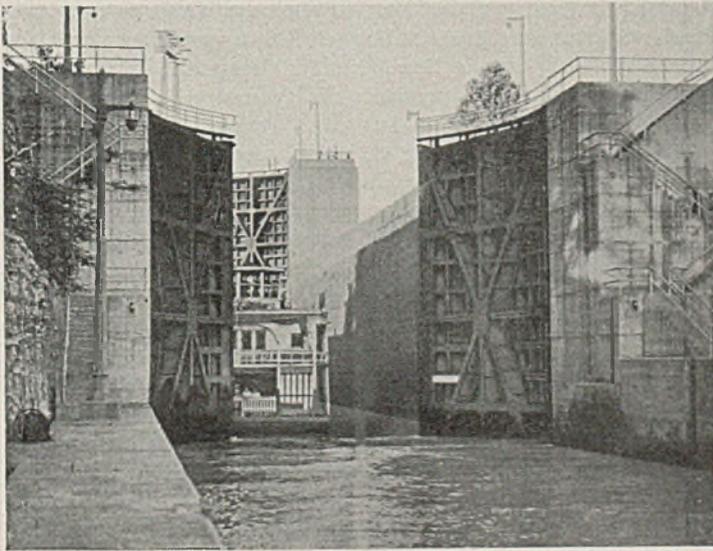


Abb. 13. Die Schleusen an der Wilson-Staumauer; der Beginn der Schiffbarmachung des Tennessee-Flusses.

Von der Staumauerkette sind zur Zeit (Anfang 1937) vier Mauern im Bau begriffen und zwar: Pickwick, Wheeler, Gunterville und Chickamauga, die mit dem bereits bestehenden alten Wilson-Damm (Abb. 13) und dem Hales Bar-Damm eine gesamte schiffbare Flußstrecke von rd. 450 km ergeben. Es sind noch drei weitere Staumauern in der Umgebung von Gilbertsville nötig, um die Flußschifffahrt vollkommen zu entwickeln, so daß die endgültige Gesamtlänge rd. 1000 km betragen wird.

Die Vorstudien über die Wirtschaftlichkeit des Flußverkehrs sind noch nicht abgeschlossen, zeigen aber schon jetzt, daß wesentliche Ersparnisse an Frachtkosten durch die geplante Wasserstraße erzielt werden können. Auch für die wichtigsten Nebenflüsse, so z. B. den Holston- und den Clinchfluß, in geringerem Maße auch den Duck- und Elkfluß treffen diese Betrachtungen zu. Außerdem werden z. B. durch die beiden letztgenannten Nebenflüsse die reichen Phosphatlager von Mittel-Tennessee zur weitgehenden Aufschließung gebracht, während diese Gegend bisher vom Verkehr kaum berührt wurde. Aber nicht allein die Frachtschifffahrt soll eine neue wichtige Einnahmequelle des Tennessee-Beckens bilden.

Die Staustrecken (Abb. 11 u. 13) zwischen den Staumauern sind auch leicht befahrbar für Vergnügungs- oder Sportfahrzeuge; den zu erwartenden Touristen werden die landschaftlichen Schönheiten der noch wenig besuchten Berggegenden in bequemer Weise zugänglich gemacht. Auch die kleineren und abgelegenen Städte am Tennessee sollen als Ausgangspunkte für Touristenfahrten auf dem Wasser und als Anmarschwege zum Besuche der Gebirgsgegenden am oberen Tennessee benutzt werden. Überdies erwartet man auch, daß diese Schiffbarmachung indirekt eine erhebliche Ermäßigung der Eisenbahnfrachtraten im Gefolge haben wird, womit der industriellen und wirtschaftlichen Entwicklung des Beckens ein weiterer Auftrieb gegeben wird. Von all den zahlreichen Aufgaben und Unternehmungen der T.V.A. ist fraglos die am meisten und stärksten kritisierte das Programm für die Verteilung und den Verkauf von elektrischer Energie anzusehen, die in den Kraftwerken des Wilson-, Norris- und Wheelerdammes gewonnen wird. Den Hauptgrund für die Angriffe bildeten die rechtlichen Schwierigkeiten, in die die T.V.A. nach allen Seiten verwickelt wurde; in der Hauptsache durch die Privatfirmen und Verbände des Tennessee-Gebietes. Daher war die T.V.A. auch zunächst in der Erweiterung des Elektrizitätsabsatzes gehindert und konnte im direkten Verkauf an die Städte, Gemeinden und ähnliche Verbände nur geringe Fortschritte erzielen. Der weitaus größte Teil der erzeugten kW-Stunden mußte vorläufig an Privat-Gesellschaften abgegeben werden.

Ein nachdrücklicher Erfolg wurde jedoch später erreicht, als es gelang Lieferungsverträge mit den Städten, Kreisen usw. zu einem sehr niedrigen kW-Stundenpreise im großen Maßstabe unter gewissen Vorbehalten des Wiederverkaufes abzuschließen. Die Nachprüfungen der T.V.A. ergaben, daß alle diese Verbände durch diese Kontrakte recht ansehnliche Verdienste machen konnten; andererseits haben die herabgesetzten Strompreise zu einer ungewöhnlichen Steigerung des Verbrauches im Haushalte und in den landwirtschaftlichen Betrieben geführt. Weiter hat dieser neue Preismaßstab für den Strom, ausgehend von der T.V.A., in fast allen Staaten der USA. vorbildlich und richtungsweisend gewirkt, andererseits aber auch die erbitterte Feindschaft der kapitalistisch eingestellten privaten Elektrizitätsverbände eingetragen.

Während die wirtschaftliche Entwicklung des Tennessee-Beckens nicht unmittelbar als Teil der technischen T.V.A.-Arbeiten anzusehen war, so ist es doch offenbar, daß die ungeheuren Ausgaben, die für die Staumauern, Kraftwerke usw. aufgewandt wurden, nicht allein gerechtfertigt erscheinen, wenn nicht auf der andern Seite ein beträchtlicher Aufschwung durch neue Industrien und sonstige gewerbliche Betriebe für das Tennessee-Becken zu erwarten ist. Bis auf den heutigen Tag kann der Aufschluß dieses wenig berührten Gebietes vom wirtschaftlichen Standpunkte noch nicht als gesichert oder gar abgeschlossen gelten. Es werden hier nur wenig landwirtschaftliche Ausfuhrsgüter erzeugt, so daß die Vorbedingungen für die Aufnahmemöglichkeit von Industrie- und Handelswaren zunächst nur beschränkt sein können; die Mehrzahl der dort ansässigen Landbevölkerung ist ziemlich unbemittelt und findet ihr kärgliches Auskommen durch den Anbau der eigenen Scholle.

Immerhin bleiben noch wichtige Gelegenheiten zu industrieller Ausbeutung mittleren und größeren Umfanges. So sind z. B. in der Nähe der Stadt Knoxville die Werke der Aluminum Co of America als größte Aluminium-Gewinnungsanlagen der USA. zu erwähnen, ferner bedeutende Werke für die Zinkgewinnung, außer dem Kalk- und Marmorbrüche, ferner Phosphat-, Eisen- und Kohlenlagerstätten, die z. T. noch nicht abgebaut werden.

Eine der entmutigendsten Erfahrungen, die die T.V.A. im Laufe der Durchführung ihrer Pläne und Maßnahmen gemacht hat, war das fast gänzliche Fehlen von Verständnis der dortigen Kreise für die wirtschaftlichen oder finanziellen Fragen der vielseitigen Probleme. Abgesehen von den Versuchen zur Bodenverbesserung und von der Erzielung möglichst niedriger Stromkosten zeigte sich auch die Bevölkerung den Anstrengungen und Arbeiten der T.V.A. gegenüber ziemlich gleichgültig oder gar ablehnend. Höchstens die riesigen Aufwendungen für das landwirtschaftliche Programm

finden einiges Interesse aber auch Kritik in der Stadt und auf dem Lande. Infolge der Vorurteile und in Verkennung der T.V.A.-Maßnahmen war daher in der Regel ein verständnisvolles Zusammenarbeiten mit den örtlichen Behörden sehr erschwert; durch einen Pressefeldzug und durch Flugschriften gegen die T.V.A. wurde die Bevölkerung falsch unterrichtet und irreführt.

Das vielseitige T.V.A.-Unternehmen wird in Amerika in allen Veröffentlichungen und Tageszeitungen allgemein als „Experiment“ bezeichnet und zwar meist zur Verdeutlichung seines Umfanges als „Experiment mit 300 Millionen Dollars“. — Mit dieser aus der Gründungszeit der T.V.A. herrührenden Ausdrucksweise sollte die Unsicherheit der technischen und wirtschaftlichen Grundlagen, die gewagte Spekulation auf den Absatz der erzeugten Energiemengen und schließlich die völlige Ungewißheit des Ausganges aller Maßnahmen treffend gekennzeichnet werden. Damals wurde von unterrichteten Kreisen und auch von einzelnen Fachleuten das Mißlingen dieses zusammengesetzten Experimentes mit Bestimmtheit vorausgesagt. — Heute nach Verlauf von vier Jahren seit Gründung der T.V.A. ist in diesen ungünstigen Ansichten bereits eine unverkennbare Wandlung eingetreten, da man inzwischen eingesehen hat, daß hier trotz der vielseitigen und verwickelten Zielsetzung eines der großzügigsten Werke Amerikas seiner Vollendung entgegengeht, welches für die Aufwärtsentwicklung des Landes und für ähnliche neuzugründende Verbände wegweisend werden wird.

Auf der letzten Weltkraft-Konferenz, die in Washington im Sommer 1936 stattfand, entspann sich unter den Teilnehmern eine weitgehende Aussprache über die zweckmäßigsten Besitzverhältnisse und Gesellschaftsformen in der Energiewirtschaft. Dabei ist bemerkenswert, daß diese Fragen im wesentlichen von den amerikanischen Teilnehmern aufgeworfen wurden und zwar unter Hinweis auf die Maßnahmen der T.V.A. — In Anbetracht der widerstreitenden Interessen der in Privatbesitz befindlichen amerikanischen Kraftwerke und der zum Teil durchgeführten gewaltigen Pläne der Energiewirtschaft des Staates ist das Interesse an der Klärung dieser grundsätzlichen Fragen durchaus verständlich. — Zwischen allen dort geäußerten Ansichten, angefangen von der Verfechtung unbeschränkter privatwirtschaftlicher Betätigung bis zur Forderung nach ausschließlicher Planwirtschaft konnte der deutsche Vertreter C. Krecke (Leiter der Reichsgruppe Energiewirtschaft) im Geiste des neuen deutschen Energiewirtschaftsgesetzes folgende Richtlinien² aufstellen:

² Bericht des Deutschen nationalen Komitees der Weltkraftkonferenz 1936.

1. Die Hauptaufgaben der Energiewirtschaft sind Betriebssicherheit und Preiswürdigkeit. Diese lassen sich meist nur dort verwirklichen, wo sich eine verantwortungsbewußte Energiewirtschaft unter sachkundiger Leitung in gesundem Wettbewerb entfalten kann. Die Voraussetzungen hierzu müssen Staat und Unternehmertum gleichermaßen schaffen.

2. Es wird grundsätzlich als Aufgabe des Staates erachtet, die Wirtschaft zu ordnen und zu beaufsichtigen, aber nicht, selbst Wirtschaft zu treiben. Die Staatsführung muß demnach allen Unternehmen, gleichviel ob staatseseigen, städtisch, gemischtwirtschaftlich oder privat in gleicher Weise regelnd und fördernd zur Seite stehen und andererseits ohne Rücksicht auf Besitzverhältnisse überall da eingreifen, wo es das Allgemeininteresse erfordert.

3. In der Unternehmer-Initiative wird das treibende und befruchtende Element der Wirtschaft gesehen. Gesundes kaufmännisches Denken ist in der Energiewirtschaft unentbehrlich und entscheidend für das Wohl des Erzeugers als auch des Abnehmers. In welcher Organisationsform ein energiewirtschaftliches Unternehmen betrieben wird, ist eine Frage zweiter Ordnung. Es kommt vor allem auf den Geist an, in dem das Unternehmen geführt wird.

Diese von deutscher Seite vorgetragenen Grundsätze über die zweckmäßigste Gesellschaftsform der Energiewirtschaft decken sich daher nur zum geringsten Teile mit dem organisatorischen Aufbau der T.V.A., die als staatliche Planwirtschaft fast ohne Einschränkung anzusehen ist, und die auf der Konferenz wohl nur von den Teilnehmern der Sowjet-Union in stärkstem Maße befürwortet wurde.

Obwohl schon im Jahre 1936 im Stromverkauf durch die neu erbauten Kraftanlagen der Norris-Staumauer (Abb. 6—10) und Wheeler-Staumauer erhebliche Fortschritte zu verzeichnen sind, so ist doch vorläufig erst ein Bruchteil aller Gesamtarbeiten erledigt, denn der Ausbau der Wasserkräfte des Tennessee-Beckens soll im Jahre 1943 beendet werden. Aus allen Werken mit 660 000 kW-Leistung werden dann ständig rd. 5 Milliarden kWh im Jahre verfügbar sein. Erst nach Ablauf dieser Zeitspanne von etwa sieben Jahren wird sich zeigen, ob der von der T.V.A. beschrittene Weg in seiner Gesamtheit der richtige gewesen ist und ob damit das „Experiment von Amerika“ als geglückt bezeichnet werden kann. — Durch die Wiederwahl des geistigen Urhebers der T.V.A., des Präsidenten Roosevelt, auf weitere vier Jahre und durch die geplante erhebliche Erweiterung seiner Machtbefugnisse im Kongreß, sowie die von ihm geforderte Änderung des Obersten Bundesgerichtes, dürfte die tatkräftige und uneingeschränkte Durchführung seiner Reformbestrebungen auf energiewirtschaftlichem Gebiete trotz aller Widerstände unbedingt sichergestellt sein.

DIE ODERBRÜCKE IM ZUGE DER REICHAUTOBAHN BERLIN—STETTIN.

Von Prof. Dr.-Ing. Günter Worch, München.

(Schluß.)

Die Hauptträger.

Insgesamt sind acht Hauptträger vorhanden. Diese verhältnismäßig große Anzahl wurde gewählt, um im Hinblick auf die stark beschränkte Bauhöhe die einzelnen Träger möglichst niedrig halten zu können. Dafür sprachen auch noch andere Gründe.

erschien zulässig, da der Mittelstreifen ja nur ganz ausnahmsweise belastet werden dürfte.

Der Gradient von $R = 10\ 000\ m$ erforderte eine veränderliche Stegblechhöhe. Diese Höhe einfach dem Halbmesser $R = 10\ 000\ m$ anzupassen, war nicht zweckmäßig, da durch die verschiedene An-

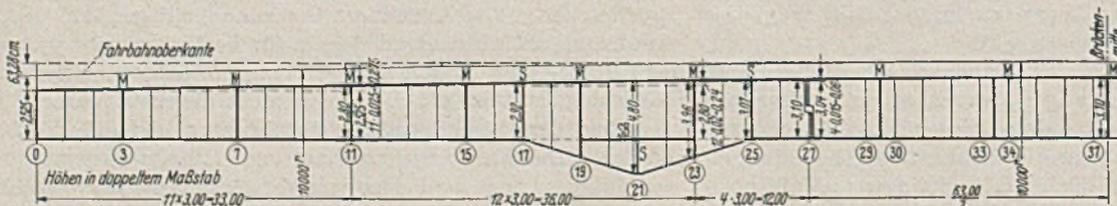


Abb. 17. Hauptträger.
Abmessungen und Stöße.

Der gegenseitige Abstand der Hauptträger beträgt 2,90 m; eine Ausnahme machen nur die beiden mittleren Hauptträger D und E, die 3,30 m auseinander liegen. Von geringfügigen Unterschieden abgesehen, wurden alle acht Hauptträger gleich ausgeführt. Diese für die praktische Ausführung sehr wesentliche Vereinfachung

zahl der Gurtplatten sowie auch durch die Stoßlaschen doch wieder Abweichungen aufgetreten wären. Die obere Stegblechbegrenzung wurde der einfachen Herstellung halber geradlinig ausgeführt und zwar beträgt der Anstieg vom Widerlager bis zum Punkte 11 je Querträgerfeld 2,5 cm, vom Punkte 11—23 je 2 cm und schließ-

lich vom Punkte 23—27 je 1,5 cm. Die untere Stegblechbegrenzung verläuft waagrecht bis auf den Bereich zwischen den Punkten 17 und 25, wo die Voute ansetzt. Der Koppelträger ist als Parallelträger ausgebildet; seine Stegblechhöhe beträgt $3,10 \text{ m} = \frac{63,0}{20}$.

Abb. 17 zeigt die sich so ergebenden Stegblechhöhen; zum besseren Vergleich ist auch der Kreisbogen mit dem Halbmesser R, R = 10 000 m, eingezeichnet.

Die Stärke der Stegbleche beträgt 20 mm; als Gurtwinkel wurden $\angle 200 \cdot 200 \cdot 16$ gewählt. Die Gurtplatten haben den Querschnitt $450 \cdot 18$; ihre Anzahl ergibt sich aus dem Verlauf der Momentengrenzlinie.

Die ständige Last für 1 m Hauptträger errechnet sich wie folgt:

Eigengewicht der Fahrbahnplatte 686 kg/m^2 (siehe S. 250)	
für einen Hauptträger also $686 \cdot 2,9$	$\approx 2000 \text{ kg/m}$
Längsträger mit Anschluß	160 „
Querträger mit Anschluß	110 „
Eigengewicht der Fahrbahn also	2270 kg/m
Stahlgewicht des Hauptträgers:	
Stegblech ($3100 \cdot 20$)	$\approx 500 \text{ kg/m}$
Gurtungen	500 „
Stöße	160 „
Aussteifungen, Futter usw.	160 „
Niete usw.	30 „
	1350 kg/m

Dazu kommt noch:

Windverband mit Anschluß	50 kg/m
Querverband mit Anschluß	110 „

Insgesamt ergibt sich also für 1 lfd./m Hauptträger die ständige Last zu:

$$g = 2270 + 1350 + 50 + 110 = 3780 \text{ kg/m} = \approx 3,8 \text{ t/m}.$$

Die Verkehrslasten sind durch die DIN 1072 festgelegt (Brückenkategorie I). Die Stoßzahl beträgt, da Kragträger und Koppelträger die gleiche Stützweite von 63 m haben, für den ganzen Träger $\varphi = 1,30$.

Nach DIN 1072 können bei Brücken von mehr als 30 m Spannweite zur Berechnung der Hauptträger an Stelle der Fahrzeuge die Ersatzlasten benutzt werden. Bei kürzeren Einflußstrecken ist gegebenenfalls mit Einzellasten zu rechnen. Derartige kürzere Einflußstrecken kommen für das vorliegende Bauwerk lediglich für die Ermittlung der Querkräfte in Frage, und zwar zur Berechnung der Stöße. Für die Auswertung dieser Querkraft-Einflußlinien ist nun diejenige Laststellung maßgebend, die das größte Moment hervorgerufen hat. Da nun die Momente mittels Ersatzlasten gerechnet sind, werden sinngemäß auch zur Ermittlung der Querkräfte die Ersatzlasten herangezogen.

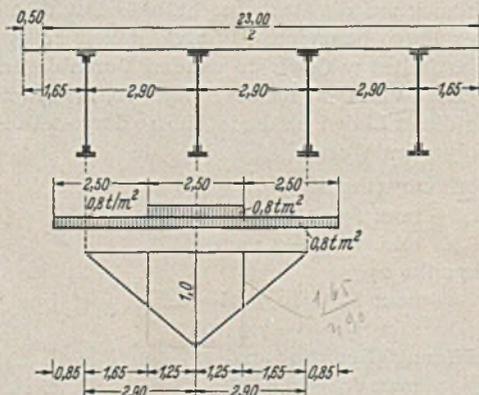


Abb. 18. Ermittlung der Verkehrslast für 1 lfd./m Hauptträger.

Die gleichmäßig verteilte Ersatzlast für die 24 t-Dampfwalze beträgt $1,6 \text{ t/m}^2$, für den 12 t-Lastkraftwagen $0,8 \text{ t/m}^2$. Das Menschengebränge errechnet sich sowohl für den Kragträger wie auch für den eingehängten Träger zu $0,525 - 0,001 \text{ l} = 0,525 - 0,001 \cdot 63 = \approx 0,46 \text{ t/m}^2$.

Die Verkehrslast für 1 lfd./m Hauptträger ergibt sich damit (Abb. 18).

infolge Menschengebränge $p_1 = 0,46 \cdot 2,9 \dots = 1,34 \text{ t/m}$
infolge Dampfwalze und Lastkraftwagen

$$p_2 = 0,8 \cdot 2,9 + 0,8 \cdot 2,5 \left(1 - \frac{1,25}{5,80}\right) \dots = 3,90 \text{ t/m}$$

Die Auswertung der Einflußlinien ist also für einen Lastenzug nach Abb. 19 vorzunehmen. Die Belastung $p = 1,34 \text{ t/m}$ erstreckt sich soweit wie die jeweilige Einflußstrecke reicht; die Last $\bar{p} = 3,90 - 1,34 = 2,56 \text{ t/m}$ auf 6 m Länge kommt in ungünstigster Stellung hinzu.

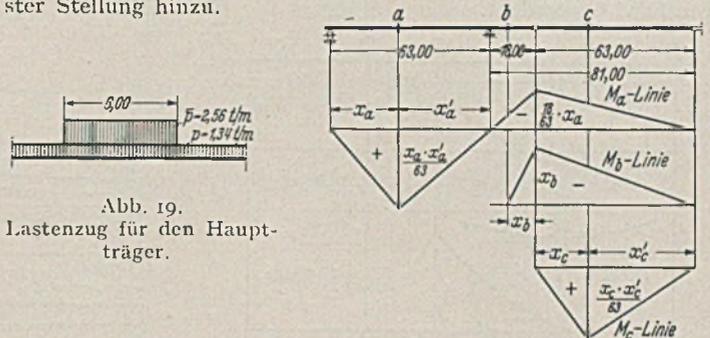


Abb. 19. Lastenzug für den Hauptträger.

Abb. 20. Momenten-Einflußlinien des Hauptträgers.

Damit lassen sich die Grenzwerte der Momente leicht ermitteln. Abb. 20 zeigt die Einflußlinien für die Biegemomente in drei charakteristischen Punkten a, b, c. Die Auswertung ergibt:

Moment M_a für den Seitenträger:

$$M_{a_g} = \frac{3,8}{2} \left(\frac{x_a x'_a}{63} \cdot 63 - \frac{x_a \cdot 18}{63} \cdot 81 \right) = 1,9 x_a (x'_a - 23,1)$$

$$\varphi \cdot \max M_{a_p} = 1,30 \cdot \frac{x_a x'_a}{63} \cdot \left[1,34 \cdot \frac{63}{2} + 2,56 \cdot 6,0 \left(1 - \frac{3}{63}\right) \right] = 1,17 \cdot x_a \cdot x'_a$$

$$\varphi \cdot \min M_{a_p} = -1,30 \cdot \frac{x_a \cdot 18}{63} \left[1,34 \cdot \frac{81}{2} + 2,56 \cdot 6,0 \cdot \left(1 - \frac{3}{81}\right) \right] = -25,65 \cdot x_a$$

Moment M_b für den Kragträger:

$$M_{b_g} = -\frac{3,8}{2} \cdot x_b \cdot (x_b + 63) = -1,9 x_b \cdot (x_b + 63)$$

$$\varphi \cdot \max M_{b_p} = 0$$

$$\varphi \cdot \min M_{b_p} = -1,30 x_b \cdot \left[\frac{1,34}{2} \cdot (x_b + 63) + 2,56 \cdot 6,0 \left(1 - \frac{3}{x_b + 63}\right) \right] = -0,87 \cdot x_b^2 - 74,84 \cdot x_b + 59,90 \cdot \frac{x_b}{x_b + 63}$$

Moment M_c für den eingehängten Träger:

$$M_{c_g} = \frac{3,8}{2} \cdot \frac{x_c x'_c}{63} \cdot 63 = 1,9 x_c x'_c$$

$$\varphi \cdot \max M_{c_p} = 1,30 \cdot \frac{x_c x'_c}{63} \left[1,34 \cdot \frac{63}{2} + 2,56 \cdot 6,0 \cdot \left(1 - \frac{3}{63}\right) \right] = 1,17 \cdot x_c \cdot x'_c$$

$$\varphi \cdot \min M_{c_p} = 0.$$

Durch Einsetzen der entsprechenden Werte für x bzw. x' lassen sich jetzt die Grenzwerte der Momente für Eigengewicht und Verkehrslast leicht tafelmäßig errechnen. Abb. 21 zeigt die so gewonnene Momentengrenzlinie für die Hauptkräfte.

Zusatzkräfte spielen im vorliegenden Fall für die Bemessung keine Rolle. Die Zusatzspannungen aus Windkräften brauchen nach den BE bei vollwandigen Hauptträgern als Gurtungen von Verbänden im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden. Auch die senkrechten Zusatzbelastungen der Hauptträger durch den Winddruck können vernachlässigt werden, da neben dem Windverband in der Ebene der Untergurte noch die Aussteifung durch die Buckelbleche der Fahrbahn vorhanden ist.

Bei der Berechnung der Widerstandsmomente der einzelnen Querschnitte wurden die Nietlöcher der Hals- und Kopfniete in den Winkelschenkeln abgezogen, und zwar in jedem Schenkel nur ein Nietloch, da sowohl Hals- als auch Kopfniete in größerem Abstände als 2d gesetzt werden. Der Nietabzug in den Stegblechen ist in üblicher Weise mit 15% berücksichtigt. Die erste Gurtplatte wurde im Obergurt vollkommen durchgeführt mit Rücksicht auf die oben auflagernden Wälzplatten für die Querträger, im Untergurt jedoch nur bis zum theoretischen Endpunkt. Die übrigen Gurtplatten wurden oben und unten symmetrisch und den Kräften entsprechend angeordnet.

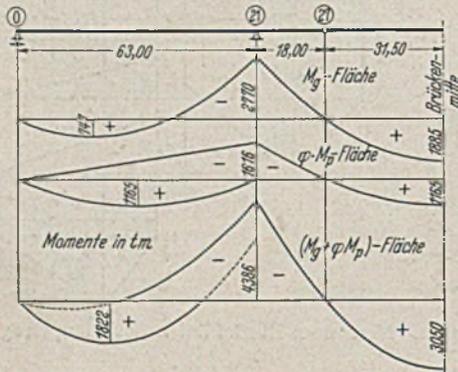


Abb. 21. Momenten-Grenzlinie des Hauptträgers.

Abb. 22 zeigt die Werkstoffverteilung. Die größte Spannung im Kragträger tritt über der Mittelstütze (Punkt 21) auf und beträgt 20,40 kg/cm² (zulässig für St 52 2100 kg/cm²). Bei dem Kopfträger reichte der Querschnitt mit beiderseits 4 Gurtplatten in Brückenmitte (Punkt 37¹/₂) nicht ganz aus; man mußte daher von der 20 mm starken Stoßlasche noch 2 mm für die Aufnahme der Biegungsspannungen in Rechnung setzen. Die vorhandene Spannung wird dann 2080 kg/cm²; die theoretische Länge der Stoßlasche muß mindestens 4,90 m betragen.

Eine besondere Untersuchung war noch für die äußeren Hauptträger A bzw. H erforderlich. Die ständige Last für diese ergab sich zu 4,4 t/m gegenüber 3,8 t/m bei den mittleren Hauptträgern. Hinsichtlich der Verkehrsbelastung wurden zwei Fälle unterschieden. Das eine Mal wurde Fahrbahn und Fußweg mit Menschengedränge 0,46 t/m² (S. 303) belastet angenommen, wobei natürlich die Belastung des Fußweges ohne Stoßzahl in Rechnung zu setzen ist. Als zweiter Belastungsfall wurde Menschengedränge und Ersatzlasten in ungünstigster Stellung auf der Fahrbahn eingeführt, der Fußsteg jedoch unbelastet angenommen. Der erste Fall erwies sich als der ungünstigere. Es ergibt sich eine gleichmäßig verteilte Nutzlast (Abb. 23) von:

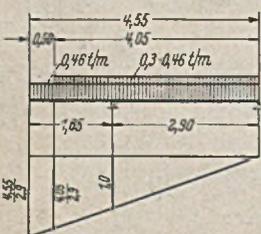


Abb. 23. Belastung der äußeren Hauptträger.

$$p = \frac{0,46}{2} \left(\frac{4,55^2}{2,9} + 0,3 \cdot \frac{4,05^2}{2,9} \right) = 2,04 \text{ t/m.}$$

Bildet man, wie dies auch ausgeführt wurde, die äußeren Hauptträger genau so wie die mittleren aus, so ergeben sich Überschreitungen der zulässigen Beanspruchungen von max 4,5%. Diese geringfügige Spannungserhöhung erschien zulässig im Hinblick darauf, daß einmal die Belastung recht ungünstig angenommen wurde, und daß zum anderen auch die lastverteilende Wirkung der durchlaufenden Querträger und Querverbände unberücksichtigt geblieben ist.

Die Ermittlung der Gurtplattenanschlüsse sowie der Nietteilung in den Halsnieten geschah in üblicher Weise, weshalb hier nicht besonders darauf eingegangen zu werden braucht.

Um ein Ausbeulen der Stegbleche zu verhindern, sind sowohl Quer- als auch Längssteifen angeordnet. Die Quersteifen stehen in Abständen von 3 m unter jedem Querträger. Das Kröpfen der Aussteifungswinkel wurde vermieden, indem zwischen den Gurtwinkeln Futter eingeschaltet wurden. Im Felde sind die Steifen nur am Obergurt eingepaßt, an den Auflagern und an den Gelenken wurde ein Einpassen oben und unten erforderlich. Die Quersteifen

sichern das Stegblech gegen Schubbeulung; zur Verhinderung von Biegebeulung sind sie bekanntlich ungeeignet. Diesem Zwecke dienen die Längssteifen. Vom Widerlager bis zum Punkt 19 sowie von Gelenkpunkt 27—27, d. h. überall dort, wo positive Momente auftreten (Abb. 21), verläuft eine waagrechte Aussteifung in etwa ein Viertel der Stegblechhöhe von oben. Bei den inneren Hauptträgern B—G sind diese Aussteifungswinkel beiderseitig angebracht, bei den beiden äußeren Hauptträgern A und H verlaufen sie indessen nur innen. Schließlich ist noch die Längsaussteifung zu erwähnen, die im Bereich der Voute, d. h. vom Punkte 17—25, in der Höhe der Untergurte des übrigen Trägereiles waagrecht durchgeht.

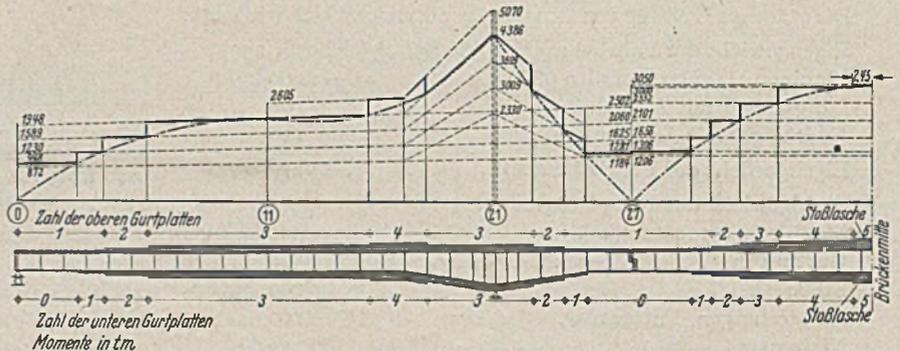


Abb. 22. Werkstoffverteilung des Hauptträgers.

Die Lage der Stöße ist aus Abb. 17 ebenfalls ersichtlich, und zwar bedeutet: M = Montagestoß, S = Stegblechstoß und SB = Stegblechstoß auf der Baustelle. Die Länge der Hauptträgerstücke für die Montage beträgt also 12 m, das Gewicht dieser Einzelstücke bis zu 16 t. Die Anordnung und Bemessung der einzelnen Stoßdeckungsstücke ist nach Möglichkeit so erfolgt, daß alle Stöße, abgesehen natürlich von den verschiedenen Stegblechhöhen, in der Grundanordnung gleich ausgebildet sind.

Die Konstruktionszeichnung des gesamten Hauptträgers hier wiederzugeben, ist aus Platzmangel nicht möglich. Es seien daher nur einige wichtige Abschnitte des Trägers dargestellt, und zwar zeigt Abb. 24 das Trägerende am Widerlager, Abb. 25 den Anlauf über dem Strompfeiler und Abb. 26 den Gelenkpunkt. Die entsprechenden Punkte im Lichtbild sind in Abb. 27—29 wiedergegeben.

Die von der Verkehrslast herrührende rechnerische Durchbiegung soll nach DIN 1073 die folgenden Werte nicht überschreiten:

$$\text{Mittelöffnung } f_{zul} = \frac{9900}{600} = 16,5 \text{ cm}$$

$$\text{Seitenöffnung } f_{zul} = \frac{6300}{600} = 10,5 \text{ cm.}$$

Im Hinblick auf die stark beschränkte Bauhöhe der Brücke wurde dieser Frage besondere Aufmerksamkeit zugewendet. Mit Hilfe der elastischen w-Gewichte wurden Durchbiegungs-Einflußlinien gezeichnet, und zwar für die Punkte 10, 11, 27 und 37¹/₂. Die Auswertung dieser Linien für die in Abb. 19 dargestellte Lastgruppe ergab die folgenden Werte:

Mittelöffnung (Punkt 37¹/₂)

$$\text{max } f = 16,3 \text{ cm}$$

$$\text{min } f = -7,1 \text{ cm}$$

Gelenkpunkt 27

$$\text{max } f_{27} = 10,9 \text{ cm}$$

$$\text{min } f_{27} = -7,9 \text{ cm}$$

Seitenöffnung (Punkt 10 und 11)

$$\text{max } f_{10} = 9,8 \text{ cm}$$

$$\text{min } f_{11} = -7,8 \text{ cm.}$$

Man erkennt, daß die auftretenden Durchbiegungen stets unterhalb der zulässigen Werte bleiben.

Die Biegelinie infolge ständiger Last $g = 3,8 \text{ t/m}$ ist in Abb. 30 oben aufgetragen. Diese Linie war maßgebend für die Größe der Überhöhung der Hauptträger. Die Unterkanten der Stegbleche wurden an den Stoßstellen um den gleichen Wert

gegen die Waagerechte versetzt, den die Durchbiegung infolge Eigengewicht ergibt. Die Höhen der Stegbleche wurden dabei selbstverständlich nicht verändert. Die so gewonnene Grundform der Stegbleche in den einzelnen Abschnitten ist in Abb. 30 unten angegeben. Dabei wurden der größeren Deutlichkeit halber die Stegblechhöhen im doppelten, die Überhöhungen sogar im zofachen Maßstab der Längen aufgetragen.

Die Verbände.

Entsprechend der Aufteilung der Brücke in zwei Überbauten sind auch zwei untere Windverbände vorhanden. Obwohl beide Windträger durch die Querverbände miteinander gekoppelt sind, wurde der Einfachheit halber angenommen, daß jeder Verband für sich allein trägt. Es nimmt also der Windverband zwischen den Hauptträgern E bis H die in Stromrichtung wirkenden

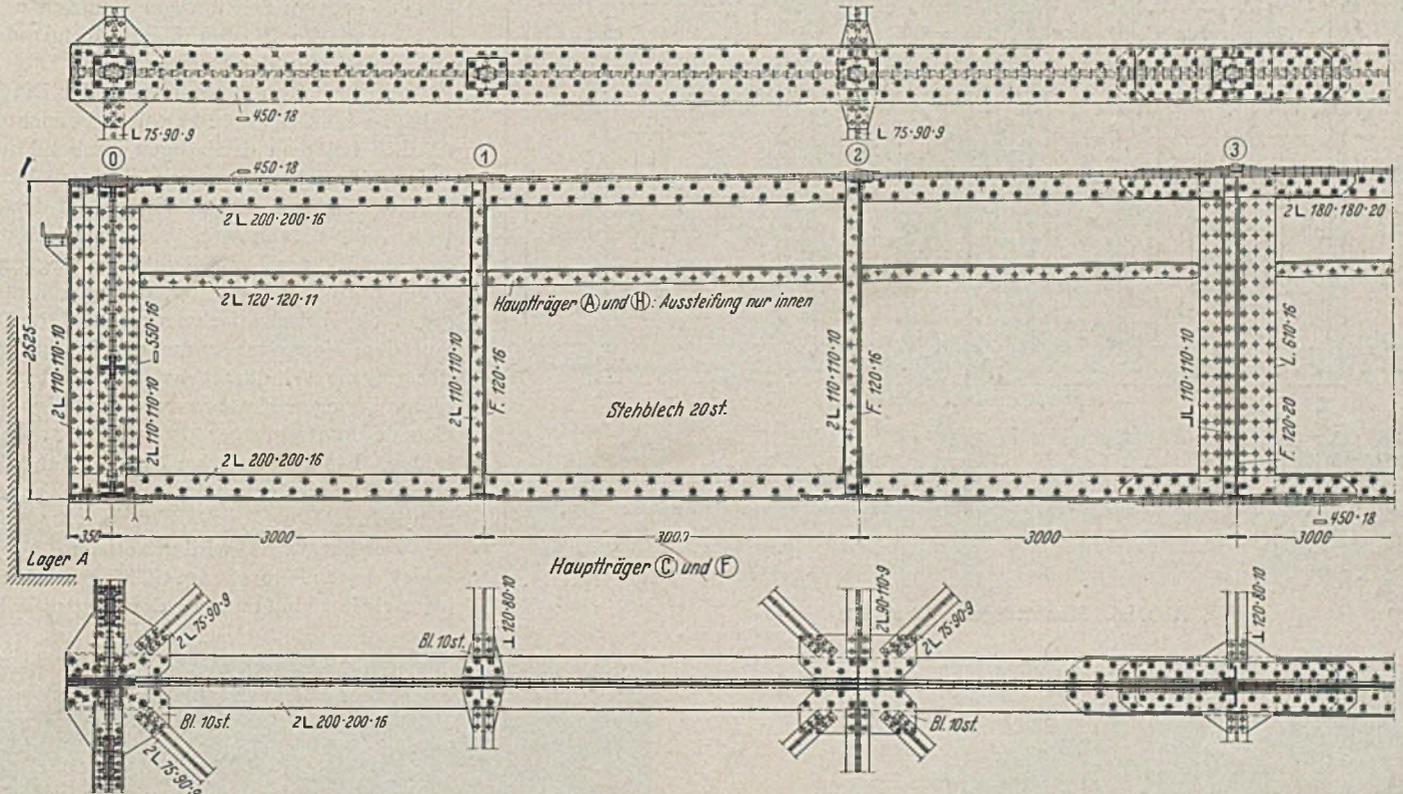


Abb. 24. Hauptträger, Trägerende am Widerlager.

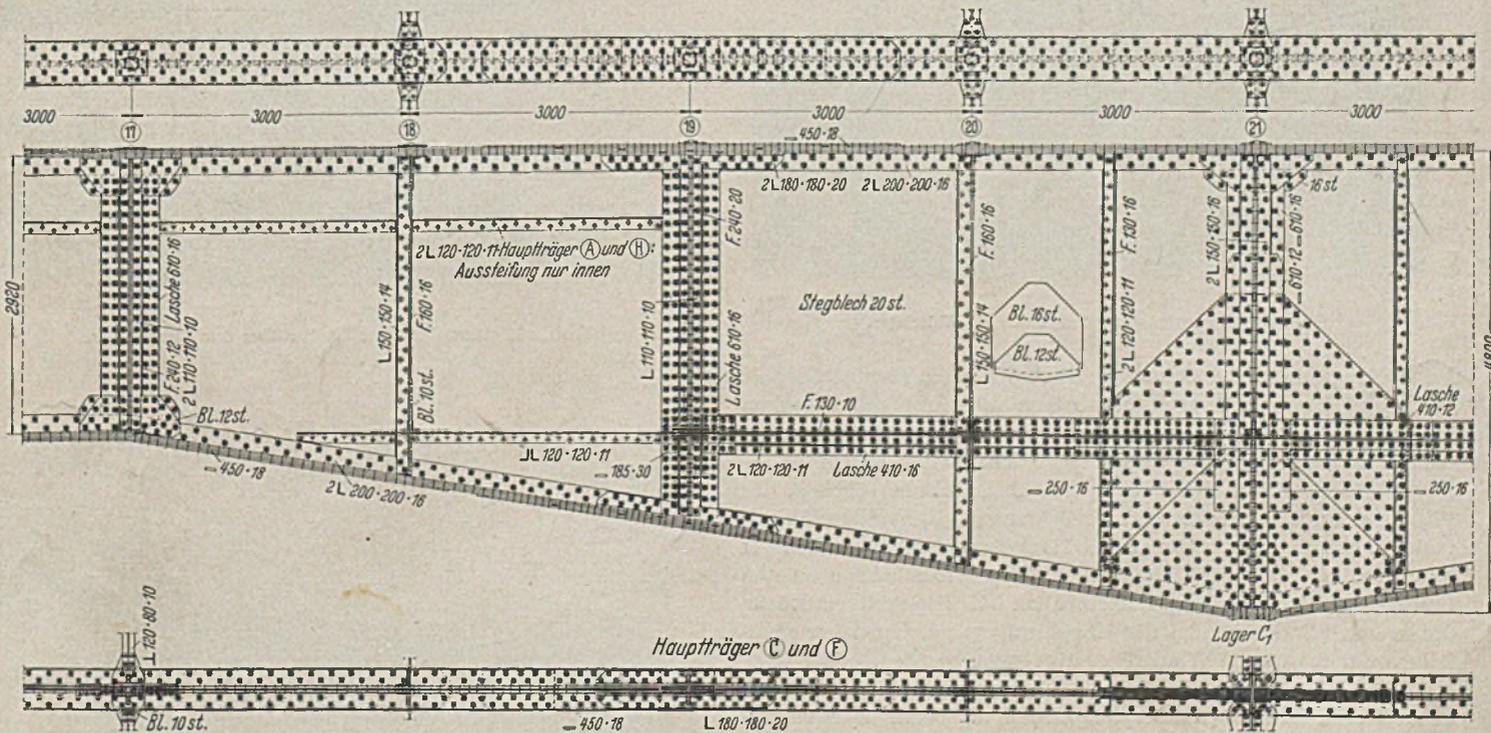


Abb. 25. Hauptträger, Anlauf über dem Strompfeiler.

Bezüglich der Werkstattausführung der Hauptträger ist nichts besonders Bemerkenswertes zu berichten. Zwecks einfacherer Montage wurden die Hauptträger in der Werkstatt stückweise ausgelegt und die Nietlöcher der Baustellenstöße gleich auf vollen Durchmesser aufgerieben.

Winddrücke auf, der Verband zwischen den Hauptträgern A—D die Windkräfte in entgegengesetzter Richtung.

Das Netz eines Windverbandes ist in Abb. 31 dargestellt. Wie man aus dem Aufriß erkennt, läuft der Windträger in Höhe der Untergurte waagrecht durch; an der Voüte bildet der waagerechte

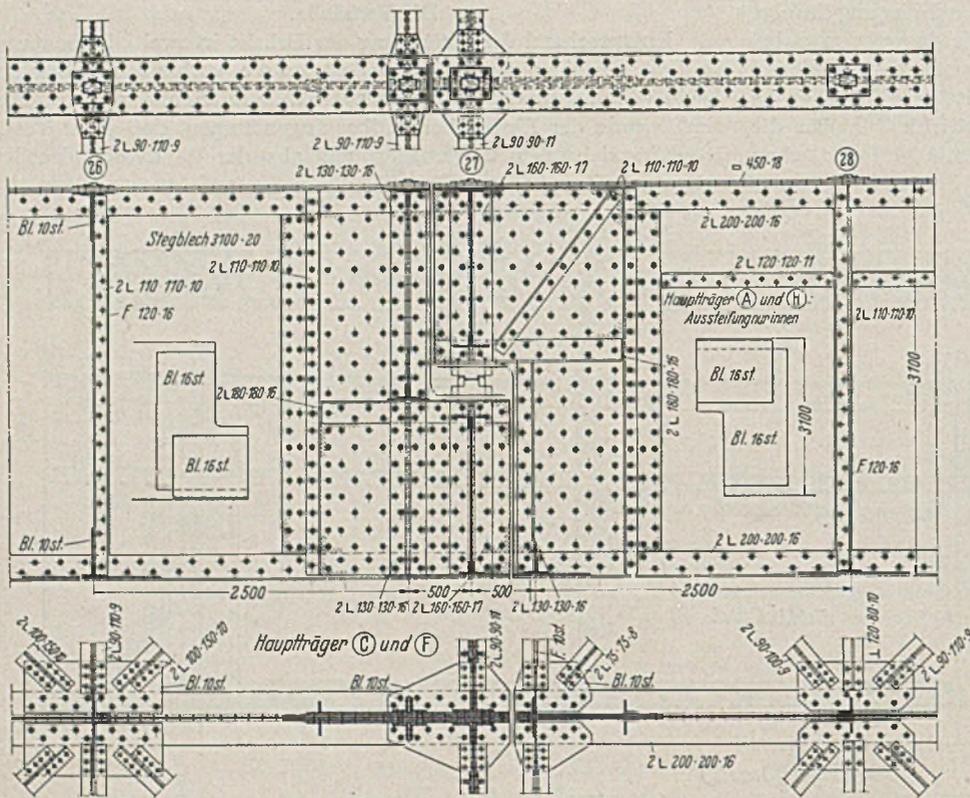


Abb. 26. Hauptträger. Gelenkpunkt.

schnitte aus zwei ungleichschenkligen Winkeln, bei denen die größeren Schenkel lotrecht stehen.

Die Pfosten des unteren Windverbandes bestehen in den Punkten 1, 3, 5 . . . , d. h. also an den Stellen, wo keine Querverbände vorhanden sind, aus breitfüßigen \perp -Stählen 120 · 80 · 10; an den übrigen Punkten 2, 4, 6 . . . sind die Pfosten identisch mit den unteren Riegeln der Querverbände.

Auf eine Zusammenführung der Diagonalstäbe im Gelenkpunkt wurde verzichtet; da dies bei dem dreiteiligen Verband nur unter Störung des ganzen Systems hätte durchgeführt werden können. Statt dessen wurde, wie dies in Abb. 32 schematisch angedeutet ist, am Koppelträger ein biegeunfester Stab H ausgekragt, der sich hinten gegen ein Zwischenfachwerk abstützt. Die von dem Koppelträger auf den Kragträger übertragene Windkraft beträgt ~ 26 t; bei dieser geringen Kraft war es zulässig, das Gelenk am Kragträger als Gleitlager auszubilden. Die konstruktive Durchbildung des Windverbandgelenkes ist aus Abb. 33 ersichtlich.

Der Kragarm H wird aus einem \square 35 gebildet, dessen Flansche am Gleitlager auf 6 cm abgearbeitet sind und sich dort gegen Stahl-

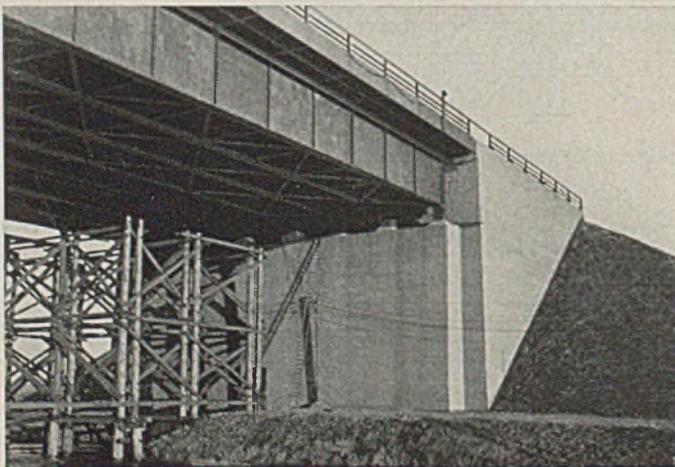


Abb. 27. Hauptträger. Trägerende am Widerlager.

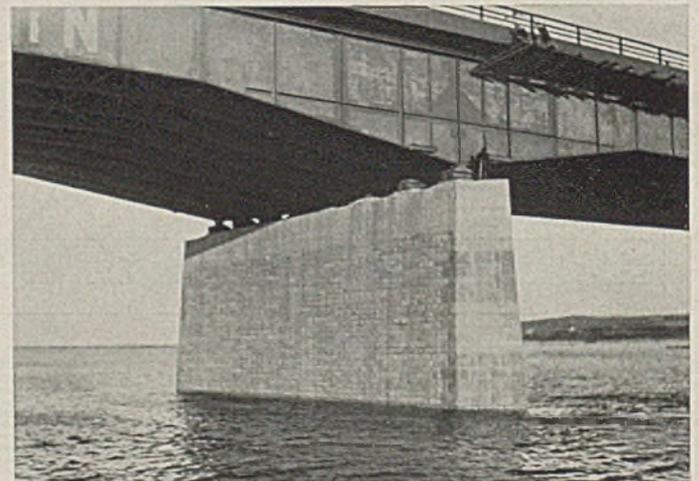


Abb. 28. Hauptträger. Anlauf über dem Strompfeiler.

Aussteifungswinkel die Gurtung. Ebenso wie die Hauptträger ist auch der Windverband als Gerberbalken ausgeführt mit Gelenken in den Punkten 27 und 27. Die Ausfachung besteht aus einem dreifachen Schrägenzug ohne Gegendiagonalen.

Auf den oberen Windträger (die Buckelbleche) entfällt der Winddruck auf Fahrbahn und Verkehrsband. Der untere Windverband hat die Windkräfte auf die Hauptträger aufzunehmen. Zu beachten ist dabei allerdings, daß die Buckelblechebene an den Gelenkpunkten 27 bzw. 27 unterbrochen ist. Die Auflagerdrücke des oberen Windverbandes des Koppelträgers müssen daher ebenfalls von dem unteren Windträger übertragen werden.

Für die Bemessung des unteren Windverbandes ist der Fall der unbelasteten Brücke ($w_0 = 250 \text{ kg/m}^2$) maßgebend. Zur Vereinfachung der Rechnung wurden die Diagonalen nach $D = \frac{Q}{3 \cdot \sin \varphi}$

bemessen. Der Fehler gegen die strenge Berechnung ist gering und fällt im Hinblick auf die der Windkraft und ihrer Angriffsfläche zugrunde liegenden Annahmen nicht ins Gewicht. Soweit zugänglich, wurden die Diagonalstäbe gleich ausgebildet. Maßgebend für die Profilgestaltung waren die Druckstäbe; gewählt wurden Quer-

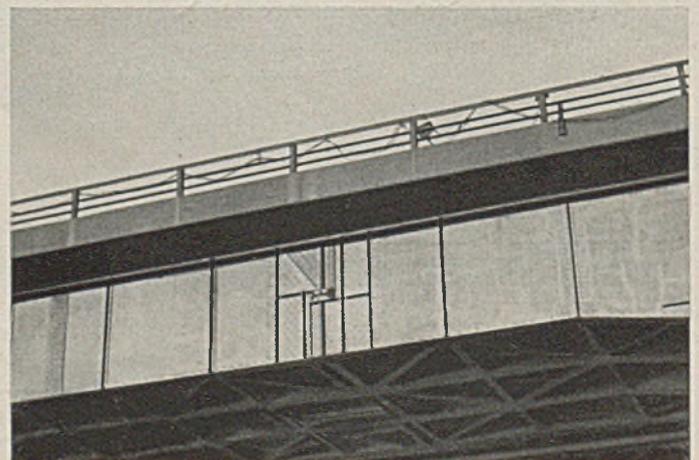


Abb. 29. Hauptträger. Gelenkpunkt.

An den Widerlagern (Punkt o) und über den Strompfeilern (Punkt 21) ist ein unterer vollwandiger Querträger zum Anheben des Überbaues vorgesehen, über dem noch ein Dreiecksverband angeordnet ist (Abb. 7 b u. c). Die Verbände haben die Aufgabe, die Auflagerdrücke des oberen Windverbandes in der Buckelblechebene auf die Lager zu übertragen. Die biegungsfesten unteren Quer-

bracht. Der vom Winddruck auf den Koppelträger herrührende waagerechte Auflagerdruck aus der Buckelblechebene von rd. 12 t wird durch die beiden Anhubträger und die Knaggen an den Stahlgußgelenken in den unteren Horizontalverband der Kragträger übergeleitet.

Die Anhubträger im Gelenkpunkt 27 erstrecken sich nur über

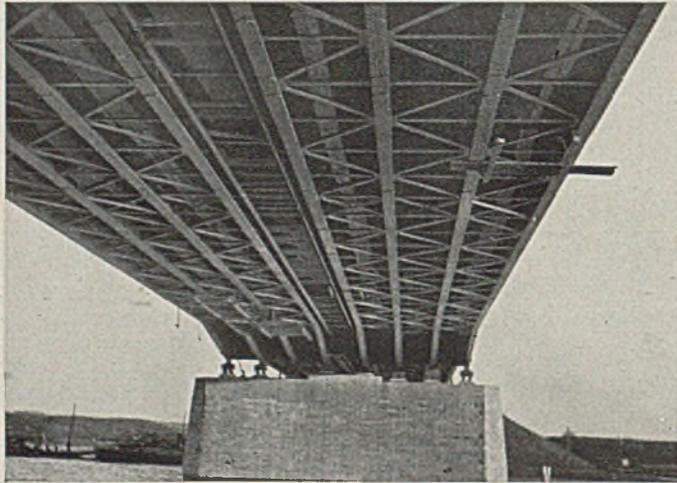


Abb. 34. Brückenuntersicht.

träger sind zum Anbringen der Pressen in einer gewissen Entfernung von den Hauptträgern mit Aussteifungen und Druckplatten versehen. Die Auflagerdrücke aus ständiger Last betragen für einen Hauptträger am Widerlager 76 t, am Strompfeiler 352 t. Als zulässige Spannung ist für die Anhubträger entsprechend den BE die halbe Bruchfestigkeit eingesetzt. Für den unteren Querträger am Widerlager (St 37) ergibt dies $\frac{3700}{2} = 1850 \text{ kg/cm}^2$; der Anhubträger im Knoten 21 besteht wegen der großen Kräfte aus hochwertigem Baustahl St 52 mit $\sigma_{zul} = \frac{5200}{2} = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

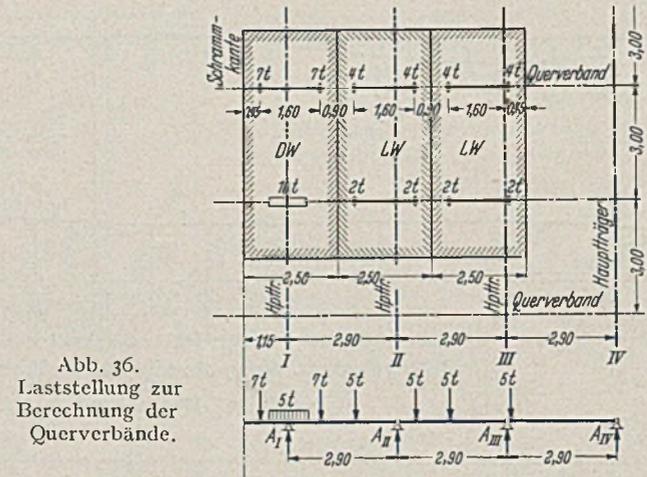


Abb. 36. Laststellung zur Berechnung der Querverbände.

die halbe Trägerhöhe; es wird also dadurch der Obergurt des Kragträgers bzw. der Untergurt des Koppelträgers seitlich nicht gehalten. Diesem Zweck dient eine besondere Versteifung. Im Kragträger ist, 500 mm vor Punkt 27, ein Querverband in der oberen Hälfte der Hauptträger vorgesehen; die Ansicht dieses Querverbandes ist in Abb. 7e dargestellt. Beim Koppelträger erübrigte sich ein besonderer Verband zur seitlichen Haltung des Untergurtes, da die Hauptträger untereinander ja durch den Windverband zusammengeschlossen sind.

Lager und Gelenke.

Eine schematische Skizze der gewählten Lageranordnung, aus der die Bewegungsmöglichkeit jedes Lagers zu erkennen ist, wurde bereits in Abb. 8 gegeben.

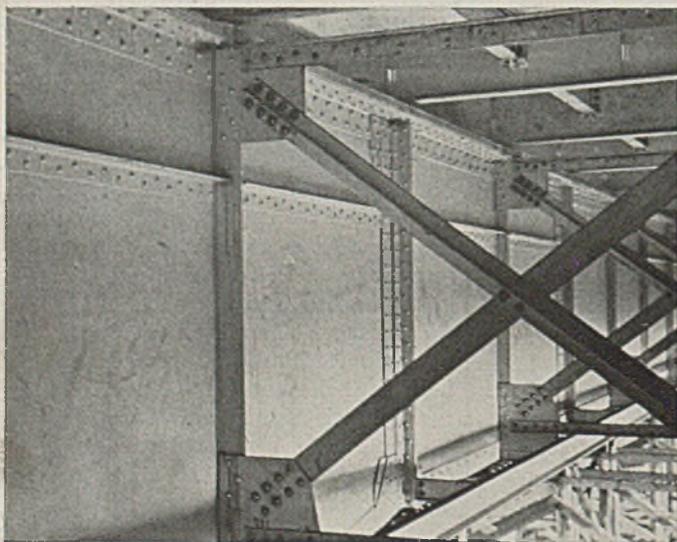


Abb. 35. Normaler Querverband.

Im Gelenkpunkt 27 sind zwei biegungsfeste Querträger übereinander angeordnet (Abb. 7 f); der obere gehört zum Koppelträger, der untere zum Kragträger. Der Auflagerdruck des eingehängten Trägers aus ständiger Last beträgt rd. 120 t. Zum Einsetzen der hydraulischen Pressen werden jeweils wieder Aussteifungen und Druckstücke vorgesehen. Aus Montagegründen ist im oberen Anhubträger in der Mitte jedes zweiten Feldes — also zwischen den Hauptträgern B—C, D—E und F—G — ein Baustellenstoß ange-

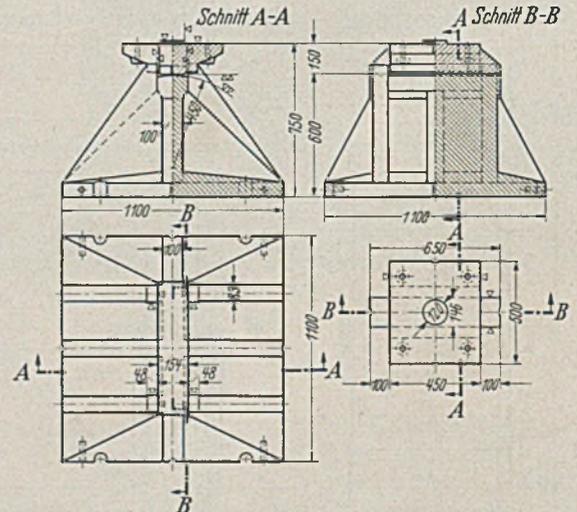


Abb. 37. Lager C₁.

Die auf die Lager eines Hauptträgers wirkenden Kräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast sind in der folgenden Tafel zusammengestellt. Wie man erkennt, treten negative Auflagerkräfte nicht auf.

Lager	ständiger Last	Auflagerdruck in t infolge			
		Verkehrslast		ständige Last und Verkehrslast	
		Größtwert	Kleinstwert	Größtwert	Kleinstwert
A = B					
A' = B'	+ 76	+ 74	— 26	+ 150	+ 50
C ₁ = C ₂	+ 352	+ 186	0	+ 538	+ 352

mögen daher an dieser Stelle, mehr der Vollständigkeit halber, einige kurze Hinweise geben.

Daß die Bodenverhältnisse in der ganzen Oderniederung recht ungünstig waren, wurde eingangs bereits erwähnt. Bei der Oderbrücke wurde der aus feinem Sand bestehende tragfähige Baugrund erst in einer Tiefe von über 16 m unter Wasser angetroffen. Darüber lagen bis an die Oberfläche Faulschlamm und Moor. Um Setzungen nach Möglichkeit auszuschließen, wurde für sämtliche Unterbauten Senkkastengründung angewendet; die Senkkästen wurden so tief abgesenkt, bis sie vollständig auf dem guten Baugrund aufstanden. Wie aus Abb. 6 ersichtlich, wechseln die Gründungstiefen zwischen 17,87 und 19,70 m unter N.N. Die Senkkästen aller vier Gründungen bestanden aus je einem Eisenbetonkörper; die Grundflächen der Widerlager betragen $14 \cdot 22$ m, die der Strompfeiler sogar $13 \cdot 33$ m.

Die Gründung der beiden Widerlager wurde von Absenkskeln aus vorgenommen. Diese wurden zunächst an allen vier Seiten mit Spundwänden abgeschlossen und dann der Faulschlamm auf eine gewisse Tiefe durch Sand ersetzt. Darauf konnte dann der Eisenbeton-Senkkasten aufgebaut werden. Dasselbe Verfahren ließ sich auch bei dem östlichen Strompfeiler durchführen, da zur Zeit der Gründung die Ufer noch nicht begradigt waren und die Spundwände daher im Trocknen geschlagen werden konnten. Der westliche Strompfeiler mußte dagegen mit Hilfe eines Spindelgerüsts abgesenkt werden.

Die aufgehenden Teile der Widerlager sind in aufgelöster Eisenbetonbauweise ausgeführt; lediglich die vordere Wand, welche ja die Auflager der acht Hauptträger trägt sowie die beiden Flügel, die den Erddruck aufnehmen müssen, sind als Massivwände hergestellt worden. Die Verbindung zwischen den Überbauten und dem Damm stellt eine schräg nach hinten abfallende Eisenbeton-fahrbahnplatte her. Dadurch wurde vermieden, daß die vordere Abschlußwand noch Belastungen aus Erddruck erfährt. Der Beton der Widerlager bleibt, wie dies auch Abb. 27 zeigt, unverkleidet.

Die Pfeiler sind in vollem Beton hochgeführt, der, bis auf die Auflagerbänke, mit schlesischem Granit verkleidet wurde. Die Steinhöhe an den Pfeilerköpfen ist doppelt so hoch gewählt, als an den Seitenflächen, wodurch sich eine interessante Gliederung ergibt (Abb. 28).

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Die Gesamtanordnung der Montage erfolgte unter dem Gesichtspunkt, mit Rücksicht auf die bestehende Holzknappheit möglichst an hölzernen Einbauten zu sparen und statt dessen im Interesse der Arbeitsbeschaffung lieber einen größeren Lohnaufwand in Kauf zu nehmen.

Die einzelnen Vorgänge sind in Abb. 42 schematisch dargestellt. Zunächst wurde in einer Seitenöffnung für die eine Fahrtrichtung — also für die halbe Brückenbreite — ein hölzernes Gerüst aufgestellt, das aus einem geramten Untergerüst und einem aufgeständerten Obergerüst mit schwerer Verzangung und Diagonalverstrebung besteht. Das Gerüst wurde in ganzer Länge und Breite dicht mit Bohlen abgedeckt, die auf stählernen Belagträgern und Unterzügen ruhten (Abb. 42 a und b). Neben dem Strompfeiler, also über dem tiefen Wasser, zeigte das Gerüst eine Öffnung von 11 m Weite, in welche die Kähne mit dem Konstruktionsmaterial einfahren konnten. Zur Entladung der Kähne und zum Versetzen der Konstruktionsteile lief auf der Gerüstbühne ein viermotoriger Portalkran von 20 t Tragkraft. Mit diesem wurde nun die Konstruktion — bestehend aus den vier Hauptträgern, den Fahrbahnträgern und den Verbänden — zusammengebaut und abgenietet (Abb. 42c). Wie aus Abb. 43 ersichtlich ist, konnte der Portalkran nicht über den Strompfeiler vorfahren. Der Einbau der Kragstücke im Stückgewicht bis zu 16 t erfolgte daher mittels eines stählernen zweimotorigen Derrickkranes (Abb. 42d und 43). Nunmehr wurden auf dem Widerlager und dem Strompfeiler Rollbahnen aus normalen Eisenbahnschienen eingebaut und der aus vier Hauptträgern bestehende halbe Seitenüberbau auf entsprechenden Wagen in seine endgültige Lage über dem nicht eingerüsteten Teil der Seiten-

öffnung seitlich verfahren (Abb. 42e und f). Ein Photo dieser Wagen zeigt Abb. 44.

Auf der frei gewordenen Rüstung wurden jetzt die Hauptträger E—H der gleichen Seitenöffnung samt der Verbände mittels des Portalkranes zusammengebaut und die Kragarme mit Hilfe des Schwenkers angebracht. Die Fahrbahn blieb zunächst noch zurück. Statt deren wurden auf diesem Brückenteil — wieder mittels des Portalkranes — die Koppelträger E—H montiert (Abb. 42g). Von den vorgesehenen Querverbänden dieser Koppelträger wurden nur diejenigen zwischen den Hauptträgern E und F und die zwischen Hauptträger G und H eingezogen. Damit wurde erreicht, daß jedes Trägerpaar einzeln für sich verschieblich war.

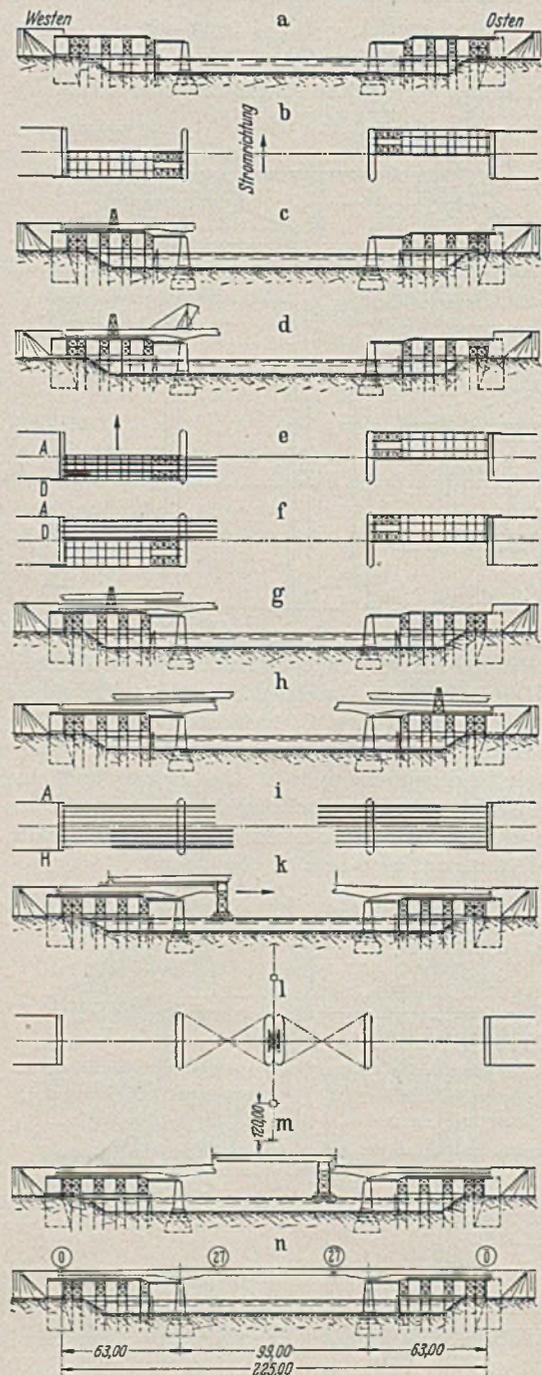


Abb. 42.
Vorgang der
Aufstellung.

In genau der gleichen Weise erfolgte der Zusammenbau in der gegenüberliegenden Seitenöffnung. Zunächst wurden wieder vier Hauptträger mit Kragarmen und Fahrbahnrost über einem festen Gerüst montiert. Zu beachten ist dabei, daß die Gerüste in den beiden Seitenöffnungen sich nicht genau gegenüberlagern; wie aus Abb. 42b, e, f usw. ersichtlich, wurde in der westlichen Seitenöffnung die stromaufwärts gelegene Brückenhälfte eingerüstet, während in der östlichen Seitenöffnung die Rüstung unter der stromabwärts gelegenen Fahrbahn lag. Durch seitliches Verschie-

ben der zusammengebauten Brückenhälfte über den nicht eingerüsteten Teil der Seitenöffnung wurde die Rüstung wieder frei zur Aufnahme der vier weiteren Hauptträger der Seitenöffnung (ohne Fahrbahnträger). Über den letztmontierten vier Hauptträgern wurden dann die vier Koppelträger A — D aufgebaut.

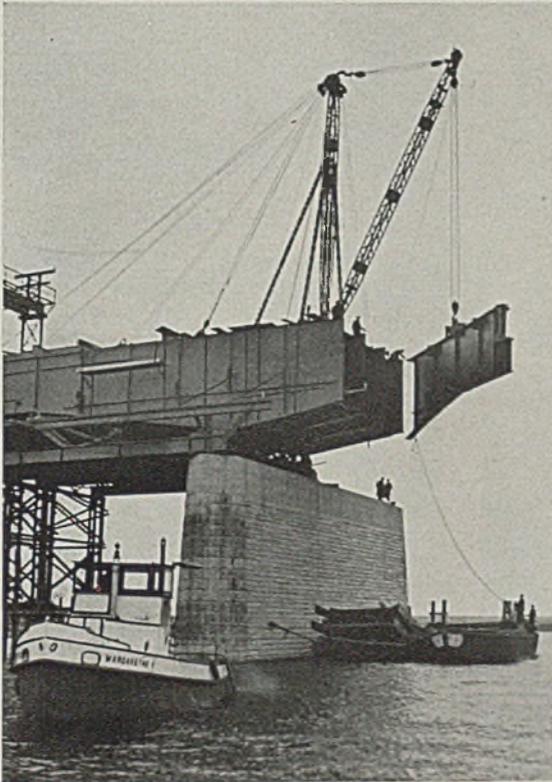


Abb. 43. Einbau der Kragarme.

Das Überschieben der Koppelträger in ihre endgültige Lage sollte mittels eines schwimmenden Gerüsts vor sich gehen. Da nun, wie bereits früher erwähnt, der Portalkran nicht in die Mittelöffnung vorkommen konnte, so waren die Koppelträger unmittelbar über den Seitenöffnungen aufgebaut worden. Sie mußten also zunächst in ihrer Längsrichtung so weit vorgeschoben werden, daß sie mit dem vorderen Ende frei in die Mittelöffnung vorkragten (Abb. 42 h u. i). Zu diesem Zwecke wurden je zwei Koppelträger



Abb. 44. Rollbahn zum seitlichen Verschieben der halben Seitenüberbauten.

mit vier Wagen unterbaut, die auf Eisenbahnschienen liefen, welche ihrerseits unmittelbar auf den Hauptträgerobergurten der Seitenüberbauten auflagen. Abb. 45 zeigt zwei Koppelträgerpaare in der Ausgangsstellung für das Überschwimmen.

Nun konnte man für die weitere Verschiebung ein Einschwim-

gerüst unter das überkragende Ende fahren und alsdann jeweils ein Koppelträgerpaar, vorn durch das Schwimmgerüst (Abb. 46) und hinten durch einen Wagen (Abb. 47) unterstützt, in bekannter Weise in Brückenlängsrichtung einbringen (Abb. 42 k u. m). Das Gewicht eines Koppelträgerpaares belief sich dabei auf 172 t, wovon das Schwimmgerüst 94 t und die Wagen 78 t aufzunehmen hatten. Als Höchstgrenze für den Winddruck während des Einschwimmens war Windstärke 5 (frischer Wind) nach der Beaufort-Skala angenommen worden. Bei einer Überbaulänge von 63 m und einer Überbauhöhe von $\sim 3,2$ m betrug die Windangriffsfläche ~ 200 m². Der Windstärke 5 entspricht eine Windgeschwindigkeit von 9 m/sec und ein Winddruck von $1,2 \cdot 9^2/16 = \sim 6$ kg/m². Der gesamte seitliche Winddruck ergibt sich damit zu $200 \cdot 6 = 1200$ kg. Nach den Beobachtungen an dem auf der Baustelle vorgehaltenen Windmesser wurde bei den vier Verschiebungen auch gelegentlich Windstärke 5 erreicht, ohne daß sich Anstände ergeben hätten. Im übrigen wurden natürlich sämtliche Hilfskonstruktionen für die höheren behördlich vorgeschriebenen Windkräfte berechnet und konstruiert.

Das stählerne Schwimmgerüst, das in Abb. 48 von schräg oben gesehen ist, ruhte auf zwei gekoppelten stählernen Schuten von je 23 m Länge, 6 m Breite und 162 t Tragfähigkeit; die Höhe über dem Wasser betrug 16 m. Die Ausbildung des Gerüsts war insofern bemerkenswert, als der obere Teil teleskopartig gestaltet war. Mittels vier in den doppelwandigen Eckstielen eingebauter hydraulischer Hebeböcke von je 100 t Tragkraft konnte man nach dem Unterfahren des Gerüsts unter das überkragende Koppelträgerpaar den Kopfteil hochpumpen und damit die Schuten allmählich zum Tragen bringen. Die Befestigung der Koppelträger mit dem Schwimmgerüst erfolgte durch große Ankertraversen, die über die Obergurte der Koppelträger griffen und mit den Kopfquerträgern des Einschwimmgerüsts verbunden waren.

Um ein gleichmäßiges Arbeiten der vier Hebeböcke zu gewährleisten, waren diese miteinander gekuppelt und an eine elektrisch betriebene Zentralpumpe angeschlossen. Für das erforderliche Herausdrücken des Gerüstobertheiles um 0,6 m wurde eine Zeit von jeweils 1 Stunde benötigt.

Der Vorgang des Anhebens der Koppelträger ist in Abb. 49 veranschaulicht. Entsprechend der begrenzten Hubhöhe der hydraulischen Hebeböcke erfolgte das Anheben stufenweise, indem jeweils innere und äußere Hubstücke dazwischen gesetzt wurden. Die äußeren Hubstücke fügen sich dabei manschettenartig um die inneren. Durch eingelegte Stahlkeile, die während des Pumpens nachgeführt wurden (Abb. 50), war die Lage des bewegten Kopftheiles stets gesichert. Die Keile dienten ferner auch zum Absetzen nach jedem Einzelhub.

Für das Überschwimmen der Koppelträger war am Kopfe dieser Träger ein Drahtseil befestigt (Abb. 46), das durch eine am anderen Widerlager verankerte, elektrisch betriebene 5 t-Winde eingeholt wurde. Um eine langsame Vorwärtsbewegung zu erzielen, war in üblicher Weise ein mehrfach eingescherter Flaschenzug vorgelegt. Damit bestand jedoch die Gefahr, daß die kräftige Winde im Falle eines Festklemmens der Koppelträger sehr große Kräfte — etwa bis zu 40 t — ausüben konnte. Um hiergegen sicher zu sein, wurde zwischen Drahtseil und Flaschenzug ein Federdynamometer (Abb. 51) mit einem Meßbereich bis zu 10 t eingeschaltet. Damit war eine genaue Überwachungsmöglichkeit für die auf die Koppelträger übertragene Kraft gegeben. Im allgemeinen betrug der Seilzug 1—1,5 t; dabei ist zu berücksichtigen, daß die Schienen entsprechend der Brückenneigung auf einem Teil des Weges in einer Steigung von 1 : 100 lagen. Sobald die Wagen über einen Schienenstoß fuhren, konnte man ein Ansteigen der Kraft auf 2—3 t beobachten. In einem Falle schnellte die Zugkraft auf über 8 t hinauf, worauf das Fahren sofort unterbrochen wurde. Die Untersuchung ergab, daß ein Hilfskonstruktionsteil sich hemmschuhartig an die Schienen gesetzt hatte. Der Einbau des Dynamometers hat sich also praktisch bewährt. Die Geschwindigkeit des Überschwimmens betrug 3 m/min.

Um etwaigen unerwarteten Zwischenfällen begegnen zu kön-

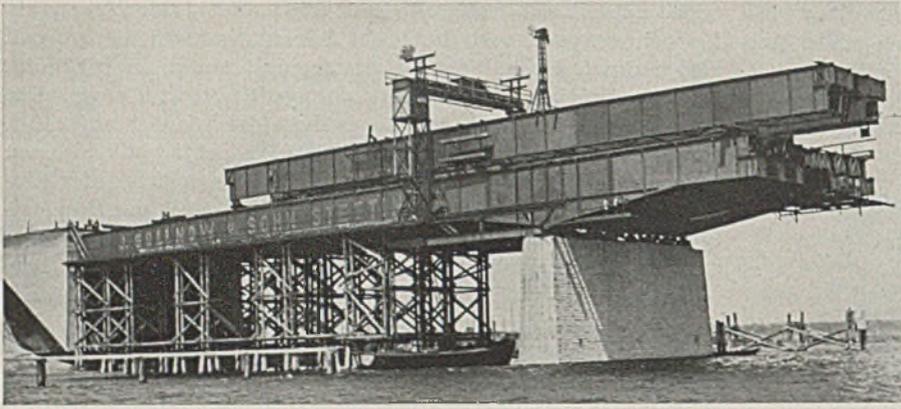


Abb. 45. Koppelträger in der Ausgangsstellung für das Überschwimmen.

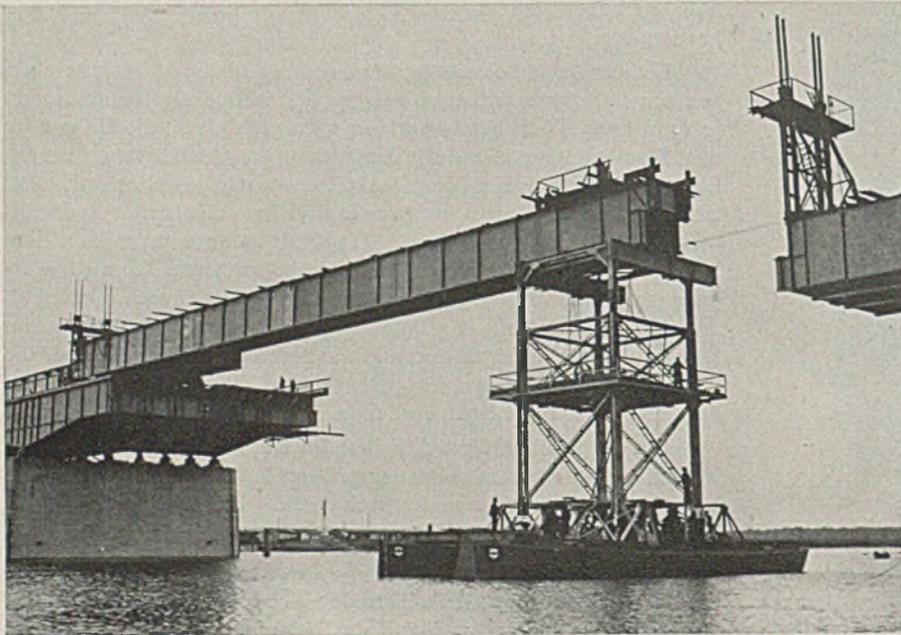


Abb. 46. Schwimmgerüst.

nen, war ferner eine Rückhaltwinde aufgestellt, die nötigenfalls auch ein Zurückfahren der Koppelträger gestattet hätte (Abb. 47). Zur Festlegung der Koppelträger in seitlicher Richtung waren

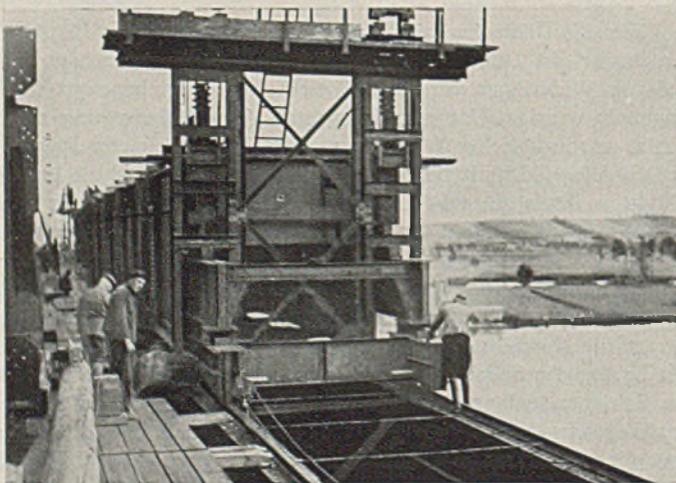


Abb. 47. Hinterer Wagen.

die Kähne durch je zwei Anker von einem Stückgewicht von 350 kg stromauf und stromab gehalten. Wie aus Abb. 42 l ersichtlich ist, liefen die Hauptdrahtseile zwecks Ausschaltung des Seilgewichtes über zwischengeschaltete Prähme. Außerdem war noch eine kreuz-

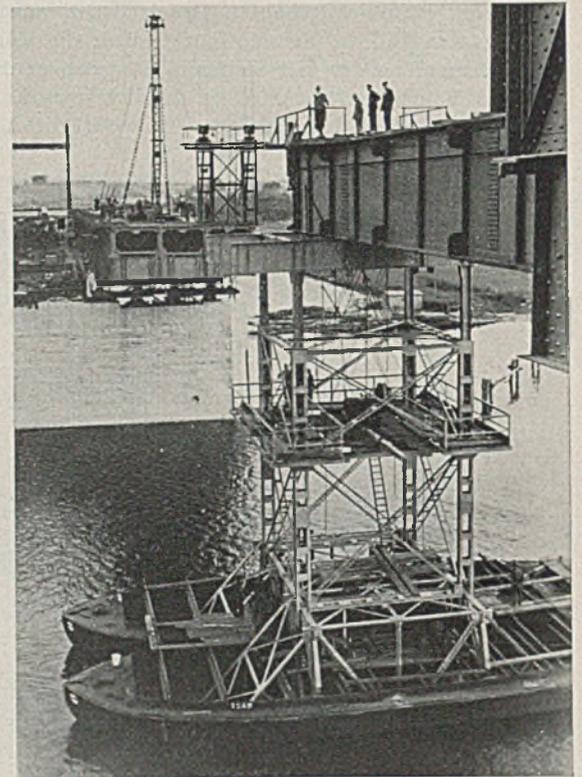


Abb. 48. Schwimmgerüst, von schräg oben gesehen.

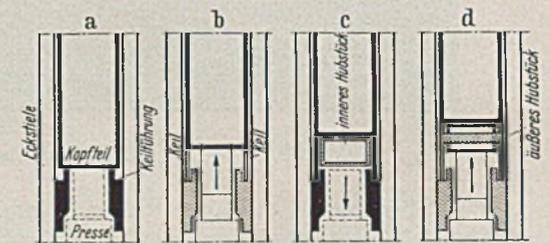


Abb. 49. Schematische Darstellung der Hubvorrichtung (DRP ang.).

Die schwarz gezeichnete Teile stehen jeweils unter Druck.
a) Grundstellung.
b) Presse unter Druck: Anziehen der Keile.
c) Presse einziehen: Kopfteil stützt sich auf die Keile ab; Einsetzen des ersten inneren Hubstückes.
d) Zweiter Hub der Presse: Keile zurückziehen; erstes äußeres Hubstück einsetzen; Keile wieder anziehen.



Abb. 50. Sicherung des bewegten Kopfteil durch Stahlkeile.

weise Drahtseilverspannung nach den Strompfeilern vorgesehen. Sämtliche Seile waren an Handwinden angeschlossen, so daß die Kähne damit nach allen Richtungen geführt werden konnten. Die Einhaltung der Fahrtrichtung in Brücken-Längsrichtung wurde

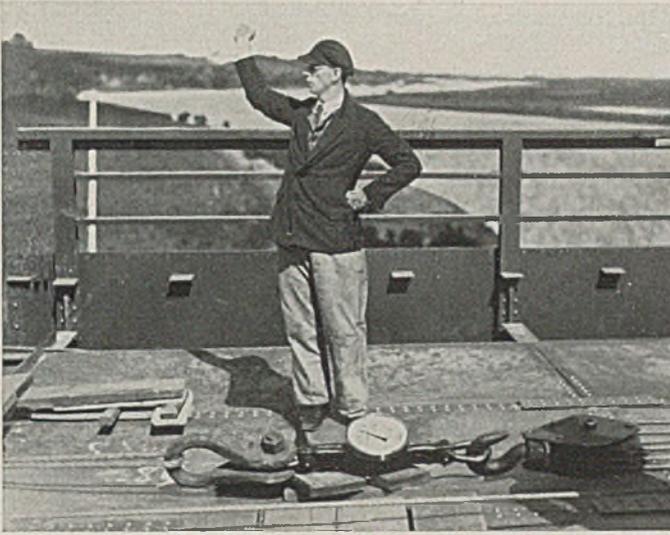


Abb. 51. Federdynamometer zur Messung des Seilzuges.

chende Lochreihe enthielten und so mittels jeweils umgesteckter Bolzen das stufenweise Absenken ermöglichten. Um einer etwaigen ungleichmäßigen Belastung der Absenkgerüste Rechnung zu tragen, waren diese stark überbemessen.

Das Einschwimmen und Absenken wurde jeweils für ein Koppelträgerpaar durchgeführt; im ganzen ging dieser Vorgang viermal vor sich.

Besondere Sorgfalt wurde der Lagerung der seitlichen Überbauten auf den Widerlagern und Stropfteilern gewidmet, sowohl während des Zusammenbaues der Seitenöffnungen, als auch während des Einschwimmens der Koppelträger. Wie erinnerlich, sind die Lager der sechs äußeren Hauptträger seitlich verschieblich ausgebildet. Lediglich die beiden mittleren Hauptträgerstränge D und E sind quer zur Brückenlängsrichtung unverschieblich; diese festen Lager waren indessen während des Einschwimmvorganges noch nicht untergossen. Die Seitenüberbauten wurden daher durch schräge, gegen die Auflagerquadern angekeilte Holzstreben festgelegt. In der Brückenlängsrichtung wurden die seitlichen Überbauten durch schwere Drahtseilverspannung hinter den Widerlagern verankert. Außerdem wurden während des Einschwimmens die

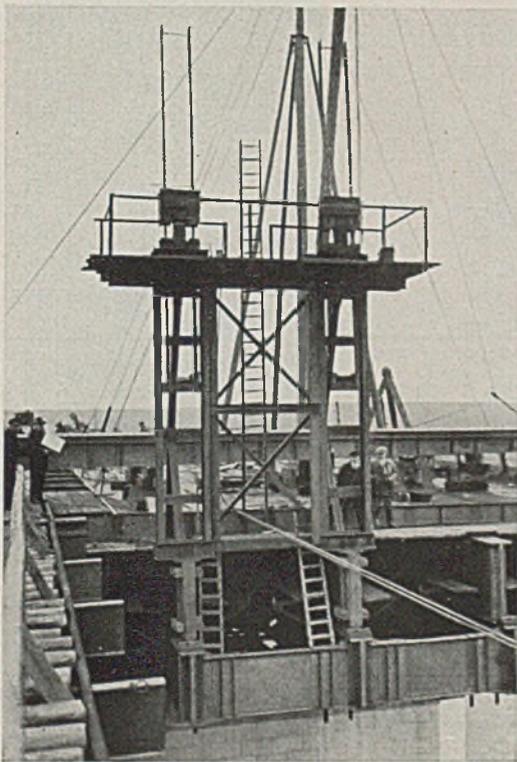


Abb. 52. Vorderes Absenkgerüst. Von vorn gesehen.

durch ein am gegenüberliegenden Seitenüberbau aufgestelltes Fernrohr kontrolliert. Die größte beim Einfahren aufgetretene Seitenabweichung bei lebhafterem Wind blieb unter 0,5 m.

Nach dem Einschwimmen mußten die Koppelträger um 3,8 m abgesenkt werden. Hierfür waren, wie in Abb. 42 schematisch dargestellt ist, besondere Absenkgerüste angebracht. Das am gegenüberliegenden Seitenüberbau aufgestellte Gerüst ist — von vorn und von der Seite — aus den Abb. 52 und 53 ersichtlich, Abb. 54 zeigt das Gerüst am rückwärtigen Ende der Koppelträger, das, an den Koppelträgern befestigt, automatisch in die für das Absenken erforderliche Stellung gelangte. Die Absenkgerüste enthielten je zwei hydraulische Hebeböcke von 15 cm Hubhöhe, die es gestatteten, die Koppelträger mit 27 Hübten in $5\frac{1}{2}$ Stunden abzusenken. Dabei hingen diese Träger in Flachstahlbändern, die eine der Hubhöhe entspre-

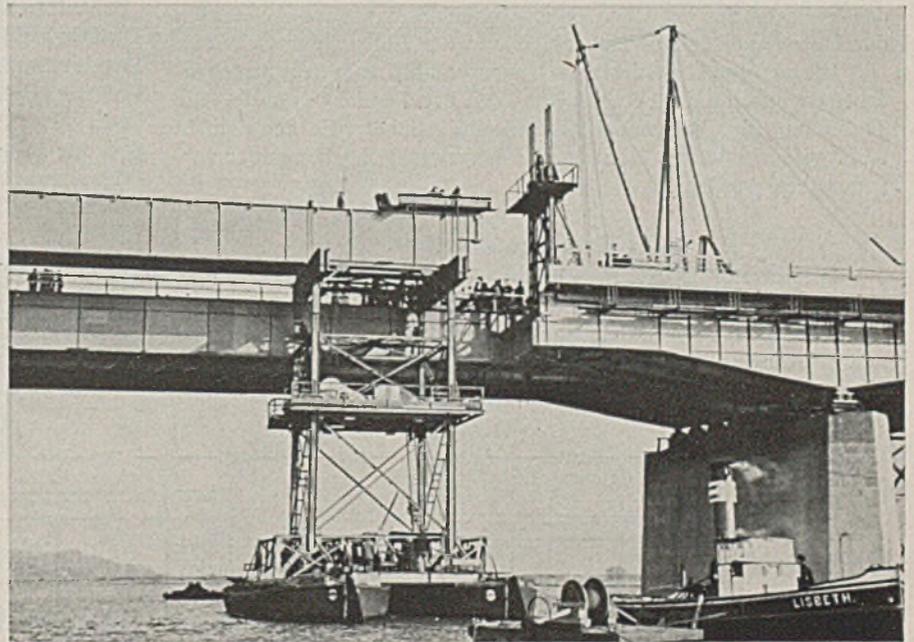


Abb. 53. Vorderes Absenkgerüst. Von der Seite gesehen.

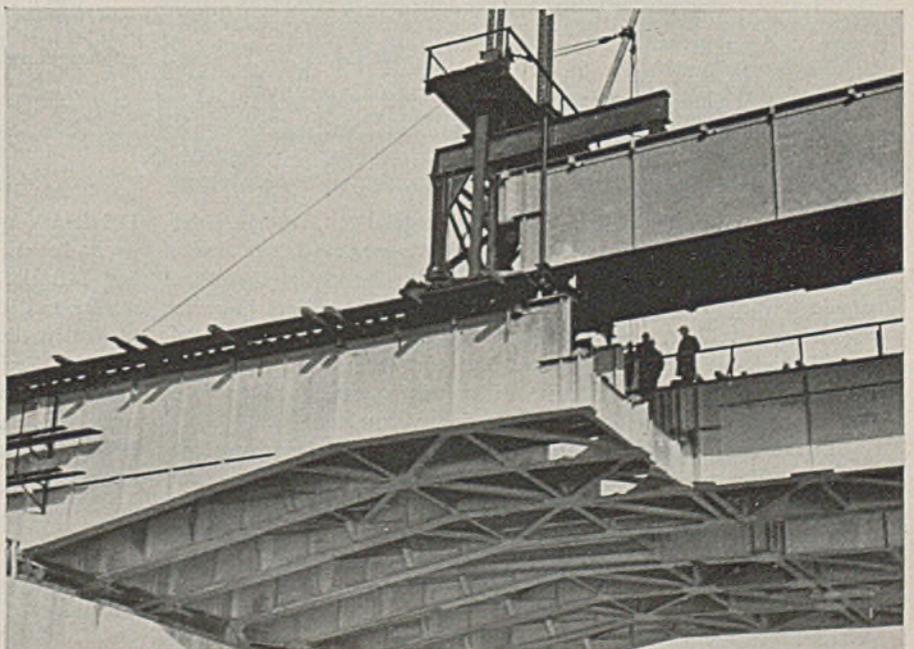


Abb. 54. Hinteres Absenkgerüst.

Rollen der beweglichen Lager durch vorgelegte eiserne Keile in ihrer Bewegungsmöglichkeit begrenzt und die zur Sicherung der Lagerunterteile dienenden stählernen Dollen provisorisch mit einer mageren Zementmischung vergossen. Die für das Einschwimmen erforderlichen Zug- und Rückhaltewinden wurden so an den Widerlagern verankert, daß die beim Verschieben auftretenden Kräfte unmittelbar an diese abgegeben und nicht erst durch die Überbauten hindurchgeleitet werden. Diese Maßnahmen haben sich als sehr zweckmäßig erwiesen.

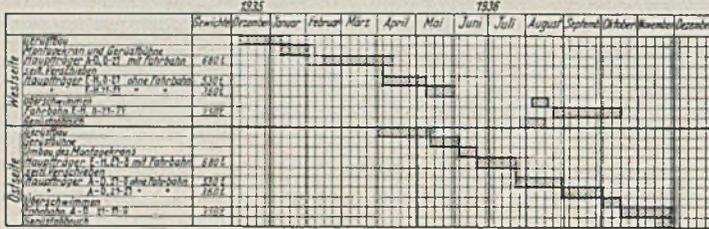


Abb. 55. Montageplan.

Nach dem Einbau der sämtlichen Koppelträger erfolgte dann das Verlegen der seitlichen Fahrbauteile, das genaue Ausrichten der Überbauten in der Höhenlage und der Einbau der Geländer.

In zeitlicher Hinsicht ist zu bemerken, daß nach dem Streckenarbeitsprogramm die Fertigstellung der Brücke nicht drängte. Die Aufstellung der Seitenüberbauten konnte daher, wie aus dem in Abb. 55 dargestellten Montageplan hervorgeht, nacheinander vorgenommen werden.

Die Besichtigungswagen.

Im ganzen sind drei Besichtigungswagen vorhanden (Abb. 56). Je einer verläuft außen längs der äußeren Hauptträger A bzw. H, der dritte fährt in der Mitte zwischen den inneren Hauptträgern D und E. Alle drei Besichtigungswagen können die Brücke der ganzen Länge nach bestreichen. Um nun auch an die inneren Hauptträger

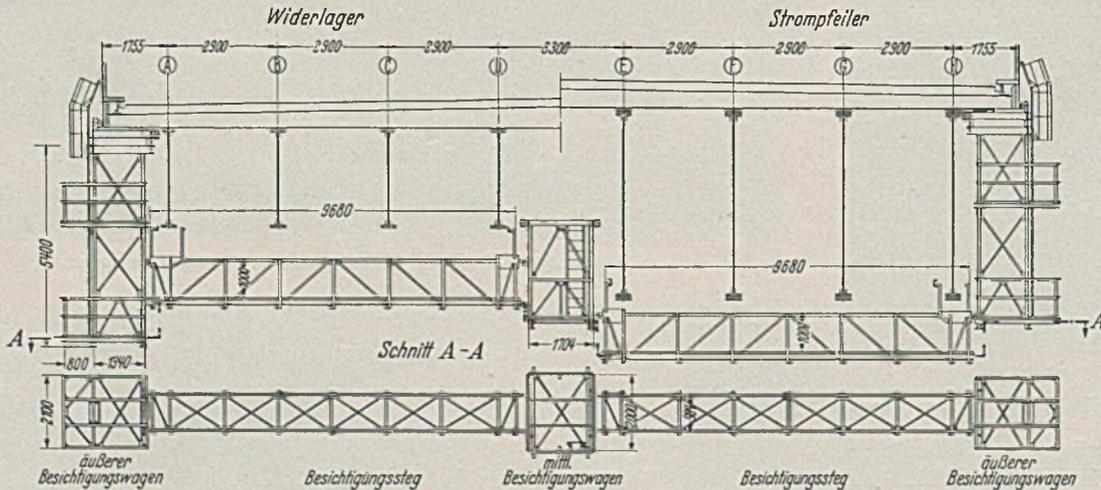


Abb. 56. Besichtigungswagen und Stege.

B, C, F und G, sowie an die Verbände zu gelangen, sind in jeder Öffnung noch je zwei leichte Besichtigungsstege von rd. 1 m Breite angeordnet, die auf die äußeren und inneren Besichtigungswagen aufgelegt werden können. Diese Auflagerung ist an dem äußeren Wagen frei drehbar, an dem inneren Besichtigungswagen längsverschieblich ausgebildet; dies war erforderlich, da sich bei den einzeln von Hand betriebenen, nicht miteinander gekoppelten Wagen ein Voreilen nicht mit Sicherheit vermeiden läßt.

In der Nähe der Strompfeiler müssen die Besichtigungsstege wegen der Vouten der Hauptträger abgesenkt werden. Zu diesem Zwecke sind die Auflager dieser Stege an den Besichtigungswagen mit Spindeln versehen, so daß sie mittels einer Handkurbel herauf- bzw. heruntergedreht werden können.

Im Ruhezustand werden die Stege an die Hauptträger angehängt.

Stahlgewicht.

Das Stahlgewicht der vorliegenden Brücke ist — getrennt nach St 52, St 37 und Stahlguß — aus der folgenden Zahlentafel ersichtlich. Der leichteren Übersicht halber sind in den beiden letzten Spalten die Gewichte für 1 lfd./m Brücke (Spalte 5) bzw. 1 m² Brückengrundfläche (Spalte 6) angegeben; dabei ist die Länge der Brücke zu 225 m, die Grundfläche zu 225 · 24 = 5400 m² eingesetzt.

Pauteil	1	2	3	4	5	6
	St 52 t	St 37 t	Stahl- guß t	Summe t	t/m	kg/m ²
Hauptträger	2401,2	32,1	—	2433,3	10,80	450
Querträger nebst Auflager- platten . . .	—	186,4	—	186,4	0,85	35
Längsträger und Buckelbleche .	—	567,6	—	567,6	2,52	105
Querverbände .	18,8	176,7	—	195,5	0,87	36
Windverband .	—	58,5	—	58,5	0,26	11
Fußsteg, Geländer, Laufträger für Besich- tigungswagen, Leitern . . .	—	168,9	—	168,9	0,75	31
Lager	—	1,0	101,2	102,2	0,45	19
Abschlußplatten am Widerlager	—	—	13,5	13,5	0,06	3
Entwässerung .	—	11,1 ¹	—	11,1	0,05	2
Summe	2420,0	1202,3	114,7	3737,0	16,61	692

¹ St 37 und St 00.21 mit 0,2—0,3% Kupfer.

Bei dem Vergleich dieser Werte mit denen anderer Brückenbauten ist zu beachten, daß die Bauhöhe — 4,16 m bei 99 m Spannweite der Mittelöffnung — außerordentlich gering gehalten werden mußte und daß fernerhin das Gewicht der Buckel- und Waffelbleche in diesen Angaben enthalten ist.

Die Bearbeitung des allgemeinen Entwurfs und die Bauleitung lag in den Händen der O. B. K. Stettin, den Ausführungsentwurf im einzelnen bearbeitete Ziv.-Ing. Reg.-Baumeister a. D. Bruno Schultz, Berlin; die Durcharbeitung der Ausführungszeichnungen und die gesamte Lieferung und Montage lag in den Händen des Stahlbau-Werkes J. Gollnow u. Sohn, Stettin.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Dreigelenkbogen — Fachwerkbrücke in Holzkonstruktion.

Als weiteres Beispiel für die Beliebtheit, deren sich Holzbrücken zur Zeit in den Vereinigten Staaten unter gewissen Bedingungen erfreuen, sei im folgenden über eine Dreigelenkbogen-Fachwerkbrücke be-

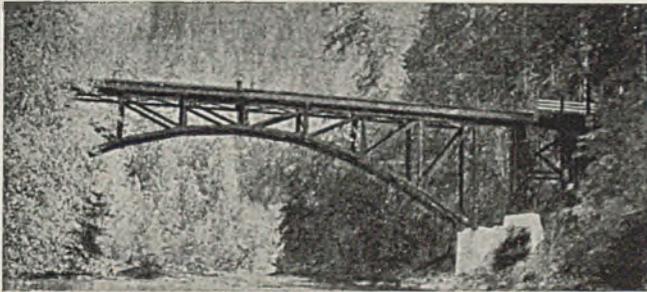


Abb. 1. Ansicht der fertigen Brücke über den Nord-Umpqua-Fluß in Oregon.

angenagelt. Die Gelenke bestehen aus Stahlguß, die Gelenkbolzen haben 8 cm \varnothing . Der Obergurt erhielt einen Stich von 8 cm.

Alle Teile wurden aus ausgewachtem Douglastannen-Bauholz hergestellt und nach erfolgter Bearbeitung im Spardrucktränkverfahren durch eine Mischung von Teeröl und Petroleum (1:1) gegen Fäulnis geschützt. Da sich bei der Tränkung die abgeschrägten Enden der Untergurtstäbe infolge des Schwindens änderten (Abb. 4), mußten diese Enden beim Zusammenbau nachgearbeitet werden.

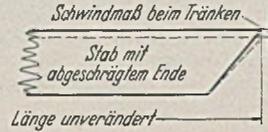


Abb. 4. Änderung der abgeschrägten Enden der Untergurtstäbe infolge Schwindens während der Teeröltränkung.

Bei einer Probelastung der fertiggestellten Brücke mit einem 60 PS-Schlepper von rd. 16 t Gewicht ergab sich eine Scheitelsenkung von rd. 16 mm. [Nach Engng. News Rec. 117 (1936) S. 920].

H. S i m o n s, Hannover.

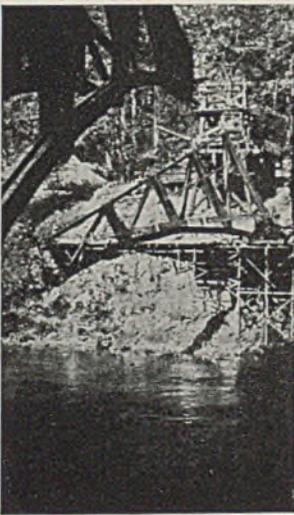


Abb. 2. Aufstellen einer Trägerhälfte mit Hilfe eines Kabelkranes.

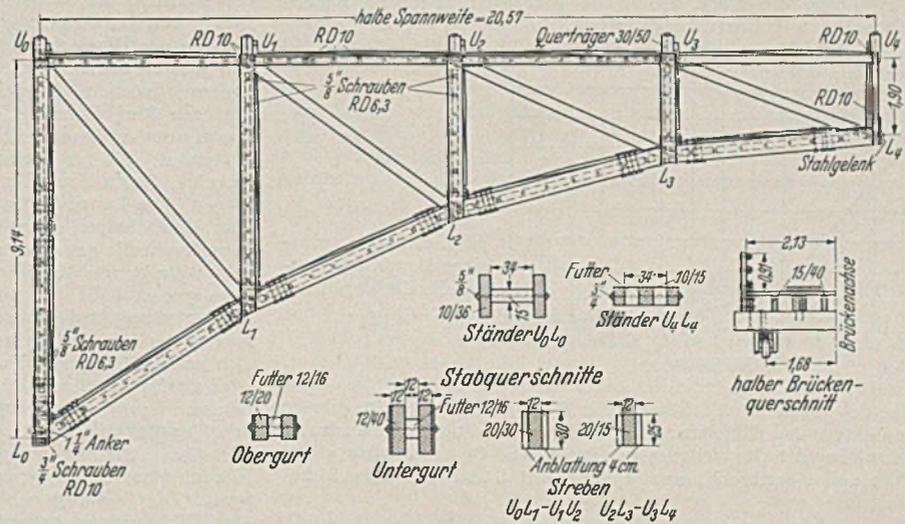


Abb. 3. Konstruktionszeichnung einer Trägerhälfte nebst Stabquerschnitten und Brückenquerschnitt.

richtet; sie wurde durch „CCC-Männer“ (eine Art freiwilliger Arbeitsdienst) im Auftrag der amerikanischen Forstbehörde im Staate Oregon erbaut. Besonderer Wert wurde auf gefälliges Aussehen gelegt (Abb. 1). Die Wahl des Baustoffes — Holz — wurde u. a. durch die weite Entfernung der nächsten Bahnstation bestimmt (rd. 70 km), die Wahl des Systems durch den Wunsch, ohne besondere Montagegerüste auszukommen, um nicht durch das Frühjahrs-Hochwasser behindert zu werden. Bei der gewählten Lösung konnten die beiden Trägerhälften am Ufer vollständig zusammengebaut und dann mit Hilfe eines Kabelkranes hochgezogen und aufgestellt werden (Abb. 2).

Die Spannweite der Hauptöffnung beträgt 41,14 m. Daran schließen sich beiderseits je drei weitere Öffnungen von 5,15 m an. Die lichte Breite ist 4,26 m (2,46 m für die Fahrbahn und je 0,90 m für die Fußwege). Der Berechnung wurde die amerikanische Regellast H 15 zugrunde gelegt. Diese gilt zwar für Landstraßenbrücken im Zuge von Hauptstraßen, liegt aber mit 670 kg/lfd. m + Einzellast von 9,5 t für eine Fahrbahnbreite von 2,75 m wesentlich unter unseren Lasten.

Konstruktion und Abmessungen gehen aus Abb. 3 hervor. Die Bohlen der Gurtstäbe und der Ständer wurden mit einem durchgehenden Futter zu einem H-förmigen Querschnitt vereint; die drei Hölzer des Querschnittes sind in Abständen von rd. 60 cm durch $\frac{5}{8}$ “-Schrauben miteinander verbunden. Außerdem sind an den Ständen noch je vier Ringdübel von 6,3 cm \varnothing angeordnet, um das wirksame Trägheitsmoment dieser gegliederten Druckstäbe zu erhöhen. Im Obergurt dienen die Stegbohlen gleichzeitig als Stoßlaschen der Seitenbohlen, deren Stöße gegeneinander versetzt sind. Für die Stabverbindungen und für die Obergurtstöße werden Ringschlitzdübel von 10 cm \varnothing verwendet.

Die Seitenbohlen des Untergurtes sind an den Knotenpunkten gestoßen; die Stöße werden nur durch die zwischen die Untergurtbohlen eingeführten, angeblatteten Streben und die Bohlen der Ständer gedeckt. Zwischen die Hirnholzflächen der Untergurtbohlen wurden 3 mm starke verzinkte Blechstückchen eingelegt.

Der Windverband in der Ebene des Untergurtes wurde durch Ringdübel von 10 cm \varnothing angeschlossen, die übrigen Querverbände wurden

Die Anwendung von Aluminiumlegierungen im konstruktiven Ingenieurbau Nordamerikas.

Die Verwendung von Aluminiumlegierungen für konstruktive Zwecke wird in Deutschland wohl in der nächsten Zeit stark vorangetrieben werden, da das Aluminium bekanntlich zu den wenigen Rohstoffen gehört, die der deutsche Boden in ausreichenden Mengen enthält. Ein Bericht von E. C. Hartmann („Structural application of aluminium alloys“), der den Stand der amerikanischen Leichtmetalltechnik beschreibt und exakte Angaben über zulässige Spannungen macht, die aus Versuchen abgeleitet sind, wird daher besonders interessieren. Manch neuer Gesichtspunkt dürfte sich hier auch für den deutschen Leichtmetallkonstrukteur ergeben.

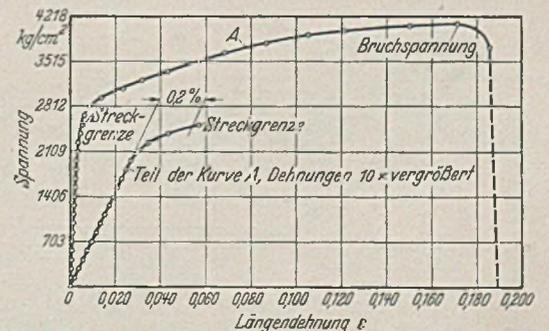


Abb. 1. Spannungsdehnungslinie der amerikanischen Aluminiumlegierung 17 S-T.

Alle dort gemachten Angaben beziehen sich auf eine Duraluminiumlegierung (17 S-T) von 95 % Aluminium, 4 % Kupfer und je 0,5 % Mangan und Magnesium. Die Legierung ist durch Abschrecken von 504° C in kaltes Wasser oder in abgekühlte Walzformen gehärtet und hat dann die Materialeigenschaften, die durch die in Abb. 1 gegebene Spannungsdehnungslinie festgelegt sind.

Die Bearbeitung erfolgt im allgemeinen genau wie bei Stahl. Schweißen und Autogenschnitten sind dagegen wegen der damit verbundenen Herabsetzung der Festigkeitseigenschaften stark eingeschränkt, eine Erwärmung bis 150° C (bis zu 30 Min.) zum Zweck der Formgebung ist jedoch gestattet. Bei stärkerer Erwärmung ist nachträgliche Vergrütung erforderlich, wenn volle Festigkeit verlangt wird. Starke Abbiegungen sind deshalb bei der Konstruktion tunlichst zu vermeiden. Hauptverbindungsmitel sind Aluminium- und Stahlmiete. Warm geschlagene Aluminiummiete werden durch die Umhüllung in der kalten Konstruktion von selbst gehärtet, so daß eine Materialverschlechterung beim Nieten nicht eintritt.

Wichtig für uns sind vor allem die für zulässig erachteten Spannungen. Zugrundegelegt ist eine Sicherheit von 3 gegen Bruch oder Knicken und von 2 gegen größere plastische Verformungen. Die zulässige Zugspannung beträgt $\sigma_{zul} = 1054 \text{ kg/cm}^2$, die zulässige Druck- bzw. Knickspannung beträgt

(1) $\sigma_{zul} = 1054 - 8,65 \alpha \cdot \lambda$ für $\alpha \cdot \lambda \leq 81$
 und
 (2) $\sigma_{zul} = \frac{2320000}{\alpha^2 \cdot \lambda^2}$ für $\alpha \cdot \lambda \geq 81$.

Hierin ist λ die Schlankheit und α ein Faktor, der die Einspannung berücksichtigt. (Starre Einspannung: $\alpha = 0,5$, Gelenkige Einspannung: $\alpha = 1,0$. Praktisch $0,6 < \alpha < 1,0$.) Die hierdurch gegebene Knickspannungslinie ist in Abb. 2 wiedergegeben.

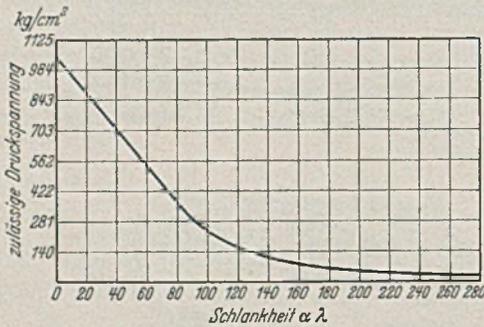


Abb. 2 Linie zulässiger Druckspannungen für die Legierung 17 S-T.

Infolge des gegenüber Stahl geringen E-Moduls knicken Stegbleche und Platten bereits bei Abmessungen, bei denen bei Stahl ein Bruch nur bei Überschreitung der Quetschgrenze auftritt. Die Querschnitte 1, 2 und 3 in Abb. 3 seien senkrecht zur Querschnittsfläche auf Druck be-



Abb. 3. Querschnittsformen.

anspruch. Die Berechnung von σ_{zul} erfolgt nach Gl. (1) u. (2), nur daß für $\alpha \cdot \lambda$ zu setzen ist $1,2 \frac{b}{d}$ bei Querschnitt 1, $4,0 \frac{b}{d}$ bei Querschnitt 2 und $3,0 \frac{b}{d}$ bei Querschnitt 3.

Der zulässige Lochleibungsdruck beträgt 1830 kg/cm^2 und die zulässige Schub- bzw. Scherspannung in Nieten und Platten 633 kg/cm^2 .

Schubbeanspruchte Stegbleche werden auf Knicken berechnet nach der Gleichung:

$$\tau_{zul} = \frac{843000}{\left(\frac{h}{d}\right)^2} \left[1 - \left(\frac{h}{l}\right)^2\right] \text{ in kg/cm}^2.$$

Hierin ist d die Plattenstärke, h und l sind die Plattenhöhe und Plattenlänge zwischen den Steifen.

Für Wechselstäbe soll sein:

$$\sigma = \sigma_{max} - \frac{1}{2} \sigma_{min} \leq 1054 \text{ kg/cm}^2.$$

Dies soll nach dem Bericht auch bei dauerbeanspruchten Nietverbindungen eine Million Lastwechsel garantieren.

Weitere Betrachtungen über elastische Formänderungen von Leichtmetallkonstruktionen sind weniger wichtig. Die Verwendung kombinierter Leichtmetall-Stahlkonstruktionen wird befürwortet, wenn Temperaturspannungen nach Möglichkeit vermieden werden und die Beschleunigung der Korrosion durch Berührungselektrizität durch geeignete Zwischenanstriche ausgeschaltet ist. [Proc. Amer. Soc. civ. Engr. 62 (1936) S. 1313.] Dr.-Ing. G. Grüning, Berlin.

Wirtschaftliche Größenbemessung von Wasserleitungen.

Die vorliegende Arbeit ist aus Untersuchungen entstanden, die bei der Planung der Wasserzuführung aus dem Colorado-Fluß nach dem Bezirk von Los Angeles durchgeführt sind. Der Colorado-Fluß wird zum Zwecke der Wasserentnahme durch die „Parker“-Sperrmauer gestaut. Die Wasserleitung, die sich aus offenen Kanalstrecken, Einschnitten, Auftragsstrecken, Tunnelstrecken und Druckleitungen zusammensetzt und die fünf Pumpwerke mit einer Gesamtförderhöhe von nahezu 500 m notwendig macht, ist für eine Höchstleistung von etwa 45 m³/sec berechnet. Sie ist bestimmt, den Küstenbezirk mit den Städten Los Angeles, Santa Ana, Fullerton, Burbank, Santa Monica u. a. zu versorgen. Die Leitung ist von der Wasserentnahme am Colorado-Fluß bis zum Endbehälter, dem Cajalco-Reservoir, 390 km lang. Die Wasserentnahmestelle am Colorado-Fluß liegt 137 m ü. M. Das Versorgungsgebiet steigt von den Küstenstädten (Santa Monica) bis auf Höhen von etwa 300 m ü. M. an und zwischen dem Versorgungsgebiet und der Wasserentnahmestelle muß ein Gebirgsland mit der Leitung durchfahren werden, das bis auf 1200 m ü. M. ansteigt. Das Projekt macht also notwendigerweise Pumparbeit erforderlich. Die Gesamtförderhöhe wird durch den Stau am Parker-Sperrdamm nur um ein geringes (nämlich um 22 m) verringert. Die Parker Sperrmauer ist zwar nicht für den Hauptzweck der Wasserhebung vorgesehen, sondern für die wirtschaftliche Regelung des Flusses und die Reinigung des Flußwassers. Nebenbei bot die Sperrmauer die Möglichkeit zur Erzeugung von Wasserkraft. Die Leitungstrasse und der Längenschnitt der Leitung sind auf der Abbildung zu erkennen (Abb. 1).

Eine solch lange und aus verschiedenen Elementen zusammengesetzte Wasserleitung dem Gelände mit einer größtmöglichen Wirtschaftlichkeit anzupassen, ist eine Aufgabe, die vielfach von geologischen und topographischen Bedingungen abhängt und für eine rein mathematische Behandlung wenig geeignet ist. Die Aufgabe ist deshalb bei der Colorado-Flußwasserleitung durch Vergleichsentwürfe und Probeberechnungen gelöst worden.

Die Kosten des Baues der Leitungen, Tunnelstrecken usw., die Pumpkosten und die unter Umständen verfügbare Wasserkraft sind von dem „Gefälle“ in Abhängigkeit gebracht worden, unterteilt nach den sich durch die örtliche Lage ergebenden Teilstrecken. Der Aufsatz behandelt ausschließlich die wirtschaftliche Bemessung von Gefälleleitungen, die wirtschaftliche Bemessung von Druckleitungen soll in einem zweiten Aufsatz behandelt werden.

Im einzelnen sind für die Abhängigkeit der Bau- bzw. Betriebskosten von dem Gefälle „Kosten-Gefälle-Kurven“ gezeichnet und durch

die graphische Methode der „Gefälletangente“ die wirtschaftlichsten Gefälle und dadurch bei gegebener Abflußmenge die entsprechenden Profilgrößen bestimmt

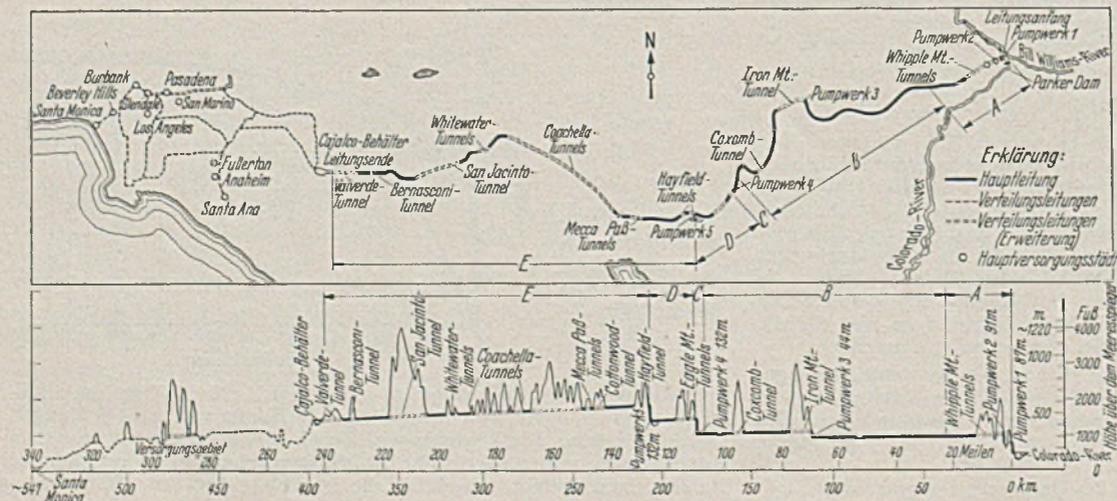


Abb. 1. Trasse und Längenschnitt der Colorado-Flußwasserleitung.

Die Festlegung der Gefälle hat naturgemäß von einzelnen Punkten der Leitung auszugehen, deren Höhenlage aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen festgelegt ist. Diese Festpunkte zu wählen, ist eine verantwortungsvolle und schwierige Aufgabe. Unter Umständen müssen auch hierfür Vergleichsentwürfe durchgeführt werden. Als Festpunkt der Colorado-Flußwasserleitung wurde beispielsweise der Ausgang des Jacinto-Tunnels gewählt, der die Wasserscheide zwischen dem Colorado-Fluß und dem Meer unterfährt. Hier geht das steile Berggefälle in eine flache Ebene über. Dazu steht in der Ebene das Grundwasser dicht unter der Geländeoberfläche und so wurde der Festpunkt für die Höhenlage der Trasse in der Schnittlinie des Grundwasserspiegels mit der Gefälletangente des Berges gefunden. Die Methode der „Gefälletangente“ ist schon 1915 von Thomas Wiggin bei der Catskill-Wasser-

leitung angewendet. Das Verfahren besitzt für Deutschland verhältnismäßig weniger Bedeutung, da so verschieden geartete, sehr lange Wasserleitungen mit so großen Höhenunterschieden kaum vorkommen dürften. Der Wert der wirtschaftlichen Untersuchungen über die Profilgröße, Förderhöhe, Kraftkosten usw. wird dadurch gemindert, daß manche Grundlagen der im Jahre 1932 durchgeführten Wertberechnungen sich geändert haben. Die Zinssätze sind niedriger geworden und damit die kapitalisierten Beträge gestiegen. Die Baukosten sind niedriger geworden, die Kräfteerzeugung kostet weniger und die Leistungsfähigkeit der Pumpen ist größer geworden. Dazu kommt, daß der wichtige Faktor der Entwicklung des zukünftigen Wasserbedarfes ebenfalls nicht bestimmbar ist. [Nach Engng. News Rec. 118 (1937) S. 113.]

K e h r, Hannover.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

30 Jahr-Feier der Staatlichen Tung-Chi-Universität in Schanghai-Woosung.

Am 20. Mai begeht die Tung-Chi-Universität den Tag der 30. Wiederkehr ihrer Gründung. Die früheren Erinnerungsfeiern der Hochschule standen unter einem ungünstigen Stern. Gerade 10 Jahre nach der Gründung wurden — im Weltkrieg — die Schulanlagen von den Franzosen weggenommen, der Tag des 20. jährigen Bestehens fiel in die unruhigste Zeit vor der nationalen Einigung Chinas und als die Schule auf ein Viertelhundert Jahre zurückblickte, lagen die Schulanlagen in Woosung nach dem Einfall der Japaner in Trümmern. Es ist darum verständlich, wenn die Vorbereitungen zum 30. Jahrestag der einstmaligen deutschen Gründung größeren Umfang annehmen, als es sonst bei solcher Jahreszahl üblich ist.

Die drei Jahrzehnte des Bestehens der Hochschule decken sich fast genau mit drei grundlegend verschiedenen Abschnitten in ihrem Werdegang. Im ersten Jahrzehnt des Bestehens lag die Leitung der damaligen „Deutschen Medizin- und Ingenieurschule für Chinesen“ völlig in deutschen Händen. Nachdem China im Jahre 1917 zum Eintritt in die Reihen des Feindbundes gezwungen worden war, wurde die Leitung — zunächst nur formal — in chinesische Hände gelegt und die Verwaltung einem deutsch-chinesischen Komitee unterstellt. Wieder 10 Jahre später, nach dem siegreichen Vordringen der nationalen Bewegung, mußte das Komitee seine Rechte dem Staat abtreten, welcher die seit 1923 mit dem Rang einer chinesischen Universität bekleidete Anstalt in eine staatliche Universität umwandelte, ohne aber etwas an der deutschen Grundlage des Unterrichts zu ändern. Nach der bereits erwähnten Zerstörung im Jahre 1932 wurden die Anlagen in Woosung überraschend schnell wieder aufgebaut und, mit kräftiger Unterstützung durch die deutsche Industrie besser und neuzeitlicher eingerichtet als es je zuvor der Fall war.

Die letzten fünf Jahre ungestörter Entwicklung unter der Leitung des jetzigen Rektors, Prof. Dr. O n g Tsi-lung, bei wohlwollender Förderung durch das chinesische Unterrichtsministerium und weitgehender Unterstützung durch deutsche Stellen, haben aus der anfänglich bescheidenen als Fachschule aufgebauten Anstalt eine Hochschule von Rang gemacht, die keinen Vergleich mit anderen Hochschulen mehr zu scheuen braucht. Die technischen Institute und Sammlungen entsprechen den Forderungen der Zeit und durch die Berufung von Professoren deutscher Hochschulen ist der Stand des Unterrichts auf die in Deutschland erreichte Höhe gebracht worden.

Der Bedeutung der Erinnerungsfeier entsprechend, haben die Spitzen der chinesischen Regierung sowie sonstige Freunde der Universität ihre Wünsche in Form von kunstvoll geschriebenen Gedenksprüchen dargebracht, die in der Festschrift schriftgetreu wiedergegeben werden.

Auch von führenden Männern der deutschen Regierung, der Wissenschaft und der Industrie sind Wünsche und Geleitworte eingelaufen und in der Festschrift enthalten, welche Ende Mai herauskommen wird. Sie enthält außerdem einige Festaufsätze des Rektors, des Generalsekretärs und der beiden deutschen Dekane der Fakultäten, in denen über Vergangenheit, Gegenwart und Zukunftsabsichten der Hochschule ein Bild gegeben wird sowie eine große Zahl von wissenschaftlichen Abhandlungen und Institutsberichten aus den Gebieten der Medizin und der Technik.

Im ganzen vermittelt die Festschrift einen guten Überblick über das im Laufe von drei Jahrzehnten trotz widrigster Geschehnisse Geschaffene, das aus im wesentlichen deutscher Arbeit entstanden, in fernem Lande Zeugnis von deutschem Wissen und Können ablegt und eine segensreiche Kulturbrücke zu einem Volke darstellt, das bis vor wenigen Jahrzehnten zu den unverständlichsten auf dem ganzen Erdball gehörte.

B e r r e r.

Neue Normen zur Zinn- und Nickel-Ersparnis.

L a g e r m e t a l l e. Zweck der neuen Umstellnorm DIN 1703 U ist, den Verbrauchern von Weißmetallen einen Überblick darüber zu geben, welche zinnarmen Legierungen heute für Gleitlager und Gleitflächen zur Verfügung stehen. Um den Übergang von den bisher verwendeten Weißmetallen mit hohem Zinngehalt auf die zinnarmen Legierungen zu erleichtern, wird bei jeder Gruppe von Legierungen angegeben, welche bisher verwendeten Legierungen durch die betreffende Gruppe ersetzt werden können. Außerdem enthält die Umstellnorm Angaben über die Härte, die Gießeigenschaften und die chemische Zusammensetzung der zinnarmen Legierungen. Die Umstellnorm DIN 1703 U ist ein wichtiges Glied in der Reihe der Maßnahmen zur Ersparnis von Zinn und anderen wertvollen Metallen.

H o c h w e r t i g e B a u s t ä h l e. Mit dem Erscheinen der Beilblätter 1—9 zu DIN-Vornorm 1663 werden den Verwendern der auf DIN 1663 genormten Chrom- und Chrom-Molybdänstähle (die in Zukunft möglichst weitgehend an Stelle der Nickel- und Chromnickelstähle nach DIN 1662 verwendet werden sollen) unentbehrliche Unterlagen in die Hand gegeben, um durch richtige Warmbehandlung aus diesen Stählen beste Leistungen hinsichtlich Festigkeit und Zähigkeit herauszuholen zu können. Wie schon bei den Nickel- und Chromnickelstählen, werden bei allen Einsatzstählen Richtlinien für die Einsatzhärtung gegeben und bei den Vergütungsstählen Angaben über die durch Warmbehandlung erreichbaren mechanischen Eigenschaften gemacht, aus denen man erkennt, wie durch geeignete Behandlung die Eigenschaften dieser Stähle innerhalb gewisser Grenzen dem Verwendungszweck angepaßt werden können.

NEUERSCHEINUNGEN.

Internationale Rundschau für Holzverwertung. Herausgegeben vom Ausschuß für Holzverwertung beim Comité International du Bois (C.I.B.). Erscheint etwa alle 6—8 Wochen. Format DIN A 4. Probenummern kostenlos durch Comité International du Bois, Wien I, Singerstr. 27.

International Association for Testing Materials. International Congress, London vom 19.—24. April 1937. Gruppe A - Metals. Mit zahlr. Abb. 174 S. 18×26 cm. Gruppe B - Inorganic Materials. Mit zahlr. Abb. 159 S. 18×26 cm. Gruppe D-Subjects of General Importance. Mit zahlr. Abb. 71 S. 18×26 cm.

Mitteilungen der Deutschen Materialprüfungsanstalten. Heft 21. Berlin: Julius Springer 1937. 19 S. DIN A 4. Preis RM 3,20.

Cammerer, I. S.: Tabellarium aller wichtigen Größen für Wärme-, Kälte- und Schallschutz. Herausgegeben von der Vereinigten Kieselgur- und Korkstein G. m. b. H. Berlin. 1937. 164 S. 11×17 cm. Zu beziehen durch Hirschwald'sche Buchhandlung, Berlin NW 7, Unter den Linden 60. Preis in Leinen RM 3,50.

Vertragsbestimmungen und Gebührenordnung der Ingenieure. Aufgestellt vom Ausschuß für die Gebührenordnung der Ingenieure in Gemeinschaft mit den Arbeitsausschüssen der Reichsbetriebsgemeinschaft 13 der Deutschen Arbeitsfront. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1937. 26 S. DIN A 5. Preis brosch. RM 1,—.

Haustechnische Rundschau. Zeitschrift für Heizung und Lüftung, Gesundheits- und Wärmetechnik, Energieversorgung und Installation. Erscheint monatlich dreimal. Verlag: C. Marhold, Halle a. d. S., Henriettenstr. 3. DIN A 4. Preis Einzelheft RM 0,50; vierteljährl. RM 3,—.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 22. April 1937
und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/01. F 80 594. Wilhelm Fehleemann, Duisburg. Streckenausbau mit Grubenstempeln, die in eine Betonsäule eingesetzt sind. 23. I. 36.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. St 54 523. Max Stern, Essen. Grubenausbau. 19. XII. 31.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. V 30 096. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Stempelbewehrung für Grubenausbau. 8. XI. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 18. T 45 418. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, und Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Schienensstoßbrücke mit Auflagerung der Schienenenden auf einer in Schienenlängsrichtung angeordneten Brücke mit elastischer Eigenschaft. 13. VI. 35.
- Kl. 19 d, Gr. 5. M 126 600. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antrieb mit endlosen Gelenkzahnstangen oder Ketten für schwere Tragwerke, insbes. für Hubbrücken mit getrennter Gegengewichtsaufhängung. 22. II. 34.
- Kl. 20 a, Gr. 9. M 132 350. Arth. H. Müller, Altona-Blankenese. Zweischienige Standbahn. 14. X. 35.
- Kl. 35 b, Gr. 1/23. M 134 375. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Sturmsicherung für Schienenfahrgeräte, wie Verladebrücken od. dgl. 2. V. 36.
- Kl. 37 a, Gr. 1. K 138 811. Krieger & Bartsch G. m. b. H., Dresden. Hölzernes ebenes oder gewölbttes plattenförmiges Tragwerk. 31. VII. 35.
- Kl. 37 a, Gr. 3. R 88 855. Dr. Rudolf Riedelbauch, Frankfurt a. M. Sicherung von Decken gegen Brand- und Gasgeschosse. 28. IX. 33.
- Kl. 37 d, Gr. 24/01. H 139 901. Alois Hauck, Wien; Vertr.: Dr. Dr. L. Weber, Pat.-Anw., Köln. Vorrichtung zum Dichten von Fugen an Fenstern, Türen u. dgl. 30. IV. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 2/01. St 54 007. Julius Stelzner u. Friedel Stelzner, Frankfurt a. M. Siedlungshaus. 12. X. 35.
- Kl. 40 d, Gr. 1/20. V 32 964. Vereinigte Leichtmetallwerke G. m. b. H., Hannover-Linden. Verfahren zur Erhöhung von Stauchgrenze und Knickfestigkeit von Werkstücken. 11. VII. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 3/17. G 93 927. Erf., zugl. Anm.: Dr. Harald Elsnor von Gronow, Schloß Eringerfeld, Post Rütten, Möhne. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels. 13. X. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 11. M 122 283. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Vorrichtung zum Überführen von Fördergut zwischen zwei hintereinandergeschalteten Förderbändern od. dgl. 27. XII. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 16. F 79 365. Felten & Guillaume Carlswerk Eisen und Stahl Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Förderband. 15. V. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 22. I 53 518. Albert Ilberg, Moers-Hochstraß. Fördervorrichtung, insbes. für den Grubenbetrieb, mit doppelarmigen, an einem endlosen Zugmittel angeordneten vollflächigen Mitnehmern. 30. X. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 45. Sch 103 227. Dr.-Ing. Alexander Schmidt, Essen, u. Ferdinand Lietsch, Essen-Borbeck. Vorrichtung zur Förderung von stückigem Gute im Gefälle, bei der die Bahn des Fördergutes mit zwei wechselweise einrückbaren Gruppen von Absperrmitteln versehen ist. 22. I. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 45. Sch 104 116. Dr.-Ing. Alexander Schmidt, Essen, u. Ferdinand Lietsch, Essen-Borbeck. Vorrichtung zum Fördern von stückigem Gut im Gefälle; Zus. z. Anm. Sch 103 227. 30. IV. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/04. B 165 789. Alberto Bordini, Chiavenna, Sondrio, Italien; Vertr.: Dr. F. Zumstein, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Nadelwehr. 12. VI. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/14. M 125 522. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Selbsttätiger Antrieb für eine auf einem beweglichen Staukörper aufgebaute Wehrklappe. 7. XI. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. C 46 779. Chemische Fabrik Budenheim Akt.-Ges., Mainz. Verfahren und Vorrichtung zur fortlaufenden Enthärtung von Wasser. 10. VIII. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. J 51 072. Paul Janicke, Quedlinburg. Vorrichtung zum Ausscheiden von Schwer- und Sperrstoffen aus Abwässern. 26. XI. 34.
- Kl. 85 e, Gr. 18. L 90 644. Emil Loest, Duderstadt, Eichsfeld. Kanalstab oder -latte aus Holz, Rohr u. dgl. 25. VI. 36.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 29. April 1937
und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 a, Gr. 6. St 53 854. Christian Steinbüchel, Köln-Sülz. Befestigung von Schienen, Maschinen und anderen Gegenständen auf Fundamenten durch einen im Fundament vergossenen Dübel. 26. VIII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 11. J 52 472. Lorenz Jäger, Düsseldorf-Gerresheim. Schraubenlose Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten. 3. VI. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 28/14. R 90 626. Franz Reichert, Köln-Ehrenfeld. Fahrbare Vorrichtung zum Nachziehen und Lösen von Gleisbefestigungsschrauben. 17. V. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 9/10. C 50 981. Dipl.-Ing. Hugo Cordes, Altona. Brennkrafttramme mit einem Rammbar und einer zur Führung des Rammbaren dienenden Stützstange. 6. X. 35.
- Kl. 19 d, Gr. 3. H 141 434. Dipl.-Ing. Willy Haupt, Dortmund-Hoerde. Brücke, insbes. Autostraßenbrücke mit zwei nebeneinanderliegenden, im Abstand voneinander angeordneten Fahrbahnen. 8. X. 34.
- Kl. 20 a, Gr. 12. B 173 502. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Tragseilschuh für Seilhängebahnen. 25. III. 36.
- Kl. 20 a, Gr. 12. B 173 736. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Verfahren zum Aufbau einer Personenseilbahn. 9. IV. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 31 294. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für Weichen und Signale. 14. XI. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 32 078. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für zwei- oder dreibegriffige Signale. 24. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 27. S 118 076. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Fahrtrichtungsanzeiger mit elektromotorischem Einzelantrieb für jede Tafel. 24. IV. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 28. V 32 096. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Fernbedienung von Blockfeldern. 31. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 29. V 31 464. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Relaisanordnung für Eisenbahnsicherungseinrichtungen. 12. I. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 8. V 31 588. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätiger Streckenblock. 20. II. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 31 787. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckenblock. 27. IV. 35. Norwegen 30. IV. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 11. B 172 929. Berliner Verkehrs-Akt.-Ges., Berlin. Tragbarer Kurzschließer, insbes. für die Herstellung einer Kurzschlußverbindung zwischen der Stromschiene und einer Fahrtschiene bei elektrischen Schienenbahnen. 11. II. 36.
- Kl. 35 a, Gr. 6. F 78 114. Carl Flohr A.-G., Berlin. Wendeltreppe mit beweglichen Stufen. 21. IX. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 2. B 171 759. Wilhelm Becker, Hannover. Kreuzweise bewehrte Decke. 14. IX. 35.
- Kl. 37 d, Gr. 40/05. L 82 744. Dipl.-Ing. Ludwig Lacher, München. Kettensägemaschine zum Durchsägen von Mauerwerk, Gestein u. dgl. 23. XII. 32.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. D 71 809. Ferdinand Dillier, Basel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Bertram, Dipl.-Ing. K. Lengner u. Dipl.-Ing. H. Kosel, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Kampfgasdichter, plattenförmiger mehrschichtiger Baukörper. 30. XII. 35. Schweiz 4. I. 35.
- Kl. 74 d, Gr. 8/61. N 37 614. N. V. Machinerieën en Apparaten Fabrieken „Meal“, Utrecht, Niederlande; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiesche, Dr.-Ing. B. Johansson, Dipl.-Ing. F. Mathes u. Dipl.-Ing. K. Brose, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Straßenwarnsignal für Fahrzeuge. 10. I. 35. Österreich 15. II. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 13/01. D 71 882. Jean Düx, Köln-Ehrenfeld. Verfahren zur Herstellung von Leichtbauplatten mit Zwischenschichten aus Torf. 13. I. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 113. B 170 979. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Fahrbarer Bandförderer. 7. IX. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. B 155 246. Dipl.-Ing. Karl Balthasar u. Franz Renner, Ladowitz b. Dux, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Harmsen, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Eimerkettenbagger mit einer Eimerleiter, die mit ihrem unteren Ende auf einem selbständig verfahrbaren Stützwagen höhenverstellbar und gegen den Baggerstoß längsverschiebbar gelagert ist. 14. IV. 32. Tschechoslowakische Republik 12. IV. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. H 142 298. Christian Hardt, Baumberg, Bez. Düsseldorf. Frischwasserklärgrube. 2. I. 35.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. Sch 108 184. Schüchtermann & Kremer-Baum Akt.-Ges. für Aufbereitung, Dortmund. Klärbecken für schlammhaltige Flüssigkeiten. 7. X. 35.
- Kl. 85 c, Gr. 6/03. G 88 491. Dipl.-Ing. Hellmut Geiger, Karlsruhe i. B. Sandfang. 11. VI. 35.