

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 9. Juni 1933

Heft 24

Geräte zur Entnahme von Bodenproben für bodenphysikalische Untersuchungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat J. Ehrenberg, Berlin.

1. Entnahme durch Bohrungen oder Schürfungen.

Proben für bodenphysikalische Untersuchungen werden durch Bohrungen oder durch Schürfungen entnommen. Bohrungen erfordern geringere Zeit und weniger Kosten, geben aber nur einen beschränkten Aufschluß über die Bodenverhältnisse. Schürfungen gestatten eine sorgfältigere, auch der Lage nach bestimmte Probenentnahme und geben auf größerer Fläche einen Einblick in die Schichtung und den Aufbau des Bodens. Sie erfordern aber sehr viel Zeit und erheblich größeren Geldaufwand, der mit zunehmender Tiefe und vermehrtem Wasserandrang stark wächst.

2. Boden als Baumaterial oder Baugrund.

Es ist auch wesentlich für die Art der Bodenentnahme, ob der Boden als Baustoff oder als Baugrund untersucht werden soll. Bei Böden, die als Baustoff benutzt werden, z. B. zum Schütten von Dämmen, zur Hinterfüllung von Bauwerken oder zu Dichtungszwecken, braucht die Entnahme der Proben nicht so sorgfältig zu geschehen wie bei dem Baugrunde, da der Boden bei seiner Gewinnung und Verarbeitung in seinem Aufbau völlig gestört wird. Der Boden ist also in dem Zustande zu untersuchen, den er später im Bauwerk erhält. Bei der Gewinnung der Probe braucht auf eine ungestörte Lagerung keine Rücksicht genommen zu werden. Dagegen kann eine Änderung des Wassergehaltes während Gewinnung und Einbau eintreten und ist gegebenenfalls zu berücksichtigen.

Anders liegt der Fall bei Böden, die als Baugrund dienen sollen. Hier ist die Gewinnung und Untersuchung der Probe in ungestörter Lagerung stets anzustreben. Wesentlich für die Beurteilung der Böden auf ihre Eignung als Baugrund ist die Kenntnis ihrer Dichte, Verdichtungsmöglichkeit, Durchlässigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit, Gewicht, Schubwiderstand (Reibung und Kohäsion) in unberührtem Zustande.

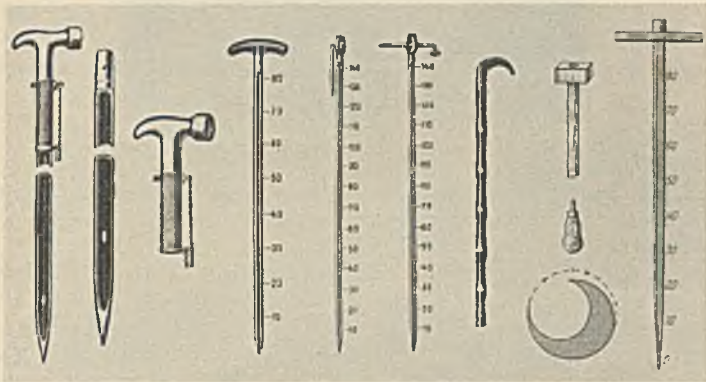


Abb. 1. Stockbohrer nach dem Handbuch für Bodenlehre, herausgegeben von Blank.

3. Im Bauwesen übliches Bohrgerät.

Das im Bauwesen zur Erforschung der Bodenverhältnisse gebräuchliche Bohrgerät ist nicht geeignet, Bodenproben in unberührtem Zustande zu entnehmen, da z. B. bei der Entnahme sandiger Böden unter Wasser mit dem Ventilbohrer die Textur und auch die Kornzusammensetzung der Böden völlig verändert wird. Auch bei bindigen Böden, die mit der Schappe entnommen sind, wird es meistens nicht möglich sein, die unberührten Teile von den gestörten zu unterscheiden. Das vorläufige Merkblatt für die Verwendung von Bohrgeräten bei Bodenuntersuchungen des Ausschusses für Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen gibt beachtenswerte Hinweise für die Verwendung der im Bauwesen gebräuchlichen Bohrgeräte.

Auch die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin hat für die Gewinnung, Verpackung und Versendung von Bodenproben ein Merkblatt herausgegeben, das die wichtigsten hierbei zu beachtenden Punkte enthält.

4. Geräte zur Bodenentnahme.

Geräte zur Entnahme ungestörter Bodenproben wurden von dem auf geologischem, sowie auf land- und forstwirtschaftlichem Gebiete tätigen Bodenkundigen schon früher entwickelt. Es mögen aus der großen Schar dieser Geräte zunächst einige Arten vorgeführt werden.

a) Stockbohrer (Abb. 1). Der Stockbohrer stellt die einfachste Art dar, den Boden aus geringer Tiefe zu entnehmen. Er wird hauptsächlich von den Geologen zur Aufschließung des Bodens verwendet, aber auch für den Ingenieur kann er zur Nachprüfung der oberen Schichten des freigelegten Baugrundes von Vorteil sein, zumal er die Sonde ersetzt. Er ist zum bequemen Transport in Stockform ausgebildet und besteht im wesentlichen aus einem eisernen Stab, der eine Längsnut zur Aufnahme des Bodens und meistens eine cm-Teilung besitzt. Abb. 1 zeigt einige dieser Stockbohrer. Der Stock wird entweder mit der als Hammer dienenden abschraubbaren Krücke oder mit einem Holzschlägel in den Boden gerammt. Durch eine Drehung wird der in der Nut sitzende Boden von dem übrigen Boden getrennt und kann nach dem Herausziehen des Stockes je nach seiner Schichtung mit einem Kratzer herausgenommen und zur weiteren Untersuchung verwendet werden.

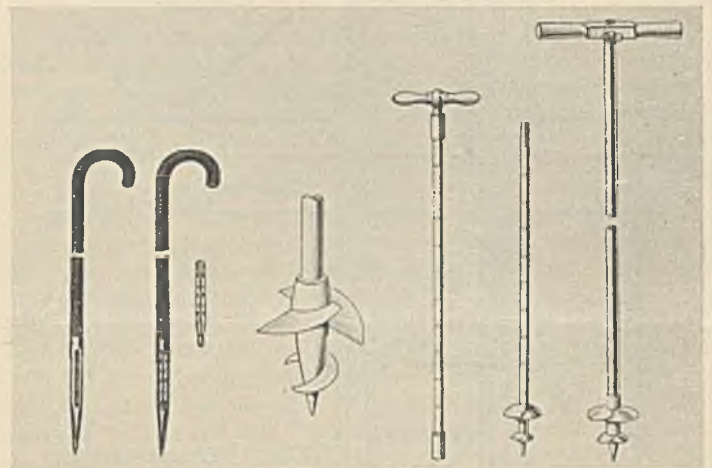


Abb. 2. Tellerbohrer nach dem Handbuch für Bodenlehre, herausgegeben von Blank.

b) Tellerbohrer (Abb. 2). Der Stockbohrer entnimmt entsprechend der Länge seiner Nut ein ganzes Bodenprofil. Vermengungen der Bodenteilchen verschiedener Schichten sind hier nicht ausgeschlossen. Zur Gewinnung des Bodens aus bestimmter geringer Tiefe verwendet man Löffelbohrer, die dem Stockbohrer ähneln, aber nur eine kurze Nut am unteren Ende besitzen, oder die amerikanischen Tellerbohrer. Sie werden im standfesten Boden zunächst bis zu der Tiefe geschlagen oder gebohrt, in der die Probe entnommen werden soll, und dann herausgezogen. Zur Entnahme wird der Bohrer nochmals in dem offen gebliebenen Bohrloch

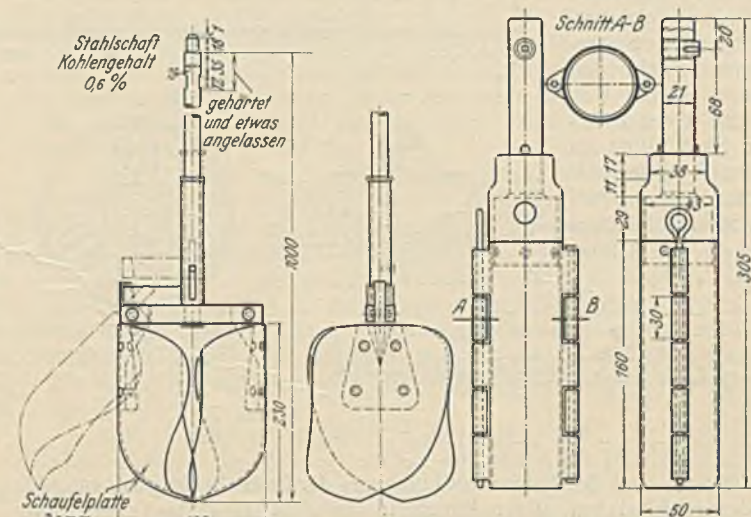
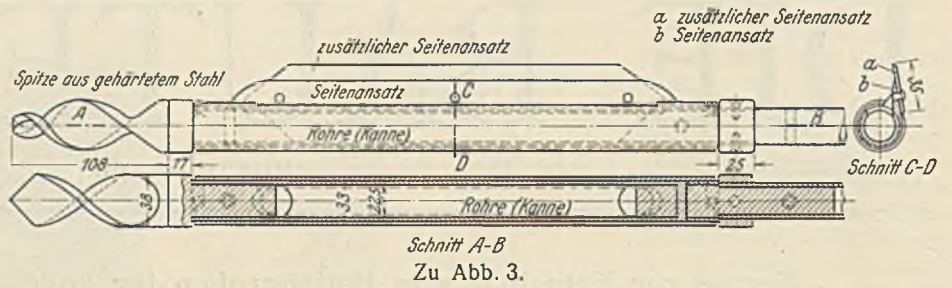


Abb. 3. Kammer-, Schaufel- und Zylinderbohrer (nach Nemenye, Zeitschr. f. Bauwesen 1930).

niedergebracht, dann um die Höhe der Nut oder den Tellerabstand weiter eingetrieben und die Probe entnommen.

c) Kammer- und Zylinderbohrer (Abb. 3). Für größere Tiefen und größere Entnahmemengen dient der Kammerbohrer. Der an einem Gestänge befindliche hohle Zylinder hat unten zum Eindrehen in den Boden ein Bohrgewinde. Er ist seitlich aufgeschlitzt und trägt eine drehbare Hülse mit einem vorspringenden Seitenansatz. Der Bohrer wird durch Rechtsdrehen in den Boden geschraubt. Dabei legt sich — sobald der Seitenansatz



Schnitt A-B
Zu Abb. 3.

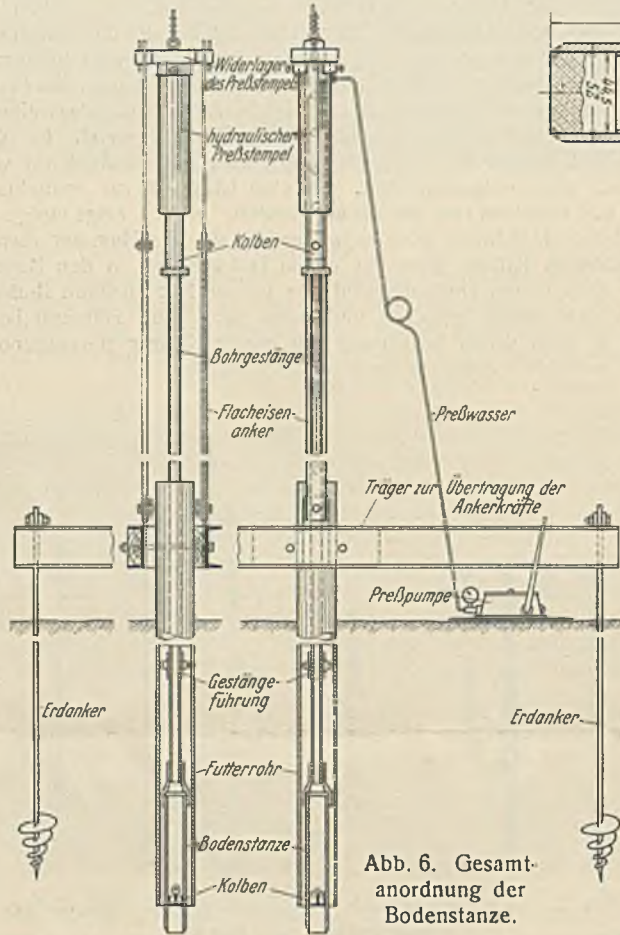


Abb. 6. Gesamtanordnung der Bodenstanze.

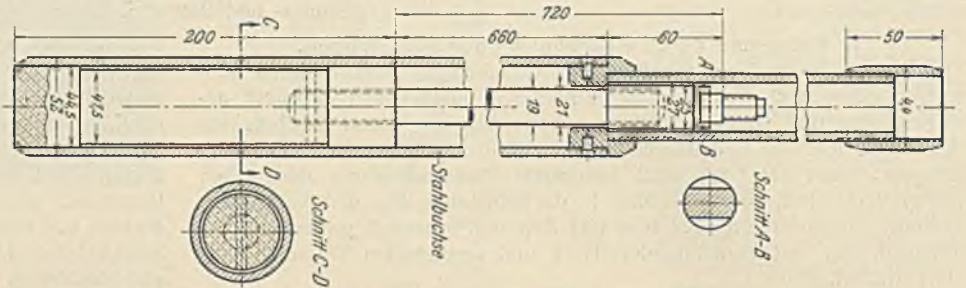


Abb. 4. Der Kolbenbohrer (nach N e m e n y e, Zeltschr. f. Bauwesen 1930).

Boden. Die Bodenprobe wird nach Hochklappen der ausschwenkbaren Schaufel entnommen. Der Zylinderbohrer bietet zwar die Möglichkeit, den Boden einigermaßen ungestört zu entnehmen und ihn nach Öffnen des Zylinders in einfachster Weise herauszunehmen, doch versagt er bei

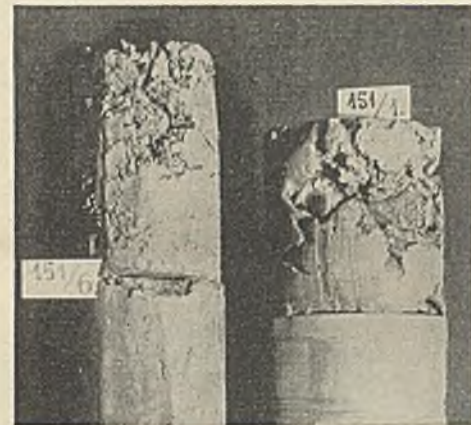


Abb. 5. Proben aus einer Kanaldichtung.

in den Boden dringt — die drehbare Hülse über den Schlitz und verschleißt ihn, so daß kein Boden eindringen kann. Bei weiterem Drehen wird sie in dieser Lage mitgenommen. In der Entnahmetiefe wird der Bohrer nach links gedreht. Dabei wird der Seitenansatz mit Hülse vom Boden festgehalten, und es öffnet sich zunächst der Schlitz. Bei weiterer Drehung wird die Hülse mitgenommen, und der vorspringende Seitenansatz schiebt den Boden durch den Schlitz in den Zylinder. Nach Füllen des Bohrers wird der Schlitz durch die Hülse bei Rechtsdrehen des Bohrers

Entnahme sandiger Böden unter Wasser und bei etwas weichen Bodenarten. Solche Entnahmegerate wurden zuerst in Schweden viel verwendet.

d) Kolbenbohrer (Abb. 4). Einen erheblichen Fortschritt bedeutet

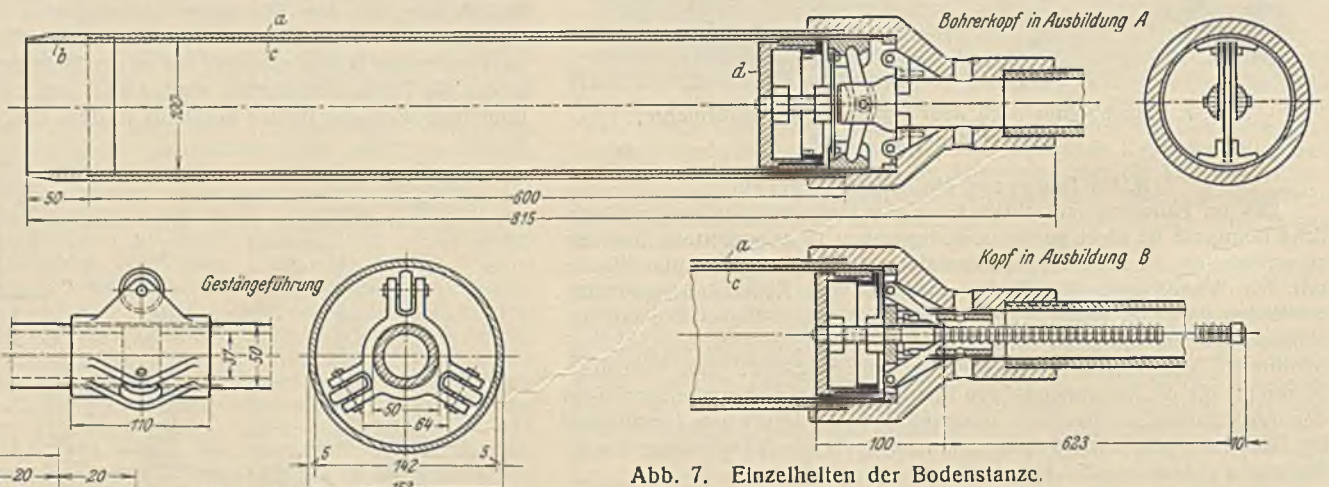


Abb. 7. Einzelheiten der Bodenstanze.

geschlossen und der Bohrer zur Entnahme der Probe herausgezogen. Die Bodenprobe ist bei dieser Entnahme natürlich in ihrer Textur völlig gestört. Auch bei dem für Moorentnahme üblichen Schaufelbohrer tritt eine Gefügestörung ein. Dieser füllt sich ebenfalls durch Drehen im

der von dem schwedischen Ingenieur Olssen erfundene Kolbenbohrer. Dieser Bohrer besteht aus einem 86 cm langen Zylinder von rd. 4,5 cm I.W., in dem sich ein dicht schließender Kolben bewegt. Der Zylinder geht in ein Rohr von 2,7 cm Weite über. Zylinder und Kolbengestänge können beliebig um 1,0 m lange Stücke verlängert werden, dabei ragt das Kolbengestänge stets etwas über das Rohr hinaus. Vor dem Einbringen des Bohrers wird der Kolben in seine unterste Lage gebracht, wobei das unterste Schloß des Kolbengestänges an den Zylinderkopf anschlägt. Am



Abb. 9. Einführung der Bodenstanze.



Abb. 11. Einpressen der Bodenstanze.



Abb. 10. Einrammen der Bodenstanze.

oberen Ende werden Gestänge und Rohr durch eine Klemmvorrichtung miteinander fest verbunden. Das Gerät wird dann durch zwei Mann bis zur Entnahmetiefe in den Boden gedrückt, was bei den jungen, sehr weichen schwedischen Tonen ohne Schwierigkeit möglich ist. Nun wird die Verbindung zwischen Rohr und Kolben gelöst, das Kolbengestänge gegen den Erdboden abgestützt und das Rohr nebst Zylinder bis zum Anschlag des Kolbens an den Zylinderkopf in den Boden gedrückt. Hierbei dringt der Boden in den Zylinder ein. Jetzt wird das Kolbengestänge und das Rohr wieder miteinander verbunden und der ganze Apparat aus dem Boden gezogen. Die im Rohr sitzende Bodenprobe kann wegen des dicht schließenden Kolbens nicht herausfallen, da sonst zwischen dem weichen aber zähen undurchlässigen Ton und dem Kolben ein Vakuum entstehen würde. Der Bohrer soll in undurchlässigen konsistenten Böden sehr gut arbeiten.

e) Weitere Entnahmegereäte. Zur Entnahme ganzer Bodenprofile dient das Bodenentnahmegereät von Burkhardt¹⁾, das eingerammt

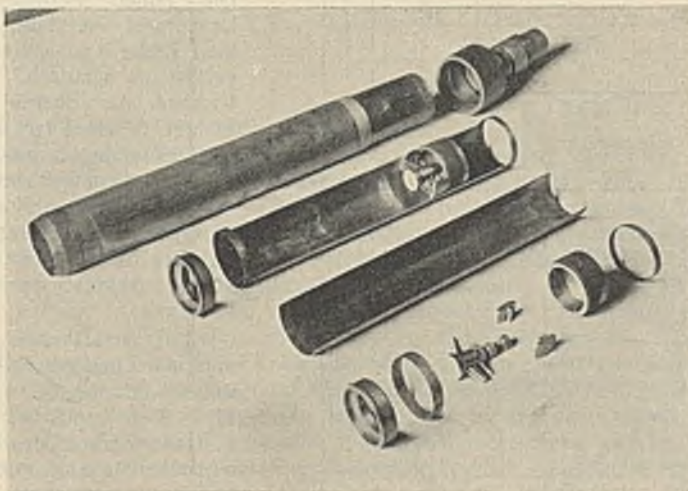


Abb. 8. Einzelheiten der Bodenstanze.

und dann im gefüllten Zustande gezogen wird. Über ein amerikanisches Bodenentnahmegereät, bei dem an Stelle des Kolbens ein Kugelventil als Abschluß des Raumes über der Bodenprobe angeordnet ist, berichtet Früh²⁾. Für die Bodenentnahme wird bei diesem Gerät das Vorhandensein von Wasser im Bohrloch günstig sein, damit der Raum zwischen Bodenprobe und Ventil mit einem unelastischen Stoff ausgefüllt ist. Andererseits ist aber bei der Anwesenheit von Wasser zu beachten, daß bei der Entnahme sich der Wassergehalt der Probe ändert.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 17, S. 247. Regierungsbaurat Dr.-Ing. Burkhardt, Die Aufschließung des Untergrundes.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 49, S. 645. Regierungsbaurat Früh, Ein neues Gerät zur Entnahme ungestörter Bodenproben aus Bohrlöchern.

f) Bodenentnahme durch Ausstechen aus der Oberfläche. Falls der Boden nur aus der Oberfläche oder aus einer Schürfung entnommen wird, genügt das Ausstechen mit einem starkwandigen Blechzylinder, der für den Versand zweckmäßig an beiden Seiten kräftige übergreifende Deckel erhält. Die Zylinder erhalten über dem Deckel eine Schlaghaube aus Holz und werden mit leichten zentrischen Schlägen in den Boden getrieben, wobei — falls erforderlich — der seitliche Boden entfernt wird. Abb. 5 zeigt Proben, die aus einer Kanaldichtung entnommen sind. Zwei davon sind nicht sorgfältig entnommen, so daß für die Bodenuntersuchung im ungestörten Zustande nur ganz wenige Teile verwendet werden konnten.

g) Bodenstanze der Versuchsanstalt. In Anlehnung an den schwedischen Kolbenbohrer habe ich 1928 ein Gerät entworfen, das seitdem auf verschiedenen Baustellen erprobt und verbessert wurde und das sich bei wenig durchlässigen Böden gut bewährt hat. Ich ging davon aus, das Gerät dem im Tiefbau üblichen Bohrgerät anzupassen und es möglichst handlich und leicht beweglich zu gestalten. Es sollte ermöglichen, aus beliebiger, mit gewöhnlichem Bohrgerät erschlossener Tiefe aus unseren meist sehr fest gelagerten Böden eine Bodenprobe von etwa 50 bis 60 cm Höhe und 4 bis 5 l Inhalt im ungestörten Zustande zu entnehmen. Ein kurzes dünnwandiges Stahlrohr von 10 cm l. W., das oben durch einen massigen angeschraubten Kopf mit dem Bohrgestänge verbunden ist, besitzt in seinem Inneren einen beweglichen Kolben, der durch Lederstulpe an die Zylinderwandung luftdicht anschließt. Durch eine einfache Kniehebelvorrichtung oder durch eine Zahnstange mit Sperrklinken wird er in jeder Lage so festgehalten, daß er sich wohl nach oben, aber nicht nach unten bewegen kann. Die Bodenstanze, wie dies Gerät zweckmäßig genannt wird, kann entweder vom Bohrbock mit einem leichten Bären in den Boden gerammt oder — wie Abb. 6 zeigt — mit einem Preßstempel in den Boden gedrückt werden. Das Gestänge hat für diesen Fall Muffen mit Führungsrollen erhalten. Der Preßstempel, der durch eine Druckwasserpumpe Drücke bis zu 10 t ausüben kann, hat als Widerlager eine kräftige Traverse, die durch verstellbare Flacheisenanker mit einem starken zweiteiligen Träger verbunden ist, der das Futterrohr mit Klemmbanken umschließt und an seinen beiden Enden von Erdankern gehalten wird.

Abb. 7 u. 8 zeigen Einzelheiten der Bodenstanze. Der Stahlzylinder *a* besitzt an seinem unteren Ende eine auswechselbare Stahlschneide *b*. Er ist mit einer zweiteiligen Messinghülse *c* ausgekleidet, in der sich der Kolben *d* bewegt.

Abb. 9 u. 10 zeigen das Entnahmegereät bei der Untersuchung der Bodenverhältnisse für eine Klappbrücke bei Rügenwaldermünde. Die Bodenstanze wird in das Bohrrohr eingeführt (Abb. 9). Es wurden hier Bodenproben aus dem Geschiebelehm bis zu 23 m Tiefe entnommen. Die Entnahme aus noch größeren Tiefen würde ebenfalls möglich gewesen sein.

Abb. 10 zeigt das Einrammen der Bodenstanze. Es bereitet keine Schwierigkeiten, wenig wasserdurchlässige Böden, wie Tone, Lehm, Mergel, Moor, auch unter Wasser zu entnehmen. Auch Sande über Wasser, soweit sie eine gewisse Kohäsion durch natürliche Feuchtigkeit besitzen, bleiben in dem Zylinder haften. Bei Sanden und Kiesen, also bei leicht durchlässigen Böden unter Wasser, versagt der Apparat, es sei denn, daß er



Abb. 12. Herausziehen der Hülse aus dem Zylinder der Bodenstanze.

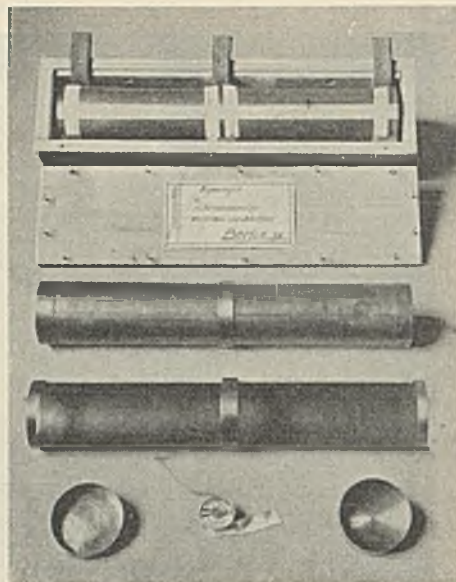


Abb. 14. Hülse versandfertig.

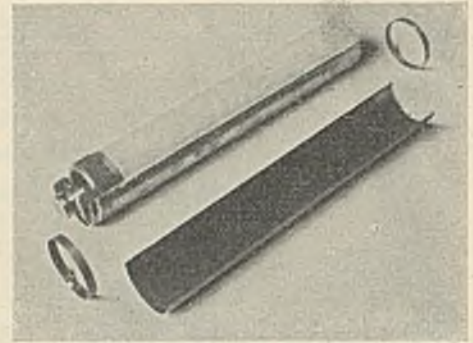


Abb. 13. Hülse mit Bodenprobe.

aus dem Liegenden eine undurchlässige Schicht mit erfasst. Die unter dem Kolben im Zylinder hängende Probe saugt durch ihr Gewicht das Porenwasser und schließlich das Wasser oder die Luft in dem Raum unter dem Kolben, wobei die Probe nach unten sinkt und schließlich herausfällt. Sobald die Probe am unteren Ende wenig wasserdurchlässig ist oder künstlich durch Einspritzen von Chemikalien wenig wasserdurchlässig gemacht wird, gelingt es, die Sand- oder Kiesböden in ungestörter Lagerung aus dem Bohrloch herauszuholen. Die Bodenstanze wird zur Zeit für die

Entnahme von sandigen und kiesigen Böden eingerichtet. Abb. 11 zeigt das Entnahmegesetz mit eingebautem Preßstempel. Der zum Einpressen der Bodenstanze erforderliche Druck gibt gleichzeitig einen Vergleichswert für die Dichte des gelagerten Bodens. Die ganze Preßvorrichtung hängt für gewöhnlich an dem Bohrbock und kann beim Herausziehen des Bohrgestänges in einfachster Weise umgelegt werden.

Nach dem Herausziehen des Bohrgestänges wird die Bodenstanze abgeschraubt und der Zylinderkopf entfernt. Der Zylinder wird dann — wie Abb. 12 zeigt — zwischen Klemmbacken eingespannt und die Hülse durch eine Schelle an zwei Zahnstangen angeschlossen. Mit Hilfe eines einfachen Getriebes kann dann die Hülse aus dem Zylinder gezogen und ebenso die leere Hülse wieder eingeführt werden.

Die aus dem Zylinder entnommene Hülse kann nach Beseitigung der Halteringe geöffnet und die Bodenprobe besichtigt werden (Abb. 13).

Soll die Probe zur Untersuchung versandt werden, so wird die Hülse an beiden Enden mit Deckeln verschlossen und in der Mitte durch einen Ring verspannt (Abb. 14). Die Fugen werden mit Leukoplast verklebt, um die Probe vor Wasserverlust zu schützen. Der Versand der Büchse geschieht in einer Holzkiste mit Filzeinlage, um die unvermeidlichen Erschütterungen während des Transportes zu dämpfen. Zu der Bodenstanze gehören mehrere solcher Hülsen.

Für zwei Proben, die mit der Bodenstanze in Rügenwaldermünde aus 17 m Tiefe und bei der Schleuse Zerben des Mittellandkanals aus 10 m Tiefe im ungestörten Zustande entnommen wurden, sind die Versuchsergebnisse in Abb. 15 dargestellt. Beide Proben bestehen aus Geschiebemergel mit im feinen Bereich ähnlicher Kornzusammensetzung und ähnlichen Größen der Porenziffer, der Fließgrenze und des Raumgewichtes. Nur der Kalkgehalt zeigt erheblichere Abweichungen.

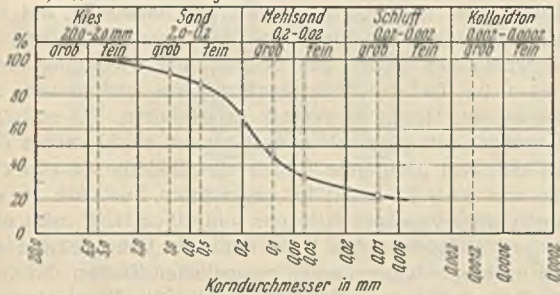
Geschiebemergel
Rügenwaldermünde
Probe VIII (Bohrloch Nr.) Tiefe 210-215 m

1) Wassergehalt d. erdfeucht eingeg. Probe (%): 25,7	4) Fließgrenze (in % d. Totalsubst.): 75,3	7) Raumgewicht: 2,29
2) Mittl.-spez. Gewicht der Korngsubstanz: 2,57	5) Porenziffer: 0,29	
3) Kalkgehalt: 9,3	6) Porenvolumen: 0,255	

Geschiebemergel
Schleuse Zerben Probe 1, Tiefe 10,0 m

1) Wassergehalt d. erdfeucht eingeg. Probe (%): 25,7	4) Fließgrenze (in % d. Totalsubst.): 75,3	7) Raumgewicht: 2,27
2) Mittl.-spez. Gewicht der Korngsubstanz: 2,57	5) Hygraskapazität: 2,55	7) Porenziffer: 0,305
3) Kalkgehalt: 5-6%	6) Ausrollgrenze: 71%	9) Porenvolumen: 0,234

8) Sieb- und Schlämmanalyse:



8) Sieb- und Schlämmanalyse:

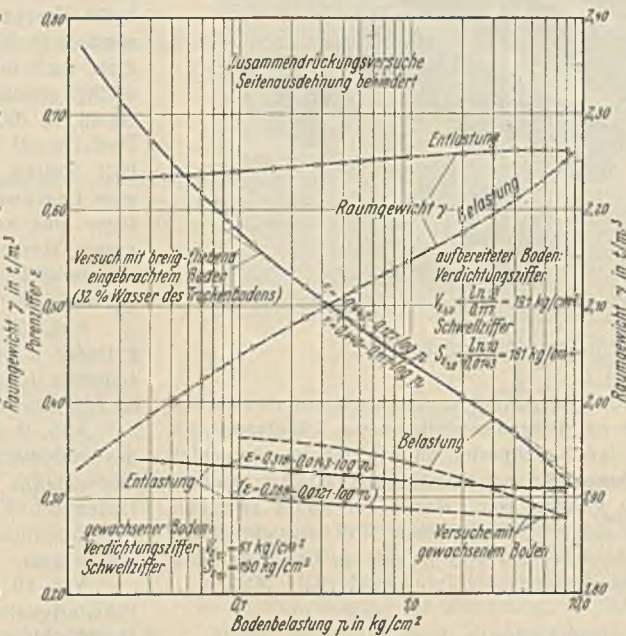
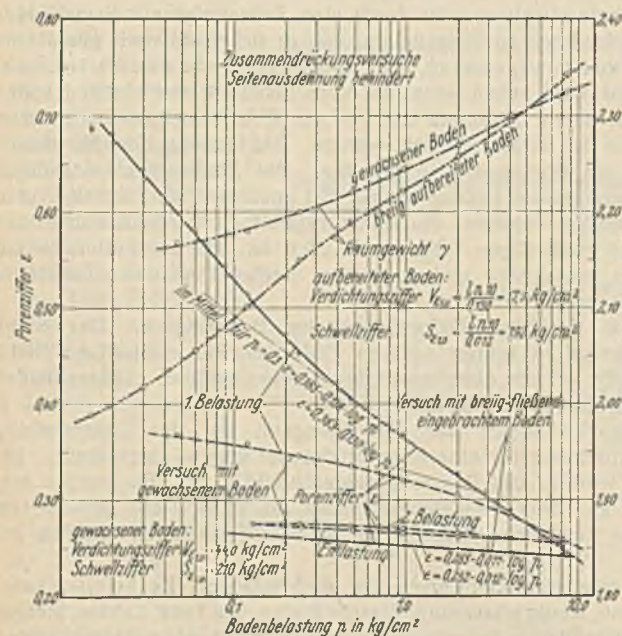
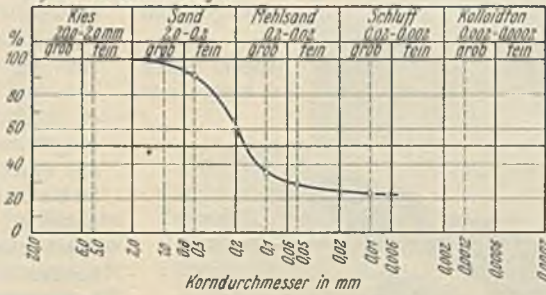


Abb. 15. Versuchsergebnisse von zwei mit den Bodenstanzen entnommenen Proben.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neues Ausrüstverfahren für Massivgewölbe.

Von Reichsbahnrat A. Scholl, Köln.

Beim Ausrüsten unbewehrter Massivgewölbe hat sich wiederholt gezeigt, daß die Bogen Risse erhielten, selbst wenn nach den hierzu allgemein als richtig anerkannten Regeln vorgegangen wurde. Bezüglich des Verfahrens bei der Ausrüstung von Dreigelenkbogen bestehen in der Fachwelt bekanntlich starke Meinungsverschiedenheiten¹⁾. Ziel muß sein, das Gewölbe ohne Rissebildung auszürüsten. Wird das erreicht, dann war das angewandte Verfahren richtig.

Um günstige Vorbedingungen zu einer einwandfreien Ausrüstung zu schaffen, ist größte Sorgfalt bei Herstellung des Lehrgerüsts erforderlich. Schon die Wahl eines möglichst steifen Gerüstsystems ist wichtig. Man sollte deshalb bei Verdingung von Gewölbeausführungen den Entwurf des Gerüsts nicht den Anbietern überlassen, sondern wenigstens das System bei der Ausschreibung vorschreiben. Außer Kranzhölzern und Schalung dürfen keine Glieder auf Biegung beansprucht werden; es darf nicht an Gerüstholz gespart werden.

Das Ausrüsten hat den Sinn, das Gewölbe, das, abgesehen von Schwindspannungen, theoretisch spannungslos auf dem Gerüst ruht, nach vollständigem Erhärten des Bindemittels ohne Erschütterung zum Selbsttragen zu bringen. Das Gerüst muß zu diesem Zwecke derart abgesenkt werden, daß die Bogenkräfte allmählich im Gewölbe erwachen. Es ist aber schwer, diese Forderung zu erfüllen. Tritt die Absenkung nicht so ein, wie sie die elastische Verformung des Gewölbes bei stetig wachsendem Anteil an der Lastübernahme fordert, so besteht die Gefahr, daß keine reinen Gewölbespannungen auftreten, sondern es werden Zwischenzustände mit mehr oder weniger Balkenwirkung und entsprechend gefährlichen Spannungen vorhanden sein²⁾. Hierdurch entstehen dann im unbewehrten Gewölbe die erwähnten Risse.

In hergebrachter Weise wird bisher zur Ausrüstung nach einem Schema verfahren, dessen Grundgedanke ist, die Absenkungstufen proportional der Biegelinie des Gewölbes vorzunehmen, wobei dann im Scheitel begonnen wird. Beim eingespannten Gewölbe kommt die Biegelinie nach Abb. 1 in Frage.



Abb. 1.

Unter Berücksichtigung dieser Forderung ergibt sich das nachstehende Ausrüstungsschema³⁾.

Reihenfolge	Spindel (Vierteldrehungen)					
	III	II	I	I	II	III
1	—	—	1	1	—	—
2	—	1	1	1	1	—
3	1	1	1	1	1	1
4	—	—	1	1	—	—
5	—	1	1	1	1	—

usw., bis das Gewölbe frei ist.

Wie eingangs erwähnt, wurde auch bei Einhaltung dieser Regeln Rissebildung beobachtet. Die Annahmen, die zu der hergebrachten Ausrüsttheorie führten, haben also in reiner Form nicht bestanden. Das Gewölbe ruht eben vor Beginn des Ausrüstens nicht spannungslos und auch nicht gleichmäßig gespannt auf dem Gerüst. Die oben erwähnte unerwünschte Balkenbeanspruchung des Gewölbekörpers ist vorher schon in ungewisser Weise örtlich vorhanden. Das Gerüst, das wochenlang stand, hat unter der Einwirkung von Quellen und Schwinden des Holzes bei Witterungswechseln, unter unkontrollierter und ungleichmäßiger Setzung des Gerüstuntergrundes und infolge sonstiger Zufälligkeiten Bewegungen gemacht, die den spannungslosen Zustand des aufliegenden Gewölbes störten. Die Folge wird sein, daß das Gerüst nicht mehr, wie in der Berechnung angenommen, gleichmäßig trägt, sondern punktwise überlastet und dafür an anderen Stellen entlastet wird. Könnte man diese örtlichen Spannungen vor der Ausrüstung beseitigen, dann wären die zum bisherigen Ausrüstverfahren angenommenen Vorbedingungen erfüllt, und man könnte gefahrlos nach ihm verfahren. Für Eisenbeton sind diese Überlegungen nicht so wichtig, da die Zugspannung aufgenommen und die der Biegelinie zuwiderlaufende Absenkung nachher von selbst wieder ausgeglichen wird. Um nun den unbewehrten Gewölben auch gerecht zu werden, muß ein Absenkungsverfahren gesucht werden, das den örtlichen Vorspannungen nachgeht und nachgibt.

Im folgenden sei ein Versuch beschrieben, diese Forderung zu erfüllen. Als Ausrüstungsvorrichtung sind Schraubenspindeln erforderlich,

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1924, Heft 46, S. 524, u. 49, S. 560; 1925, Heft 38, S. 505; 1926, Heft 4, S. 53.

²⁾ Mörsch, B. u. E. 1925, S. 144.

³⁾ S. Kirchner, Rüstungsbau, S. 215. Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn.

und das Gerüstsystem muß möglichst so ausgebildet werden, daß sämtliche Spindeln theoretisch gleichen Lastanteil tragen. Man kann annehmen, daß Schrauben von gleicher Konstruktion, gleichem Gütegrade und gleichmäßiger sauberer Schmierung praktisch den gleichen Reibungswert besitzen. Das bei der Drehung aufzuwendende Moment ist somit proportional der Belastung. Man hat hier ein einfaches Mittel an der Hand, vor der Ausrüstung die ungleiche Belastung der Spindeln annähernd empirisch zu bestimmen. Man braucht nur an sämtlichen Spindeln einzeln einen vorsichtigen Lockerungsversuch vorzunehmen, wobei nur um wenige Grad gedreht werden darf und nachher wieder zurückzudrehen ist. Hierbei merkt man sich die Spindeln, die besonders schwer gehen. An diesen wird mit der Ausrüstung begonnen, gleich, wo sie stehen. Da das Lehrgerüst infolge der steifen Knotenausbildung und wegen der zahlreichen Verbände ein vielfach statisch unbestimmtes räumliches Gebilde ist, wird die Bewegung auch nur einer Spindel auf den Lastzustand aller übrigen, besonders aber der benachbarten, einwirken. In welcher Weise das geschieht, ist theoretisch kaum zu verfolgen. Es ergibt sich aber, daß man die Schwergangkontrolle der Spindeln während des ganzen Ausrüstungsvorganges fortsetzen muß, um die Gewichtsverlagerungen zu prüfen und immer wieder organisch den Punkten des höchsten Druckes nachzugeben, bis sich das Gewölbe selbst trägt. Das Ausrüsten dauert natürlich auf diese Weise viel länger als früher, es geschieht aber erschütterungsfreier, und es sind bedeutend weniger Arbeiter erforderlich. Man wird gewöhnlich mit zwei zuverlässigen Leuten auskommen, während sonst soviel Arbeiter nötig waren, daß man gegebenenfalls alle Spindeln gleichzeitig bewegen konnte. In der zeitlichen Ausdehnung des Ausrüstens liegt schon eine wesentliche Verbesserung. Das Gewölbe wird in weitgehendem Maße geschont, und es wird ihm zur elastischen Verformung Zeit gelassen. Feinmessungen haben bisher immer wieder ergeben, daß die Gewölbe nach vollständig entlastetem Gerüst noch über eine Stunde lang erkennbar in ihren Einsenkungsbewegungen fortfahren, ehe der endgültige Ruhezustand eintritt. Das alte Verfahren geht offenbar zu hastig vor; jedenfalls geht bei der Ausrüstung die Lastübergabe an das Bauwerk aus Eigengewicht des Bogens schneller vonstatten als die daraus bedingte, zögernd eintretende bleibende Verlagerung der kleinsten Teilchen, sei es der des Baustoffes selbst, sei es der des Baugrundes.

Ein rechnerischer Überschlag zeigt, daß die Überlastung einzelner Spindeln erst bei einem ganzen Vielfachen der Grundlast gefährlich wird. Es ist einzusehen, daß man diese Mehrlast allein am Schwergange der Spindeln bei gewissenhafter und geschickter Prüfung herausfühlen kann, wobei es gar nicht auf die absoluten Gewichte, als vielmehr auf die relativen Unterschiede ankommt. Dem neuen Verfahren ist der Ansehln der Willkür genommen, da feine Unterschiede in der Spindelbelastung gar nichts ausmachen. Das alte starre und vorher festgelegte Verfahren sieht viel mehr nach Willkür aus, weil es von Voraussetzungen ausgeht, die nur im Ausnahmefall einmal erfüllt sind. Dagegen könnte man das vorstehend entwickelte Verfahren das natürliche Ausrüstverfahren nennen, da es allen möglichen Gegebenheiten Rechnung trägt und sich organisch den Forderungen des unzerbrochenen Gewölbes anschmiegt. Zur Durchführung des Verfahrens auf der Baustelle fertigt man sich zweckmäßig eine rautenförmig aufgeteilte Tafel an, in der die Ergebnisse der Schwergangkontrolle aufgezeichnet werden. Jeder Spindel kommt ein Feld der Tafel zu. Die Felder sind dem Lageplan entsprechend angeordnet. Bei größerer Anzahl von Spindeln würde man vorteilhaft eine Federvorrichtung in den Hebel einbauen, der zur Drehung der Spindeln benutzt wird. Der Ausschlag der Feder gäbe ein Maß für den Schwergang, das man graphisch auftrüge. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Spindeln träten dann klarer zutage. Allerdings müssen die konstruktiven Schwierigkeiten, die sich der genannten Federvorrichtung entgegenstellen, noch gelöst werden.

Der Grundgedanke des Verfahrens, örtliche Biegungsspannungen im Gewölbe, die stets vorhanden sind, zu suchen und zu beseitigen und hierdurch das Gewölbe allmählich zum Selbsttragen zu bringen, läßt sich ohne weiteres auch auf Dreigelenkbogen und Zweigelenkbogen anwenden, woraus sofort folgt, daß das Verfahren für alle Gewölbearten Gültigkeit hat, gleichviel aus welchem Baustoff sie hergestellt sind, sei es Beton, Ziegel-, Bruchstein- oder Quadermauerwerk. In Beton u. Eisen 1925 auf S. 140 ff. werden von Prof. Colberg, auf S. 144 ff. von Prof. Mörsch und auf S. 247 ff. von Dr. Fritsche Ausrüsttheorien für Dreigelenkbogen entwickelt. Die von Fritsche geteilte Theorie Mörsch fordert Ausrüstung des Dreigelenkbogens von der Mitte aus. Colberg bevorzugt zunächst die Mitten der Gewölbeschenkel und nimmt erst nachher das Scheitellgelenk mit. Beide Verfahren schließen natürlich einander aus. Wendet man das hier entwickelte Verfahren der Schwergangkontrolle an, dann wird das Absenkungsbild dem Verfahren von Mörsch ähneln, wenn das Gewölbe vorher wirklich spannungslos auf dem Lehrgerüst ruhte. Das

Absenkungsbild wird dem Verfahren von Colberg ähneln, wenn die Spindeln in den Viertelpunkten überlastet waren. Dieser Fall wird immer dann vorliegen, wenn das Lehrgerüst im Scheitel nicht oder nicht genügend vorbelastet war, oder wenn durch sonstige Umstände das Gerüst in der Mitte stärker verdrückt wurde als an den Seiten. Fritsche führt aus, daß es notwendig ist, bei Aufstellung einer Theorie gewisse Voraussetzungen zu machen, und stellt dann folgendes fest:

„Wenn der Bogen auf dem Lehrgerüst mit allen nötigen Vorsichtsmaßregeln hergestellt worden ist, wenn alle Verformungen des Gerüsts eintreten konnten, bevor das Gewölbe geschlossen war und nachträgliche Senkungen desselben nicht zu erwarten sind, wenn von etwaigen Schwind- und Wärmespannungen abgesehen wird, dann kann der Gewölbebeton wohl im wesentlichen als spannungsfrei angesehen werden.“

Dem Praktiker leuchtet sofort ein, daß alle diese Voraussetzungen nur im Ausnahmefall einmal erfüllt sein können, und daß der Gewölbebaustoff in der Regel also Vorspannungen hat. Es ist nun der Vorzug des Verfahrens der Ausrüstung nach der Spindelastkontrolle, daß sie auch dann gilt, wenn diese Voraussetzungen nicht erfüllt sind, ja, daß sie gerade auf der Nichterfüllung der genannten Voraussetzungen aufgebaut ist. — Für Brücken von großer Spannweite mag eine größere Genauigkeit am Platze sein, wozu Reichsbahnbauauführer Graßmann folgendes Verfahren vorschlägt:

Mit Hilfe von Druckwasser-Hebeböcken mit Schraubspindel und Halsring von der Grundform (Abb. 2) läßt sich die Belastung der einzelnen Punkte ihrer Größe nach ermitteln.

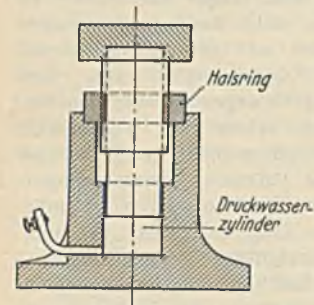
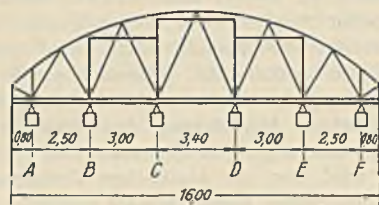


Abb. 2.



Zu Abb. 3.

Bei Montage des Gerüsts und während der Gewölbeherstellung ruht die Last auf Schraubspindel und Halsring. Zur Ausrüstung wird die

Belastungsprobe hydraulisch gemacht. Mit einer Druckwasserpumpe wird die Spannung unter dem Kolben so lange gesteigert, bis der Halsring nicht mehr trägt, was man daran erkennt, daß man ihn mit einer Klaue ohne große Kraftanstrengung drehen kann. Die dazu erforderliche Hebung beträgt nur den Bruchteil eines Millimeters und führt keine nennenswerte Änderung im Spannungszustand des Gewölbes herbei, da sie jeweils nur an einer Presse vorgenommen wird. Am Manometer wird der Wasserdruck abgelesen, woraus sich sofort die Belastung in kg ergibt. Sodann wird der Stempel wieder auf den Halsring abgelassen, der zunächst in seiner ursprünglichen Stellung bleibt. Die ermittelten Lasten trägt man graphisch in einem zweckentsprechenden Schaubilde auf und beginnt mit der Ausrüstung an den Stellen, die gegenüber der Lehrgerüstberechnung prozentual die größte Überlast tragen. Es ist hierbei nicht mehr nötig, daß alle Pressen theoretisch den gleichen Lastanteil tragen, weil man nicht allein auf das Gefühl angewiesen ist. Man besitzt absolute Zahlenwerte, die man mit den Sollwerten vergleichen kann. Das Absenken geschieht in der Weise, daß man den Halsring zunächst wieder hydraulisch löst, ihn um den gewünschten Betrag zurückdreht und den Kolben dann langsam bis zum Aufsitzen auf den Halsring abläßt. Vor dem Aufsitzen liest man wieder das Manometer ab und berichtet die Aufschreibungen. Bei geschickter Handhabung wird es nicht schwer fallen, stets die Stellen herauszufinden, denen man zunächst nachgeben muß.

Das besprochene neue Ausrüstverfahren konnte vom Verfasser in einem Falle angewandt werden. Es handelte sich um eine Straßen-

unterführung von 16 m lichter Weite für sechs Eisenbahngleise. Es war ein eingespanntes Gewölbe, das in drei Abschnitten aus Ziegelmauerwerk hergestellt wurde. Bei der Ausrüstung der drei Teile wurden stets Feinmessungen der Durchbiegung vorgenommen. Die beiden ersten Teile wurden nach dem üblichen Verfahren mit vorher starr festgelegtem Schema ausgerüstet, der erste Teil von der Mitte aus zum Kämpfer hin, der zweite Teil unter geringer Vorgabe im Viertel.

Es entstanden in beiden Fällen Risse. Die Feinmessungen zeigten, daß die Viertelpunkte gegenüber dem Scheitel stark zurückgeblieben waren, besonders beim ersten Teil. Die Vorgabe beim zweiten Teil fußte auf dieser Feststellung. Aber auch hier befriedigte das Einsenkungsbild nicht. Der letzte Gewölbetaeil wurde schließlich nach dem beschriebenen neuen Verfahren mit Schwergangkontrolle der Spindeln ausgerüstet. Abb. 3 gibt an, in welcher Reihenfolge und um welche Beträge die Spindeln abgedreht wurden. Es waren sechs Binder mit je sechs Spindeln aufgestellt.

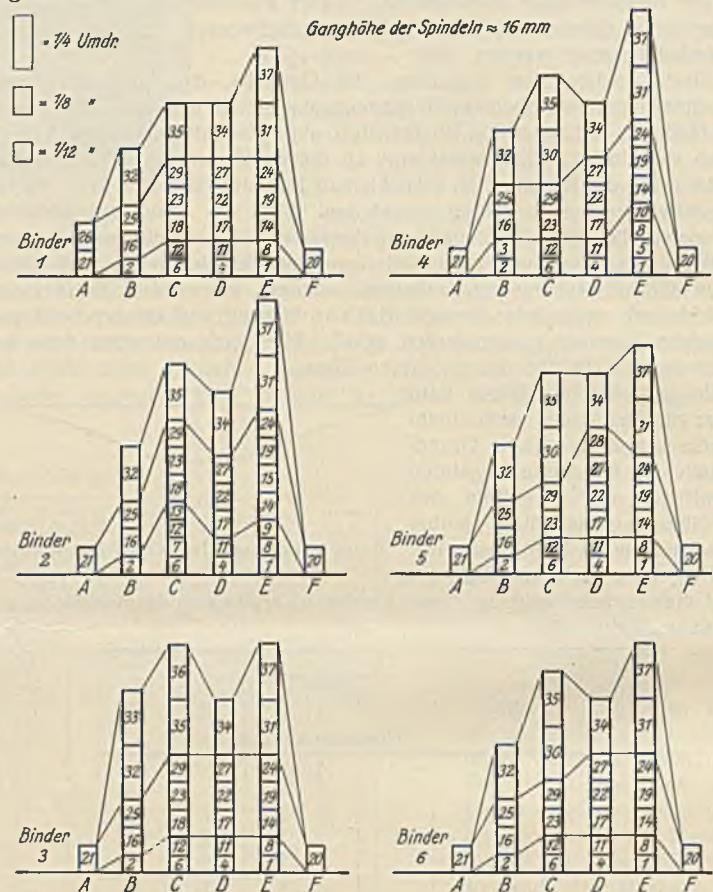


Abb. 3.

Das Ausrüstungsbild erinnert auch hier an die Biegelinie, aber es ist zu erkennen, daß die Spindelreihe E überlastet war und infolgedessen bevorzugt wurde. Das Gewölbe erhielt keine Risse und das durch Feinmessung ermittelte Einsenkungsbild zeigte einen stetigen, befriedigenden Verlauf.

Wenn man auch aus der guten Bewährung in einem Falle noch keine allgemeingültigen Schlüsse ziehen kann, so zeigt dieser Versuch doch, daß man sich in der Fortentwicklung der Ausrüstverfahren so auf dem rechten Wege befindet. Der Verfasser übergibt die Gedankengänge jetzt schon der Öffentlichkeit, weil er vorläufig keine Möglichkeit zu weiteren Versuchen hat. Es wäre wünschenswert, wenn Versuche dieser Art an anderer Stelle fortgesetzt und bekanntgegeben würden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserbewegung in durchlässigen Bodenschichten.

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Privatdozent an der Technischen Hochschule Danzig.
(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.)
(Schluß aus Heft 22.)

e) Die Untersuchungen nach Forchheimer, Smrecker, Kröber usw. Diese Forscher ermittelten folgende Beziehung:

$$(7) \quad v^m = C_1 J.$$

Die Untersuchungen erstreckten sich auf die Ermittlung des Exponenten m , der nach den verschiedenen Angaben größer oder kleiner als 1,0 sein kann. Die Auftragung $(v/\alpha) = f(J)$ zeigte keine Gesetzmäßigkeit, da jeder Oberwassertiefe eine besondere J -Linie eigen war; die verschiedenen J -Linien schnitten sich und lagen teilweise über-

einander. Die Auftragung zeigt große Ähnlichkeit mit der der erweiterten Gl. (7), so daß sie hier nicht besonders gezeigt wird. Diese erweiterte Beziehung $(v/\alpha) = f(\rho J R)$ zeigt Abb. 9. ρ besitzt wiederum die Größe 1,0. Für jede Oberwassertiefe t_0 ergibt sich eine besondere RJ -Linie. Diese einzelnen Linien überschneiden sich in ihrem unteren Teil, so daß ebenfalls keine Gesetzmäßigkeit zu beobachten ist. Verbindet man außerdem die entsprechenden Versuchswerte auf den RJ -Linien miteinander, dann erhält man R -Linien (gestrichelt gezeichnet). Jede R -Linie gilt für eine bestimmte Größe des Profilhalbmessers des Austritts-

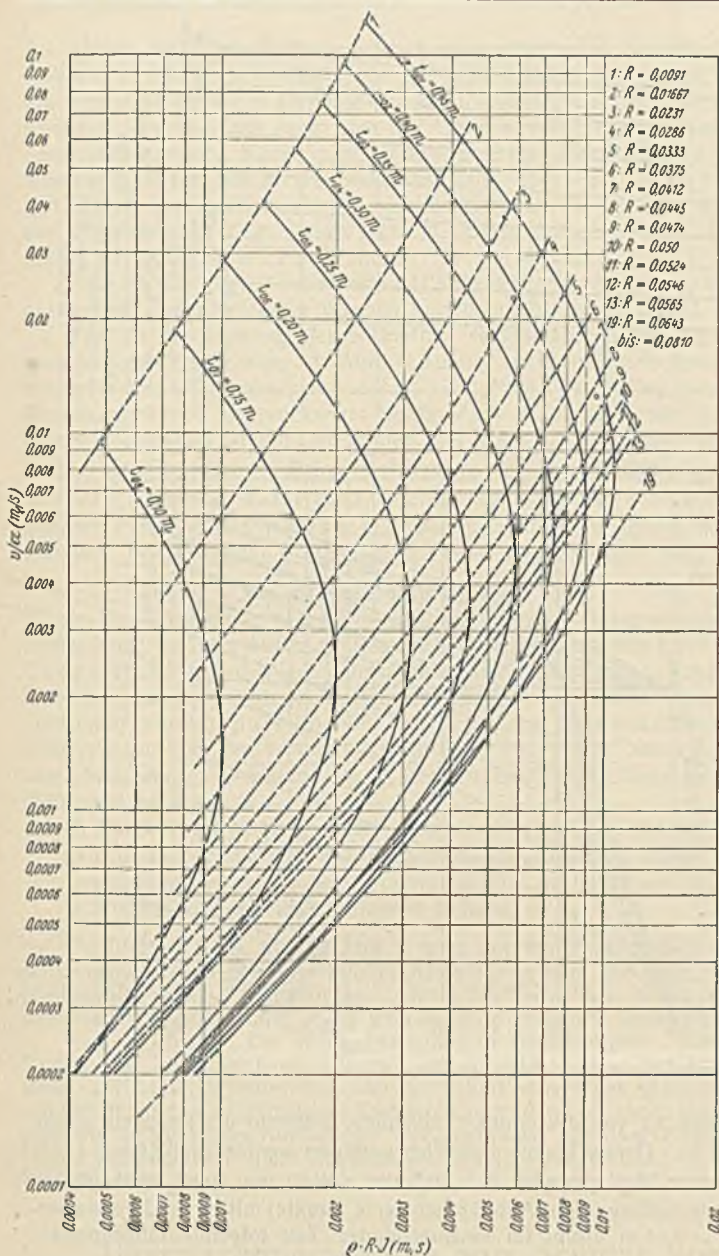


Abb. 9.

schnittes. Die R -Linien der Größen $R = 0,0091$ m bis $0,0565$ m sind eingezeichnet. Bei $R > 0,0565$ m ist die Ermittlung besonderer R -Linien technisch nicht mehr möglich, deshalb gilt die R -Linie 19 näherungsweise für $R = 0,0643$ m bis $0,0810$ m. Da diese kleinen Werte von R und t_o in der Praxis kaum Verwendung finden dürften und bei einer Erweiterung des Geltungsbereiches die RJ -Linien bei $t_o > 0,45$ m sich bei kleinem (v/α) noch mehr überschneiden würden, liefert auch diese Beziehung keine brauchbaren Ergebnisse.

f) Die neue Auswertung.

Da die bisherigen bekannten Beziehungen keine befriedigenden Ergebnisse zeigten, wurde auf die Darstellung in Abb. 2 zurückgegriffen. Für jede Oberwasserhöhe ergab sich dort eine besondere Q -Linie, die sich mit einer anderen nicht schnitt. Außerdem wurde festgestellt, daß bei den Auftragungen von a) bis c) die Größe des Oberwassers von mehr oder minder starkem Einfluß war. Es sind demnach folgende Größen zu berücksichtigen: ρ der Wärmebeiwert, t_u die Höhe des Unterwassers, J das Gefälle und, wie bei der Untersuchung der Absenkungskurve (s. unter 2) ermittelt wurde, auch noch die Höhe des Oberwasserspiegels t_o . Es wurde folgende Beziehung ermittelt:

$$(8) \quad (v/\alpha) = f(\rho; t_u J; t_o).$$

Die Auftragung zeigt Abb. 10, ρ ist wiederum 1. Für jede Oberwasserhöhe t_o erhält man eine $t_u J$ -Linie; die Linien überschneiden sich hier nicht, sondern liegen gesetzmäßig nebeneinander. Die $t_u J$ -Linien für $t_o = 0,45$ m und $t_o = 0,40$ m stimmen bei kleinem (v/α) miteinander überein. Die Endpunkte der Linien sowie die Wendepunkte wurden durch Kurven (punktliert) miteinander verbunden. Ermittelt man sich die Gleichungen dieser Kurven, so können die $t_u J$ -Linien für Oberwasserhöhen größer als $0,45$ m ähnlich wie in Abb. 2 bestimmt werden. Der

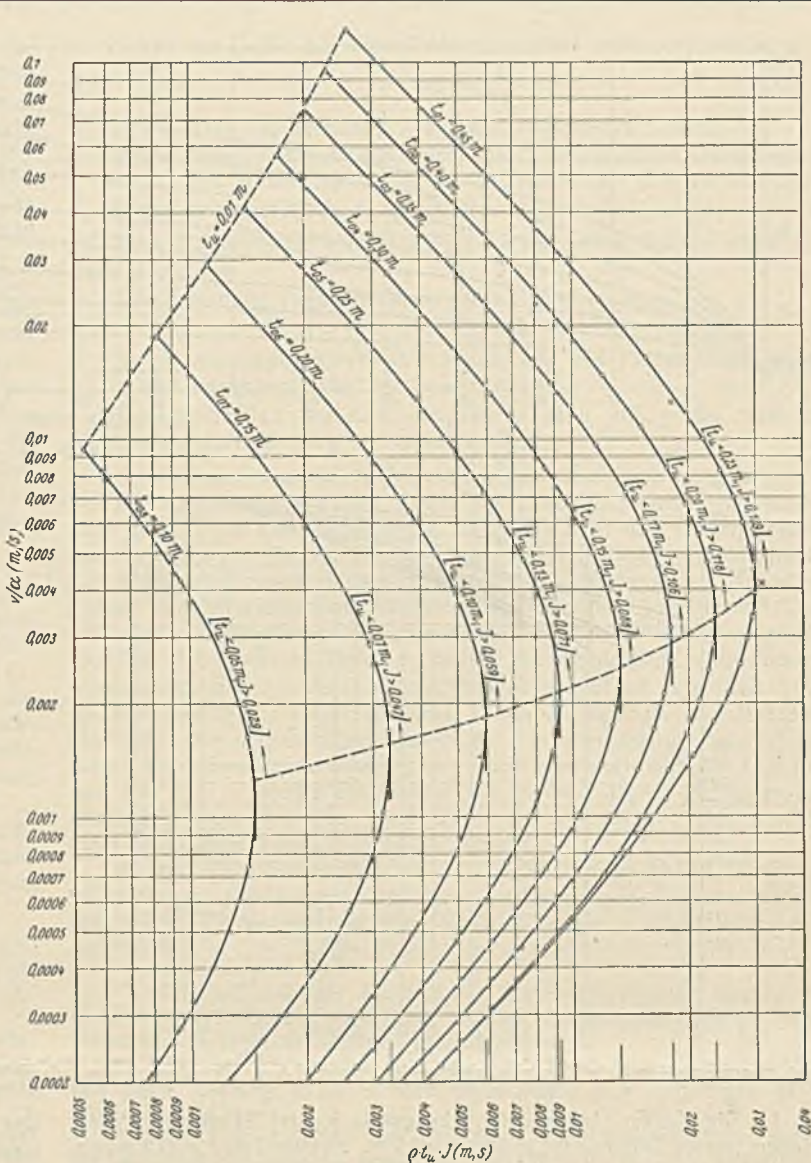


Abb. 10.

Geltungsbereich des oberen bzw. unteren Teiles der $t_u J$ -Linie geht aus der Abbildung hervor. So gilt z. B. der untere Teil der $t_u J$ -Linie bei $t_o = 0,45$ m für $t_u > 0,23$ m oder $J < 0,129$ und der obere Teil für $t_u < 0,23$ m oder $J > 0,129$. Die Beziehung Gl. (8) zeigt demnach Gesetzmäßigkeit bei der abgebildeten Auftragung und wird sämtlichen Größen gerecht, die das Wasserabführungsvermögen beeinflussen. Eine Auswertung in der Form einer Gleichung dürfte ebenso möglich sein wie die hier vorgenommene graphische Auftragung.

2. Die Gestalt der Absenkungskurve.

Nach der Ableitung der bekannten Gleichung (b) von Dupuit würde die Absenkungskurve eine Parabel sein, d. h. die Grundwasser Oberfläche würde sich vom Oberwasser nach dem Unterwasser zu parabelförmig absenken. Abb. 1 zeigt die Absenkungskurven bei konstantem Oberwasser und veränderlichem Unterwasser, während in Abb. 11 $t_u =$ konstant ist und t_o sich ändert. Aus diesen Abbildungen kann man bereits erkennen, daß sich der Wasserspiegel z. B. bei $t_o = 0,45$ m und $t_u = 0,02$ m, also bei großem Gefälle, am Anfang langsam kurvenförmig abzusenken beginnt, bis von einem Querschnitt etwas stromauf des Unterwassers ab der Spiegel in einer steilen Kurve abfällt. Ein anderes Verhalten zeigt die Absenkungskurve bei kleinem Gefälle bei der gleichen Oberwasserhöhe. Würde die Absenkungskurve eine Parabel sein, so müßte besonders bei kleinem Gefälle der Scheitelpunkt stromab des Austrittsquerschnittes liegen. Jahn ging auf das Darcy-Gesetz zurück, legte den Parabelscheitelpunkt in das Unterwasser und leitete auf Grund dieser theoretischen Erwägungen den Sickervorgang ab⁹⁾.

Die Bestimmung der Gleichung von Kurven ist durch Auftragung auf logarithmisches Papier am einfachsten. Um auch das erste Stück der Absenkungskurve stromauf des Austrittsquerschnittes erfassen zu können, wird der Nullpunkt des Koordinatensystems $0,1$ m nach stromab gelegt. Abb. 12 zeigt die logarithmische Auftragung der Absenkungskurven von

⁹⁾ O. Jahn, Untersuchung über die Wasserbewegung in durchlässigen Erdkörpern. Wkr. u. Ww. 1932, S. 181, Abb. 1 u. 2.

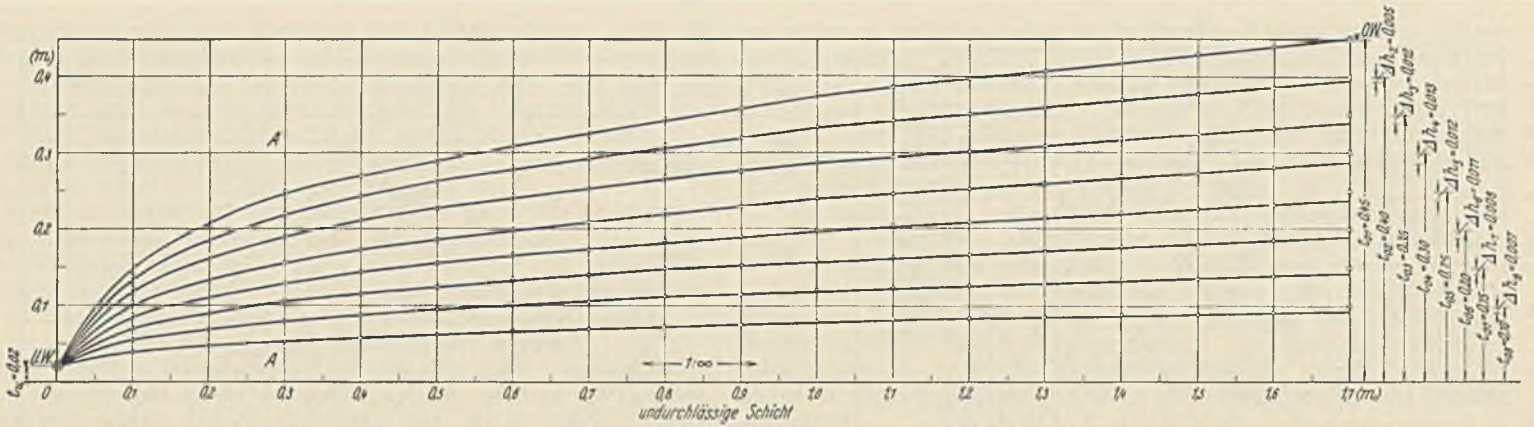


Abb. 11.

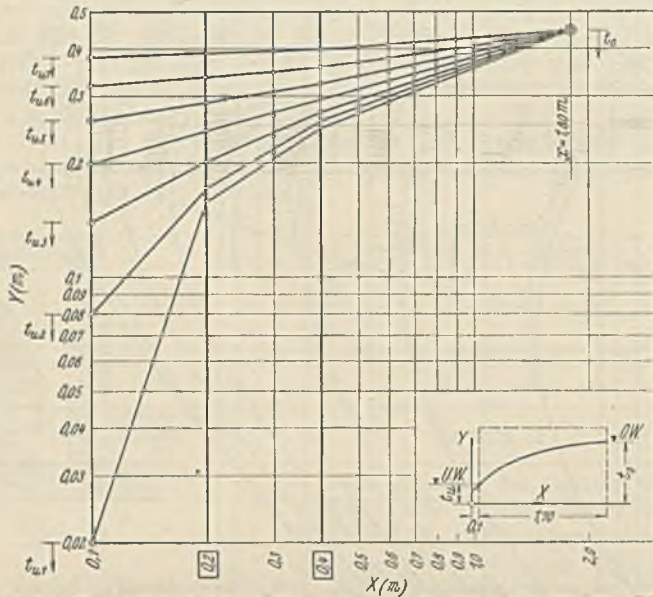


Abb. 12.

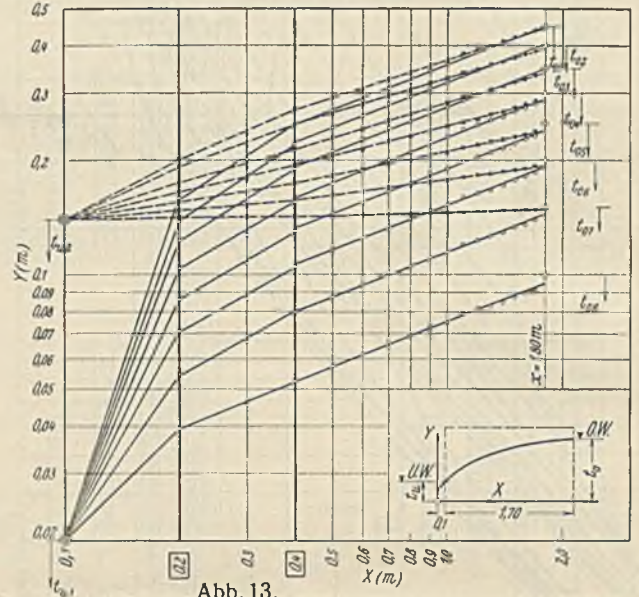


Abb. 13.

Abb. 1. Die Kurven lassen sich sehr gut in je drei Näherungsgeraden zerlegen: erster Teil $x = 0,1$ m bis $x = 0,2$ m, zweiter Teil $x = 0,2$ m bis $x = 0,4$ m, und der weitaus größte und letzte Teil reicht von $x = 0,4$ m bis $x = 1,8$ m. Betrachtet man nun den letzten Teil, der in Abb. 1 von $0,3$ m (Querschnitt A) stromauf des Austrittsquerchnittes bis zum Eintrittsquerchnitt reicht, dann erhält man folgende Gleichungen für $t_0 = 0,45$ m:

- a) $y = 0,355 x^{0,390}$ bei $t_u = 0,02$ m,
- b) $y = 0,363 x^{0,365}$ bei $t_u = 0,08$ m,
- c) $y = 0,368 x^{0,325}$ bei $t_u = 0,14$ m,
- d) $y = 0,378 x^{0,275}$ bei $t_u = 0,20$ m,
- e) $y = 0,391 x^{0,205}$ bei $t_u = 0,26$ m,
- f) $y = 0,407 x^{0,145}$ bei $t_u = 0,32$ m,
- g) $y = 0,427 x^{0,075}$ bei $t_u = 0,38$ m.

Der zweite und erste Teil z. B. der Absenkungskurve $t_0 - t_{u(1)}$ besitzt folgende Gleichungen:

$$y = 0,45 x^{0,64} \text{ und } y = 19,2 x^{2,95},$$

d. h. selbst nicht der stark gekrümmte Teil der Absenkungskurve besitzt die Form einer Parabel. Die Werte A und z der allgemeine Absenkungsgleichung:

$$(9) \quad y = A x^z$$

sind bei konstantem t_0 von der Größe des Unterwassers t_u abhängig. Die Absenkungskurven der Abb. 11 sind in Abb. 13 logarithmisch aufgetragen (weiße Kreise).

Man erhält bei $t_u = 0,02$ m = konstant für den dritten Teil ($x = 0,4$ m bis $x = 1,8$ m) folgende Gleichungen:

- a) $y = 0,075 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,10$ m,
- b) $y = 0,115 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,15$ m,
- c) $y = 0,153 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,20$ m,
- d) $y = 0,190 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,25$ m,
- e) $y = 0,230 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,30$ m,
- f) $y = 0,276 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,35$ m,
- g) $y = 0,320 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,40$ m,
- h) $y = 0,355 x^{0,39}$ bei $t_0 = 0,45$ m.

Der A-Wert ist von der Größe t_0 abhängig, während der Exponent z konstant bleibt. Daraus könnte eigentlich gefolgert werden, daß jedem t_u ein besonderer z-Wert eigen ist, d. h. daß der z-Wert nur von t_u abhängig ist. Die zweite Auftragung in Abb. 13 (schwarze Punkte) mit einer Unterwasserhöhe $t_u = 0,14$ m ergibt im entsprechenden Teil folgende Gleichungen:

- a) $y = 0,146 x^{0,03}$ bei $t_0 = 0,15$ m,
- b) $y = 0,178 x^{0,138}$ bei $t_0 = 0,20$ m,
- c) $y = 0,212 x^{0,214}$ bei $t_0 = 0,25$ m,
- d) $y = 0,247 x^{0,258}$ bei $t_0 = 0,30$ m,
- e) $y = 0,284 x^{0,304}$ bei $t_0 = 0,35$ m,
- f) $y = 0,328 x^{0,314}$ bei $t_0 = 0,40$ m,
- g) $y = 0,368 x^{0,325}$ bei $t_0 = 0,45$ m.

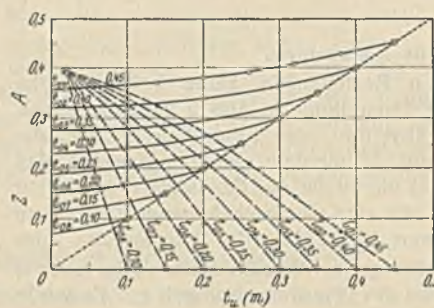


Abb. 14.

In dieser Versuchsreihe ist der A-Wert und der z-Wert von der Größe t_0 abhängig. Damit kann festgestellt werden, daß der z-Wert bei $t_u = 0,02$ m bei diesen Versuchen zum Größtwert wird, und zweitens, daß der A- und z-Wert außer von t_0, t_u auch noch von dem Gefälle J abhängig ist. Diese Abhängigkeit kann wie folgt dargestellt werden: In Abb. 14

besitzt jede Oberwasserhöhe t_0 eine eigene A-Linie (weiße Kreise). Die Endpunkte dieser Kurven liegen auf der A-Achse und auf der eingezeichneten punktierten Geraden. Auf der letzteren liegen die Grenzwerte, z. B. wird für $t_0 = 0,45$ m und $t_u = 0,45$ m der A-Wert zu $0,45$ usf. Die A-Linien für Oberwassertiefen größer als $0,45$ m können ebenso ermittelt werden wie in Abb. 2 u. 10. Für den z-Wert wurde der Größtwert $t_u = 0,02$ m ermittelt. Der andere Grenzwert ergibt bei sich aus der Folgerung, daß z. B. bei $t_0 = 0,45$ m und $t_u = 0,45$ m der z-Wert zu Null wird. Dadurch entstehen die z-Linien (schwarze Punkte).

An Hand dieser Auftragung ist es nun leicht, Gl. (9) für ein bestimmtes t_o und t_u zu ermitteln; die Absenkungskurve kann dann bis zum Querschnitt A , der 0,3 m stromauf des Austrittsquerschnittes liegt, gezeichnet werden. Von hier aus senkt sich der Grundwasserspiegel in einer mehr oder minder steilen Kurve zum Unterwasser ab. Damit sind rd. $\frac{5}{6}$ der Absenkungskurve bei dieser Dicke der Sandschicht mit Gl. (9) erfaßt¹⁰⁾. Auf Grund anderer Versuche ist nun festzustellen, in welchem Abstände der Querschnitt A liegt, wenn sich die Dicke L ändert, denn das Maß 0,3 m wurde bei $L = 1,7$ m ermittelt.

Eine Abhängigkeit der Form der Absenkungskurve von der Temperatur des durchfließenden Wassers konnte nicht beobachtet werden.

Für die Bestimmung der Sickerlinie in Erddämmen wichtig scheint auch folgende Erscheinung. In Abb. 11 können im Eintrittsquerschnitt Druckhöhenverluste Δh beobachtet werden. Zwischen dem Anfangspunkte der Absenkungskurve, der rückwärts zeichnerisch ermittelt wurde, und dem Oberwasserspiegel ist ein Unterschied, der von der Oberwassertiefe t_o abhängig zu sein scheint. Bei $t_o = 0,3$ m hat er den Größtwert, nämlich rd. $0,04 t_o$. Wovon dieser Eintrittsverlust abhängig ist, können nur eingehende Versuche klären. Daß er in Beziehung zur Durchflußgeschwindigkeit und dem Porenvolumen α steht, dürfte sehr wahrscheinlich sein¹¹⁾.

III. Schlußfolgerung.

1. Das Gesetz von Darcy (a) fand bei diesen Untersuchungen keine Bestätigung; bei den Auswertungen nach der Gleichung von Eytelwein-Chezy (c) und nach den Untersuchungen von Forchheimer, Smrecker, Kröber usw. (e) konnte keine Gesetzmäßigkeit beobachtet werden; die Gleichung von Dupuit (b) und die Beziehung zwischen dem Druckhöhenverlust und der Widerstandszahl ζ (d) liefert nur Näherungswerte bzw. Näherungsgleichungen, die in den engen Grenzen ihrer Herleitung Gültigkeit besitzen.

2. Das Wasserabführungsvermögen ist von folgenden Faktoren abhängig:

- a) von der Temperatur des durchfließenden Wassers durch Berücksichtigung eines Temperaturbeiwertes und mittelbar von der Eigen-temperatur der wasserführenden Schicht,

¹⁰⁾ Fußnote 5, S. 18. In Abb. 5 wird auf die Veränderung der Absenkungskurve am Brunnen infolge Abweichung von der einfachen Proportionalität (Darcy) hingewiesen. Der schraffierte Teil dürfte ungefähr dem Teil von Querschnitt A bis zum Austrittsquerschnitt entsprechen.

¹¹⁾ J. Schmied, Die Wasserbewegung in Dammkörpern. Wien 1928. Verlag von Julius Springer. Schmied schreibt auf S. 41. „Die Abfallkurve weist auf einen Scheitel hin, der im Schnittpunkte des Wasserspiegels mit der durch den wasserseitigen Dammfuß gehenden Lotrechten liegt . . .“ (vgl. die dazugehörige Abbildung). Der Beginn der Abfallkurve im Dammkörper fällt demnach nicht mit dem Wasserspiegel zusammen; es tritt ein Eintrittsverlust auf.

b) von der Größe des Durchflußquerschnittes nach der Beziehung

$$v = \frac{Q}{b t_u}$$

- c) von dem Porenvolumen α der wasserführenden Schicht,
- d) von dem Gefälle zwischen den beiden untersuchten Querschnitten,
- e) von der Wassertiefe t_o im ersten Querschnitt (Eintrittsquerschnitt),
- f) von der Wassertiefe t_u im zweiten Querschnitt (Austrittsquerschnitt).

Eine Abhängigkeit von dem Profilhalbmesser R konnte nicht festgestellt werden.

Die Beziehung kann allgemein geschrieben werden:

$$(v/\alpha) = f(e; t_u J; t_o) \text{ (vgl. Abb. 10).}$$

3. Die Absenkungskurve ist abhängig von den Faktoren: (b), (c), (d), (e), (f) und unabhängig von der Temperatur (a).

Der größte Teil der Absenkungskurve kann mit großer Näherung durch folgende Beziehung berechnet werden:

$$y = A x^2 \text{ (vgl. Abb. 14).}$$

Die Annahme von Dupuit, daß die Absenkungskurve die Parabelform besitzt, fand keine Bestätigung, sie ist vielmehr eine verschiedenartig gestaltete Kurve, die von den oben angeführten Faktoren abhängig ist.

4. Für die genaue Untersuchung und Beobachtung des Abfluvorganges in wasserführenden Schichten sind stets nur sogenannte „Trogversuche“ vorzunehmen. Untersuchungen mit kleinen und kleinsten Gefällen und größeren Tiefen t_o und t_u können dadurch vorgenommen werden, daß man die Versuchseinrichtungen bedeutend vergrößert¹²⁾ und die Erweiterung der Gesetzmäßigkeit in Abb. 2 u. 10 (punktierte Linien) ermittelt. Die hydraulischen Rinnen der Versuchsanstalten könnten bei diesen Versuchen Verwendung finden, erhält man doch z. B. bei $L = 20$ m und $h = 0,01$ m bereits ein Gefälle von 0,0005. Durch geeignete Einrichtungen kann der Ober- und Unterwasserspiegel auf den Bruchteil eines Millimeters konstant gehalten werden.

Andere Versuchsarrangements, z. B. Röhrenversuche¹³⁾, Druckversuche¹⁴⁾ usw., ergeben nur Mittelwerte des Durchlässigkeitsbeiwertes oder geben über die Verlagerung von feinsten Teilchen (z. B. Schlückteilchen) Aufschluß.

¹²⁾ Während man für oberirdische Strömungsvorgänge Rinnen von bedeutenden Ausmaßen errichtete, wurden Grundwasserversuche bisher meist nur im kleinsten Rahmen vorgenommen.

¹³⁾ K. Beger, Versuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Sand. Bauing. 1922, S. 681. (Dissertation der Technischen Hochschule Danzig.)

¹⁴⁾ M. Marnitz, Über das Verhalten eines schluckhaltigen Sandes bei Durchfluß von Wasser. Bautechn. 1930, Heft 45, S. 679. (Dissertation der Technischen Hochschule Danzig.)

Überwachungsanlagen zum Schutze von Abraumförderbrücken u. dgl. gegen Zerstörungen durch Windböen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. O. Teufert, Berlin-Friedenau.

Bewegliche oder fahrbare Bauwerke, wie Abraumförderbrücken und Verladekrane, sind zwar in ihrem Aufbau an sich gegen Windeinflüsse gesichert, nicht aber der Gefahr entzogen, daß sie in ihrem beweglichen Teil angegriffen und aus ihrer Lage herausgeworfen werden können. Nun sind allerdings stets Sicherungen getroffen, um eine Verankerung im Augenblicke der Gefahr zu erreichen, es ist aber die Frage, ob rechtzeitig der kritische Zeitpunkt schnell und sicher genug erkannt wird. Man erinnert sich einzelner, in den letzten Jahren durch Windböen herbeigeführter Unglücksfälle, die die Aufsichtsbehörden veranlaßten, ihr Augenmerk der Entwicklung selbsttätiger Überwachungseinrichtungen zum Schutze gegen meteorologische Einflüsse zuzuwenden. Das Grubensicherheitsamt beim preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe schreibt in der Verordnung vom 28. Oktober 1930 betr. Behandlung der Betriebspläne von Abraumförderbrücken in Tagebauen die Verwendung von Sicherheitsvorrichtungen vor. Fernsprecher, Alarmvorrichtungen, Schienenklauen, Windmesser und ähnliches sind bestimmungsgemäß vorzusehen, um die Brücke im Betriebe gegen Windgefahr zu sichern. Das Kriterium für die Belastung einer Brücke durch den Windstrom ist ausschließlich der Winddruck, Ausgangspunkt für die Sicherheitseinrichtung also die Windmessung. So einfach die Aufgabe erscheinen mag, so viele Schwierigkeiten birgt sie in der Ausführung. Selbst ein Windstrom von völlig gleichmäßigem Fluß hat je nach der Form des Bauwerkes verschiedene Druckwirkungen. Bei periodisch schwankenden Winddrücken liegen die Verhältnisse noch schwieriger, und wenn die wahre Windzusammensetzung nicht bekannt ist, sind sie kaum noch mit technischen Meßinstrumenten zu erfassen. Es kann sich also bei Messungen des Winddruckes nur um relative Werte handeln, die wohl die Stärke des Windstromes berücksichtigen, aber den von der Form des Bauwerkes abzuleitenden Einfluß außer acht lassen.

Nach den erwähnten behördlichen Vorschriften sollen die Windmesser als Winddruck lediglich den sogenannten „Staudruck“ aufzeichnen.

Der Staudruck ist die in Druckenergie umgesetzte Geschwindigkeitsenergie, die in der Formel $q = \alpha \cdot \frac{\gamma v^2}{2g}$ ausgedrückt wird, worin α einen durch Versuch zu ermittelnden Beiwert, γ das spezifische Gewicht der Luft, v die Windgeschwindigkeit und g die Erdbeschleunigung bedeutet.

Zur Messung des Staudruckes werden im allgemeinen Staudüsen verwendet, deren Beiwert über den größeren Teil des Meßbereiches konstant ist. Diese Stauorgane sind so eingerichtet, daß sie sowohl den Gesamtdruck des Windes wie auch den statischen Druck aufnehmen. Der Unterschied beider Druckwerte ergibt dann den Staudruck. Zweckmäßig wird aber die Düse nur zur Messung des dynamischen Druckes benutzt und der statische Druck von einer dicht dabei liegenden besonderen Meßstelle abgenommen. Dieses Verfahren hat gewisse Vorteile, auf die bei der Beschreibung der Windfahne mit Meßdüse noch zurückzukommen ist. Unbedingt erforderlich ist es, die Staudüse jederzeit und möglichst genau in die Windrichtung zu stellen, um den Windstrom bzw. die Windfäden genau in der Längsachse der Düse durchtreten zu lassen. Da sich nun Richtung und Stärke der Luftbewegung unausgesetzt ändern, muß man bei der Messung diesen Vorgang berücksichtigen. Gerade Winde mit starker Böigkeit, die in unbestimmten Abständen stoßweise auftreten, richten größere Zerstörungen an als ein gleichmäßig fließender Wind. Die Konstruktion der Meßdüse, wie sie Abb. 1 zeigt, berücksichtigt die vorstehend geforderten Bedingungen. Auf einem Gewindebolzen, der zur Befestigung mit Muttern und Scheiben versehen ist, ruht ein zylindrisches Gefäß. In diesem drehbar angeordnet ist eine Stachse, die eine zweiflügelige Windfahne mit gegenüberstehendem Ausgleichgewicht und darüber die Meßdüse trägt. Diese Teile sind miteinander fest verbunden, und somit ist die Einstellung der Düse in die mittlere Windrichtung gewährleistet. Zur Abdichtung gegen Außenluft ist das Gefäß, in dem die Achse spielt, mit Quecksilber gefüllt. Von der Düse führt eine Verbindung

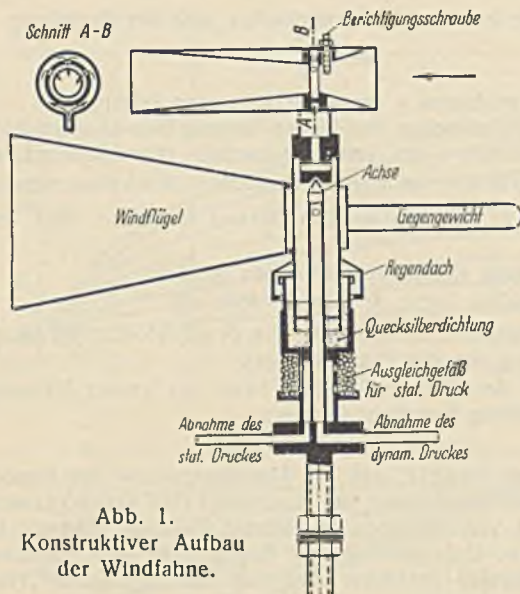


Abb. 1.
Konstruktiver Aufbau
der Windfahne.

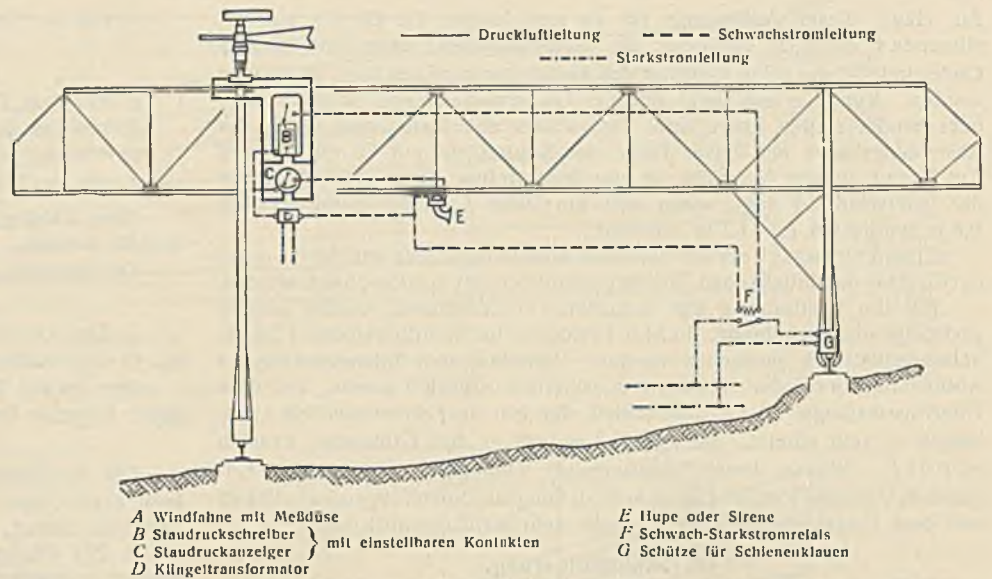


Abb. 4. Schematische Darstellung einer Förderbrücke mit Überwachungs- und Signalanlage.

im Innern des Achsentheils nach unten zu einem Anschluß für die eine Meßleitung, während der zweite Anschluß zu einem durch Sieb geschützten Ausgleichgefäß für die Abnahme des statischen Druckes geht. Die Druckanschlüsse stehen mit den entsprechenden Anschlüssen der Staudruckmeßgeräte durch dünnwandige Kupferrohre als Meßleitungen in Verbindung. Die Staudüse ist in Abb. 1 als Einfach-Venturirohr ausgebildet. An der verengten Stelle ist ein umlaufender Schlitz von großer lichter Weite vorgesehen, der eine Verstopfung unmöglich macht. Ist mit der Gefahr der Vereisung zu rechnen, so kann die Düse mit einer elektrisch beheizten Wicklung ausgerüstet werden. Der Beiwert dieser Düse ist fast unveränderlich (Abb. 2); er beträgt im Mittel etwa 3,5, kann aber durch eine Berichtigungsschraube um $\pm 10\%$ verändert werden. Dieser Beiwert findet bei der Eichung der Düse mit Windfahne im Windkanal seine Verwertung. Ist mit einem Staudruck von max 50 mm WS (rund 10 m/sek Windgeschwindigkeit) zu rechnen, so wird also das Anzeiginstrument auf den $3\frac{1}{2}$ -fachen Wert, in diesem Falle 175 mm WS, eingestellt. Die von Null bis zum Höchstwerte ansteigenden Werte unterliegen dann ungefähr dem gleichen Verhältnis. Eichungen in der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt ergaben, daß erst bei etwa 20% des Meßbereiches der Faktor von 3,5 auf etwa 3,4 zurückging. Derartige kleine Unterschiede lassen sich natürlich selbst bei Schreibgeräten, die eine in sich gleichmäßige Teilung aufweisen, durch eine Korrekturtafel berücksichtigen.

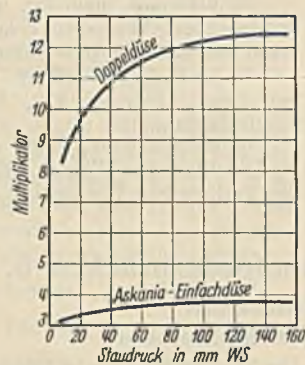


Abb. 2. Vergleich der
Staudruckumsetzung zwischen
Einfach- und Doppeldüse.

Diese Gleichmäßigkeit in der Anzeige bei verschiedenen hohen Staudrücken läßt die Einfachdüse in weit besserem Maße für die Messungen geeignet erscheinen als die Doppel-Venturidüse. Aus der oberen Kurve in Abb. 2 sieht man, daß der Multiplikator mit zunehmendem Staudruck stark ansteigt, also von einer regelmäßigen Beziehung nicht die Rede sein kann. Diese Bauart hat auch noch den Nachteil, daß die sehr kleinen Druckanbohrungen sich leicht durch Regentropfen oder Schnee zusetzen und dann fehlerhafte Meßwerte liefern.

Zur Messung der Staudruckwerte werden anzeigende und schreibende Meßgeräte verwendet. Diese Instrumente sind einfache Differenzdruckmesser, wie sie bei der Luft- und Gasmessung gebraucht werden. Ihr Meßorgan ist eine Metallmembran, die einerseits von dem statischen Druck, andererseits von dem dynamischen Druck beaufschlagt wird. Wirksam ist daher nur der Druckunterschied, also der Staudruck. Diese Membrangeräte haben den Vorteil, daß sie ohne Sperrflüssigkeit arbeiten, die der Gefahr des Verdunstens oder des Einfrierens unterliegt. Außerdem ist das Füllvolumen der Membran so klein, daß kein nennenswerter Lufttransport in den Meßleitungen stattfindet, wodurch wiederum keine Anzeigeverzögerung zu befürchten ist. Die Meßgeräte werden zweckmäßig in kg/m^2 Staudruck geeicht, auf Wunsch können sie auch die Geschwindigkeit in m/sek anzeigen, es muß dann aber die Luftdichte in Betracht gezogen und eingeeicht werden. — Das Schreibgerät Abb. 3 ist mit ablaufendem und selbsttätig sich aufwickelndem Registrierstreifen ausgestattet, der eine einwandfreie Übersicht über die Winddruckschwankungen gibt und somit als urkundlicher Nachweis dienen kann.

Zur Messung der Staudruckwerte werden anzeigende und schreibende Meßgeräte verwendet. Diese Instrumente sind einfache Differenzdruckmesser, wie sie bei der Luft- und Gasmessung gebraucht werden. Ihr Meßorgan ist eine Metallmembran, die einerseits von dem statischen Druck, andererseits von dem dynamischen Druck beaufschlagt wird. Wirksam ist daher nur der Druckunterschied, also der Staudruck. Diese Membrangeräte haben den Vorteil, daß sie ohne Sperrflüssigkeit arbeiten, die der Gefahr des Verdunstens oder des Einfrierens unterliegt. Außerdem ist das Füllvolumen der Membran so klein, daß kein nennenswerter Lufttransport in den Meßleitungen stattfindet, wodurch wiederum keine Anzeigeverzögerung zu befürchten ist. Die Meßgeräte werden zweckmäßig in kg/m^2 Staudruck geeicht, auf Wunsch können sie auch die Geschwindigkeit in m/sek anzeigen, es muß dann aber die Luftdichte in Betracht gezogen und eingeeicht werden. — Das Schreibgerät Abb. 3 ist mit ablaufendem und selbsttätig sich aufwickelndem Registrierstreifen ausgestattet, der eine einwandfreie Übersicht über die Winddruckschwankungen gibt und somit als urkundlicher Nachweis dienen kann.

Die Gesamtanordnung einer Überwachungsanlage dieser Art¹⁾, erweitert durch Signalgeräte und selbsttätige Schaltvorrichtungen für die Schienensperrklauen, ist in Abb. 4 schematisch dargestellt. Auf der Brücke, frei im Windstrom stehend, ist die Windfahne mit der Staudüse montiert. Von hier aus gehen zwei Druckluft-Meßleitungen zu den Meßinstrumenten, und zwar ist ein Schreibgerät mit einem Anzeigegerät parallel geschaltet. Von dem letzteren werden durch die Fahrbedienung die augenblicklichen Staudrucke abgelesen, während das Schreibinstrument seine Aufzeichnungen ununterbrochen fortsetzt. Der Einbau von zwei Meßinstrumenten hat aber noch einen besonderen Zweck. Beide sind nämlich mit Kontakteinrichtungen versehen, die sich über den ganzen Meßbereich beliebig einstellen lassen. Erreicht der Zeiger bzw. der Schreibhebel den eingestellten Wert, so wird der Kontakt kurzgeschlossen. Man stellt nun den Kontakt vom Anzeigengerät niedriger ein als den vom Schreibgerät und ordnet die Schaltung so an, daß bei Annäherung an die Gefahrzone ein Alarmsignal (Lampe, Hupe oder Sirene) in Tätigkeit tritt, wodurch dann das Personal aufmerksam gemacht wird, und daß erst dann, wenn die Gefahrzone erreicht ist, der zweite Kontakt die Bremsen und Sperrungen am Fahrgestell in Tätigkeit setzt. Die Kontakte dürfen mit Schwachstrom bis zu 6 V bei einer Schaltleistung von etwa 3 Watt betrieben werden, man muß also bei Abnahme vom Starkstromnetz einen Transformator zwischen-schalten und für die Betätigung der Schaltschütze für die Schienenklauen ein Schwach-Starkstromrelais vorsehen.

Bei großen Förderbrücken ist es notwendig oder doch sehr erwünscht, mehrere über den Brückenträger verteilt angeordnete Windmeßgeräte anzubringen. Denn selbst schon in Entfernungen von wenigen Metern im Umkreise der Windfahne kann die Windstruktur recht verschieden sein, so daß sicherheitshalber mehrere Meßstellen von Nutzen sind. Zeigen die Meßinstrumente hierbei verschieden hohe Staudrucke, so liegt das nicht etwa an ihrer mangelhaften Arbeitsweise, sondern es ist damit der Beweis geliefert, daß eben Windschwankungen von verschiedener Stärke auftreten. Auf einer großen Abraumförderbrücke im Tagebau der Elektrowerke in Golpa sind z. B. vier Windmeßanlagen eingebaut worden.

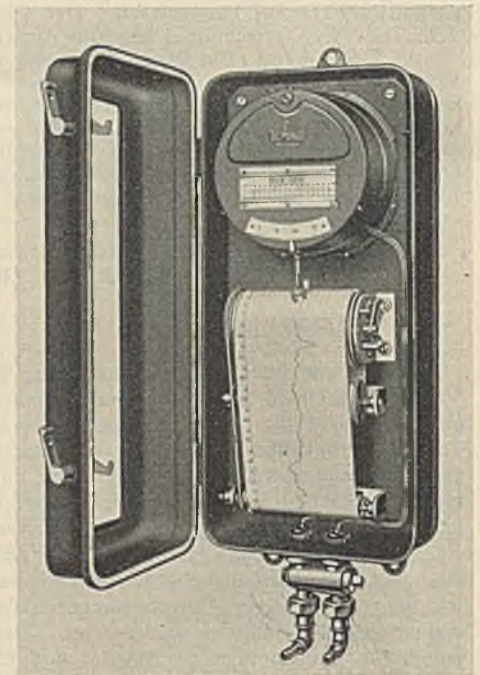


Abb. 3. Staudruckschreiber
mit ablaufendem Registrierstreifen.

Bei großen Förderbrücken ist es notwendig oder doch sehr erwünscht, mehrere über den Brückenträger verteilt angeordnete Windmeßgeräte anzubringen. Denn selbst schon in Entfernungen von wenigen Metern im Umkreise der Windfahne kann die Windstruktur recht verschieden sein, so daß sicherheitshalber mehrere Meßstellen von Nutzen sind. Zeigen die Meßinstrumente hierbei verschieden hohe Staudrucke, so liegt das nicht etwa an ihrer mangelhaften Arbeitsweise, sondern es ist damit der Beweis geliefert, daß eben Windschwankungen von verschiedener Stärke auftreten. Auf einer großen Abraumförderbrücke im Tagebau der Elektrowerke in Golpa sind z. B. vier Windmeßanlagen eingebaut worden.

Bei großen Förderbrücken ist es notwendig oder doch sehr erwünscht, mehrere über den Brückenträger verteilt angeordnete Windmeßgeräte anzubringen. Denn selbst schon in Entfernungen von wenigen Metern im Umkreise der Windfahne kann die Windstruktur recht verschieden sein, so daß sicherheitshalber mehrere Meßstellen von Nutzen sind. Zeigen die Meßinstrumente hierbei verschieden hohe Staudrucke, so liegt das nicht etwa an ihrer mangelhaften Arbeitsweise, sondern es ist damit der Beweis geliefert, daß eben Windschwankungen von verschiedener Stärke auftreten. Auf einer großen Abraumförderbrücke im Tagebau der Elektrowerke in Golpa sind z. B. vier Windmeßanlagen eingebaut worden.

¹⁾ Hersteller: Askania-Werke, Berlin-Friedenau.

Alle Rechte vorbehalten.

Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Oberingenieur der Kübler AG, Stuttgart.

Unter dieser Überschrift habe ich in Bautechn. 1932, Heft 50 u. 51, u. a. über die von verschiedenen meteorologischen Stationen beobachteten Geschwindigkeiten von Böen berichtet. Dank dem Entgegenkommen von Prof. Dr. Pepler, dem Leiter der Landeswetterwarte Karlsruhe, konnte ich inzwischen auch die Aufzeichnungen der Stationen Landeswetterwarte Karlsruhe, Flughafen Mannheim und Freiburg i. Br. sowie Feldberg (Schwarzwald) durchsehen. Über die Art der Auswertung verweise ich auf den früheren Aufsatz. Dasselbe gilt bezüglich der zahlreichen Umstände, die die Vergleichbarkeit der Messungsergebnisse der verschiedenen Stationen beeinträchtigen. Die wichtigsten Angaben über die Verhältnisse, unter denen die Beobachtungen zustande gekommen sind, finden sich in Tafel 1. Aus Früherem wiederholt sind die Daten des Flughafens Karlsruhe-Rüppurr. Zu beachten ist, daß die fünf hier behandelten Stationen mit denselben Instrumenten ausgestattet sind und in Anlage und Bedienung von der Badischen Landeswetterwarte überwacht werden, was — bei allen in dieser Hinsicht nötigen Vorbehalten — für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse nur von Vorteil sein kann.

Schon in Bautechn. 1932, Heft 50, wurde auf den großen Unterschied der beiden nur etwa 5 km auseinander gelegenen Stationen Karlsruhe-Landeswetterwarte und Karlsruhe-Rüppurr hingewiesen. Der Windschutz der Großstadt, die etwa in der Hauptwindrichtung der Station Landeswetterwarte vorgelagert ist, spiegelt sich in Abb. 2 u. 3 deutlich wieder.

Prof. Dr. Flachsbart, Hannover, machte mich darauf aufmerksam, daß in meinem früheren Aufsatz das Wort „Staudruck“ mehrfach, so besonders a. a. O., S. 664 u. 665, in einem Sinne gebraucht wurde, der nicht übereinstimmt mit dem in der Aerodynamik hierunter verstandenen Begriff. „Staudruck“ bezeichnet

in der Aerodynamik den Wert $\frac{1}{2} \rho \cdot v^2$, d. h. den Winddruck, der beim senkrechten Anprall gegen eine Fläche durch völlige Umwandlung der kinetischen Energie in Druck entsteht. Er stellt somit den oberen Grenzwert des Druckes dar, der auf der Druckseite überhaupt erreicht werden kann, in Wirklichkeit aber nur in der Mitte der getroffenen Fläche annähernd erreicht wird. Damit unliebsame Begriffsverwirrungen vermieden werden, bitte ich in meinem älteren Aufsatz den dort von mir eingeführten Begriff „Grundlast“ durch „Staudruck“, und das Wort „Staudruck“ durch „Winddruck“ zu ersetzen.

Ferner sei auf einen Druckfehler aufmerksam gemacht. Auf S. 665, Zeile 2 von oben, muß es heißen: „Der Beiwert c scheint in den Grenzen von $F_r : F = 0,2$ (statt 0,7) bis 0,5 zwischen 1,7 und 1,3 zu schwanken“.

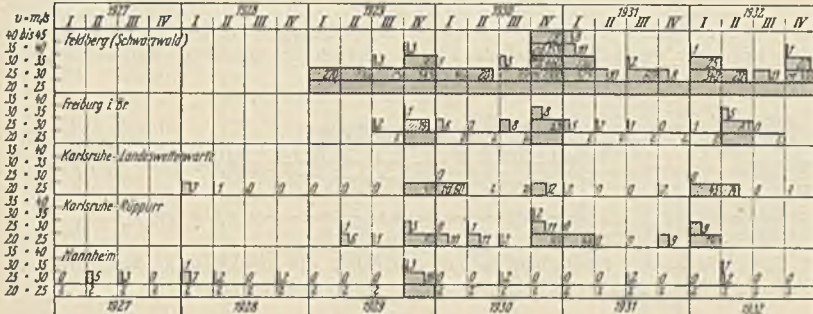


Abb. 1. Böenbeobachtungen nach Kalenderquartalen geordnet.

Abb. 1 zeigt erneut, wie unterschiedlich bei jeder einzelnen Station die Böenverhältnisse von Jahr zu Jahr sind. Gemeinsam ist allen Stationen, daß die Häufigkeit und Stärke der Böen in den Wintermonaten besonders groß ist; Abb. 3 zeigt, daß sie alle eine ausgesprochene Hauptböenrichtung haben. Bei Mannheim ist dies die Westrichtung, bei Karlsruhe, Freiburg und Feldberg die Richtung aus SW. Nur ein einziges Mal kommt die stärkste Bö eines Quartals auf dem Feldberg von Osten, sonst fallen sie mit einer Abweichung von etwa $\pm 45^\circ$ ausschließlich in die eben genannte Richtung.

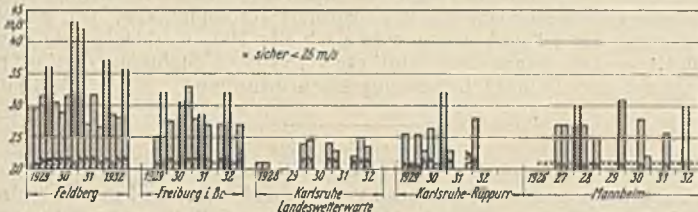


Abb. 3. Geschwindigkeit der stärksten Böen je Kalenderquartal.

Im Vergleich zu den Stationen Berlin, Hamburg, München, Wien-Aspern und Hohe-Warte sowie Bremerhaven-Robbenplate weisen die vier im Rheintal gelegenen badischen Stationen bescheidene Böenstärken auf. Die dort beobachteten Böen bilden eine Bestätigung dafür, daß — wie früher (a. a. O. S. 665, Tafel 4) von mir vorgeschlagen — die Berücksichtigung von Böen mit 33 m/sek unter gewöhnlichen Verhältnissen für die Standsicherheitsberechnung der Bauwerke genügt. Ist doch diese Geschwindigkeit in zus. 69 Beobachtungsquartalen nur einmal erreicht, nie überschritten worden.

Anders liegt es bei der Station Feldberg. Die freie Lage auf dem höchsten Berge des Schwarzwaldes läßt starke Stürme und Böen erwarten. Ähnlich wie beim Überströmen einer Wehrkante die Geschwindigkeit des Wassers zunehmen muß, steigert sich hier die Wind- und Böengeschwindigkeit auf ein Maß, das weit über dem der nur etwa 22 km entfernten Station Freiburg, ja aller bisher von mir ausgewerteter Stationen liegt. Dies ergibt sich deutlich aus Abb. 1 bis 3. Allerdings mag dabei mit eine Rolle spielen, daß die Steigleitung des Instrumentes auf dem Feldberg mit nur 5 m Länge eine besonders kleine Trägheit und deshalb vergleichsweise hohe Spitzenwerte ergibt.

Seit dem Abschluß meines früheren Aufsatzes sind einige Veröffentlichungen erschienen, auf die hier hingewiesen sei.

Sehr bemerkenswerte Vorschläge zur Winddruckberechnung bringt der holländische Normenentwurf V 789, der in der Zeitschrift Het Bouwbedrijf 1932, Heft vom 26. August, veröffentlicht und im Heft vom 21. Oktober eingehend erläutert und begründet ist. Dieser Normenentwurf, der in mancher Hinsicht ähnliche Wege beschreitet, wie von mir vorgeschlagen, ist in der Bauwelt 1932, Heft 40, auszugswise übersetzt. In den Geophysical Memoirs (London) 1932, Nr. 54 „The structure of wind over level country“ findet sich eine wertvolle Ergänzung zu den früher angeführten Arbeiten von Prof. Dr. Schmidt, Wien. Doch erstrecken sich die dort wiedergegebenen Messungen durchweg auf mittlere Windgeschwindigkeiten, die für den Bauingenieur noch ohne eigentliches Interesse sind.

Für unsere Zwecke aufschlußreicher ist ein Bericht in Civil Engineering, Bd. 2, Nr. 6, vom Juni 1932. Dort sind gleichzeitige Beobachtungen an zwölf Meßgeräten geschildert, von denen acht in 15 m Höhe in Abständen von 18 m, vier weitere an einem Turm in 30, 45, 60 und 75 m Höhe angebracht sind. Die Meßverfahren gestatten an jeder Stelle die Durchschnittsgeschwindigkeit für jede halbe Sekunde anzugeben. Die wiedergegebenen Diagramme, die während 15 bis 25 m/sek Windgeschwindigkeit aufgenommen sind, bestätigen die äußerst un stetige Windstruktur. Die senkrecht übereinanderliegenden Geräte lassen weder im einzelnen Augenblick, noch im Durchschnitt eine Geschwindigkeitszunahme mit der Höhe erkennen. Der Größtwert der Geschwindigkeit verhält sich zum Durchschnitt der gleichzeitig in derselben Lotrechten beobachteten Werte wie 1,05:1 bis 1,36:1, im Mittel etwa wie 1,15:1. Für die Beurteilung der Stoßwirkung ist wichtig, daß an einzelnen Meßstellen wiederholt innerhalb 1 sek Geschwindigkeitszunahmen von 7 bis 9 m/sek beobachtet worden sind. Viel geringer sind die Geschwindigkeitsschwankungen allerdings, wenn das Mittel mehrerer benachbarter Meßstellen betrachtet wird.

Die Einwirkung von Windstößen auf hohe Bauwerke behandelt Dr. Rausch in der Z.d.VdI 1933, Nr. 17. Er kommt dabei zu der Feststellung, daß der durch plötzliche Änderung der Windgeschwindigkeit entstehende Stoß um so gefährlicher für ein Bauwerk ist, je höher dessen Eigenschwingungszeit ist, und gibt hierfür Zahlenwerte an.

Weiter findet sich im 1. Band der „Abhandlungen“ der Internationalen

Station	Zeitbereich der Auswertung	Bauart des Böenschreibers	Aufstellung der Düse	Umgebendes Gelände	Bedeckung des umgebenden Geländes
Feldberg	ab 1. Januar 1929 bis 31. Dezember 1932	Steffens-Hedde	5 m über dem Boden	Berghänge	im allgemeinen frei
Freiburg i. Br.	ab 1. Mai 1929 bis 5. November 1932	Steffens-Hedde	12 m über dem Gelände	eben	frei
Karlsruhe-Landeswetterwarte	ab 1. Januar 1928 bis 3. Oktober 1932	Steffens-Hedde	8 m hoch über dem Dach, 20 m über dem Gelände	eben	weiträumige Bebauung und Baumreihen
Karlsruhe-Rüppurr	ab 1. April 1929 bis 1. April 1932	Steffens-Hedde	12 m über dem Gelände	eben	frei
Mannheim	ab 17. Juni 1926 bis 31. Dezember 1932	Steffens-Hedde	8 m über dem Gelände, 4 m über dem Dach	eben	in den Hauptwindrichtungen frei, von Nordosten Windschutz

Vereinigung für Brückenbau und Hochbau eine Arbeit von Prof. Dr. Flachsbarth über „Winddruck auf vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke“, die besonders über die Versuche mit Gitterfachwerken wertvolles Material wiedergibt. Die von dem genannten Verfasser stammenden Abschnitte 19 und 20 der IV. Lieferung der Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen

(1932) geben einen Überblick über die Winddruckverteilung auf geschlossene und offene Gebäude und auf Gasbehälter.

Endlich sei noch auf das Buch „Windpressure on buildings“ von Irminger und Nöckentved, Kopenhagen 1930, hingewiesen, das gleichfalls wertvolle Versuche bespricht und einen Überblick über alle einschlägigen Fragen gibt.

Vermischtes.

Regierungs- und Baurat Leopold Ehrenberg †. Wie wir erst jetzt erfahren, verstarb am 6. Mai d. J. der als Dezernent bei der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen tätig gewesene Regierungs- und Baurat Leopold Ehrenberg in Potsdam während des Dienstes an einem Schlaganfall. Wir beklagen aufrichtig den Heimgang eines geschätzten Mitarbeiters, der in den Jahren 1929 und 1932 mehrfach wertvolle Beiträge für die „Bautechnik“ geliefert hat.

Neuer Brückentwurf für einen rd. 12 km langen Brückenzug zwischen San Francisco und Oakland¹⁾. Entwurf einschließlich Ausschreibungsunterlagen eines 300-Millionenbaues ist zur „Wirtschaftsankurbelung“ für eine Verbindung zwischen San Francisco und dem Festlande genehmigt worden (Abb. 1). Dieser 3½ Jahre dauernde Bau soll unmittelbar 6000 Leuten Arbeit und Verdienst verschaffen.

Die Bauten umfassen hauptsächlich zwei 700 m weitgespannte Hängebrücken über den westlichen Kanal mit je 350 m Seitenöffnungen, eine 426 m lange Auslegerbrücke mit zwei 155 m langen Seitenöffnungen über den östlichen Kanal mit fünf anschließenden 155 m und 14 anschließenden 89 m weit gespannten Überbauten und einen 150 m langen Tunnel durch den Sandsteinfelsen der dazwischen liegenden Insel (Abb. 2). Brücken und Tunnelquerschnitt sollen zweigeschossig durchgeführt werden und sind vor allem für Straßenfahrzeuge und Stadtschnellbahnen bestimmt. Durch Zollabgaben, die niedriger als die zur Zeit bestehenden Fährbootkosten sind, wird mit einer Abschreibung nach 25 Jahren gerechnet. Die Brücke, die staatlich überwacht wird, soll später abgabefrei benutzt werden können.

Eine seit 1851 bestehende etwa 9 km lange Fährverbindung hat bis jetzt den Verkehr zwischen San Francisco und Oakland mit etwa zusammen 1 250 000 Einwohnern vermittelt. Die ersten Entwürfe für den Brückenbau sind schon vor 25 Jahren entstanden. Von 1920 bis 1930 haben sich auf den drei bestehenden Fährverbindungen die Zahlen der beförderten Fahrzeuge um 500% vermehrt, und nur die erhöhte Gefahr für die Seeschifffahrt bei Nebel durch die Pfeilereinbauten hat den Bau bisher verzögert. Etwa 37 verschiedene Entwürfe sind in den letzten Jahren eingereicht worden, und nach eingehenden Studien ist der vorliegende Entwurf von den zuständigen Behörden genehmigt worden.

Folgende beobachteten und geschätzten Zahlen über die jährlich zu befördernden Fahrzeuge sind dem Brückentwurf zugrunde gelegt worden:

1915	364 000	Fahrzeuge jährlich
1930	4 500 000	
1937	8 000 000	
1943	10 000 000	
1950	12 000 000	

Je Fahrzeug sind 2,10 RM Zoll, später 1,70 RM vorgesehen, während der Fahrpreis augenblicklich 2,50 RM beträgt. Für Personenverkehr sollen 4 Pfg. je Person erhoben werden. Zur Zeit werden jährlich etwa 35 Mill. Personen auf den Fährschiffen abgefertigt. Die Baukosten von 300 Mill. können auf Grund dieser Zahlen bei 5% Verzinsung in etwa 25 Jahren amortisiert werden.

Folgende technische Einzelheiten über die Gründungsarbeiten liegen fest. Das westliche Fundament (1) der ersten Hängebrückenseitenöffnung ist eine Eigengewichtsverankerung und liegt etwa 300 m landeinwärts. Das nächste Fundament (2), das erste im Wasser, kann in offener Baugrube zwischen Spundwänden gegründet werden und dient als Auflager für den ersten 140 m hohen Pfeiler der ersten Hängebrücke. Das Fundament für den zweiten Pfeiler (3) der ersten Hängebrücke ist am tiefsten zu gründen, und zwar 66 m unter NW auf gewachsenem Felsen. Dieses Fundament, wie auch die drei weiteren Pfeiler im westlichen

Kanal (4, 5 u. 6) werden mit Hilfe von offenen Eisenbetonsenkstaken von 23 x 39 m Querschnitt hergestellt. Das vierte Fundament, am Zusammenstoß der Kabelenden der beiden hintereinanderliegenden Hängebrücken, dient zur Aufnahme des Unterschiedes der beiden waagerechten Kabelzüge infolge Verkehrslasten. Die Waagerechtlagen durch Elgengewicht heben sich gegenseitig auf. Der gewachsene Felsboden befindet sich 55 m unter NW; der Querschnitt des Fundamentkörpers beträgt 30 x 59 m und bildet den größten Pfeiler im ganzen Brückenzug. Die beiden nächsten Fundamente (5 u. 6) sind wie Pfeiler 3 ausgebildet, bei Wassertiefen bis 33 m. Die Verankerung der zweiten Hängebrücke auf der Ostseite liegt auf der Insel Yerba Buena und ist eine Vereinigung von Schwergewicht- und Tunnelverankerung. Die ersten Fundamente im östlichen Kanal der großen Gelenkträgeröffnung werden gleichfalls auch auf den gewachsenen Felsen mit offenen Senkkasten hergestellt, die

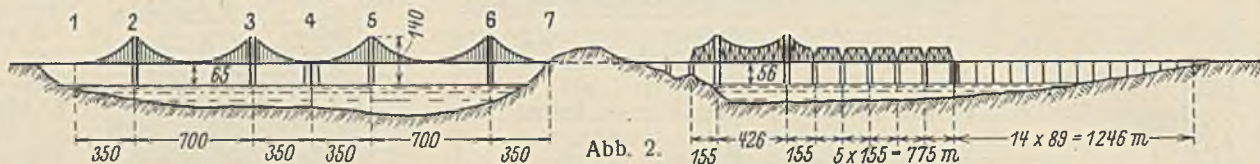


Abb. 2. Brücke zwischen San Francisco und Oakland, links die beiden Hängebrücken, in der Mitte die Insel (Tunneldurchbruch), rechts die Auslegerbrücke und die 19 anschließenden Öffnungen. (Maßstab verzerrt).



Abb. 1. Lageplan zwischen San Francisco und Oakland.

Pfeiler der anschließenden Seitenöffnungen jedoch auf Pfahlrosten gegründet.

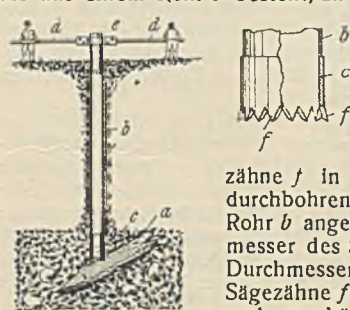
Die lichte Höhe der westlichen Öffnungen beträgt 65 m, der östlichen Öffnungen unter dem Auslegerträger 56 m über HW. Der Brückenquerschnitt ist zweigeschossig ausgebildet, und zwar oben sechs Reihen für schnelle Fahrzeuge auf 18 m Breite und unten drei Reihen für Lastkraftwagen und zwei Gleise für Vorort Schnellbahnen. Der Tunnel selbst weist denselben zweigeschossigen Querschnitt von insgesamt 24 x 18 m auf; bei einer Länge von 150 m und den stets vorhandenen kräftigen Winden ist eine künstliche Belüftung nicht vorgesehen.

Erwähnt sei noch, daß sämtliche Bauten unter Berücksichtigung der Erdbebengefahr besonders kräftig konstruiert werden müssen. Die statische Berechnung der Hängebrücken wird nach der Deformationstheorie durchgeführt. — Der ganze Bau wird etwa 155 000 t Stahlkonstruktion und Kabeldraht und 18 000 t Bewehrungsseisen erfordern.

R. Bhd.

Patentschau.

Verfahren zum Anortbringen von Mantelrohren bei der Gründung in stehendem Boden. (KI. 84c, Nr. 551 008 vom 6. 9. 1930 von Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co. m. b. H. in Berlin-Wilmersdorf.) Um das Versetzen der Mantelrohre beim Auftreffen auf Holzteile oder ähnliche Hindernisse im Erdreich zu vermeiden, wird das Mantelrohr zunächst aus dem Erdboden herausgezogen und an seiner Stelle eine Säge eingeführt, die aus einem Rohr *b* besteht, an dessen unterem Ende ein Sägeblatt *c* in



Form eines Ringes, am oberen Ende ein Hebel *d* mittels einer Schelle *e* befestigt ist. Stößt die eingeführte Rohrsäge auf das Hindernis, so wird durch Drehen der Rohrsäge mittels des Hebels das Rohr hin und her bewegt, wodurch sich die Sägezähne *f* in das Hindernis einfräsen und dieses durchbohren. Das Sägeblatt ist stumpf an dem Rohr *b* angeschweißt, derart, daß der innere Durchmesser des Sägeblattes *c* genau mit dem inneren Durchmesser des Rohres *b* übereinstimmt. Die Sägezähne *f* sind nach innen und außen verschränkt und geschärft. Das herauszubohrende Holzstück wird infolge der Verschränkung nach innen in der Rohrsäge festgehalten und nach Durchbohrung mit der Säge zusammen herausgehoben. Die Verschränkung der Zähne nach außen bewirkt, daß die Säge einen so großen Hohlraum aus dem Hindernis herausräumt, daß die Säge leicht wieder herausgezogen und das zu versenkende Mantelrohr durch den Hohlraum hindurchgeführt werden kann. Nach Entfernen der Rohrsäge wird das Mantelrohr wieder eingeführt und im Erdreich versenkt.

INHALT: Geräte zur Entnahme von Bodenproben für bodenphysikalische Untersuchungen. — Ein neues Ausrüstungsverfahren für Massivgewölbe. — Die Wasserbewegung in durchlässigen Bodenschichten. (Schluß.) — Überwachungsanlagen zum Schutze von Abraumförderbrücken u. dgl. gegen Zerstörungen durch Windböen. — Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck. — Vermischtes: Regierungs- und Baurat Leopold Ehrenberg †. — Neuer Brückentwurf für einen rd. 12 km langen Brückenzug zwischen San Francisco und Oakland. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Nach Eng. News-Rec. 1932, Heft 16 vom 20. Oktober.