

Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei Bad Reichenhall.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Hafen**, Salzburg.

Die Bahnlinie Freilassing—Bad Reichenhall überschreitet etwa 2 km vor der Endstation bei km 12,3 die Saalach auf einer eisernen Blechbalkenbrücke mit vier Öffnungen (Abb. 1 u. 2). Pfeiler I steht im Vorland, die Stropfpfeiler II und III wurden beim Bau der Brücke im Jahre 1865 in offener Baugrube, deren Anlage damals eine Kiesbank erleichterte, auf vorgeschlagenem Pfahlrost ziemlich seicht gegründet (Abb. 4a).

Die Saalach, ein reißender Gebirgsfluß mit durchschnittlich 2,5 ‰ Gefälle und einem höchsten Hochwasser von 900 m³/Sek., hat keine feste

Schlamm auf der einen Pfeilerseite das Wasser auf der anderen Pfeilerseite getrübt wurde. Die Länge der Pfähle konnte aus den noch vorhandenen Bauplänen und Bauakten nicht ersehen werden. Um sie zu ermitteln, wurden bei beiden Pfeilern einige der seitlich der Fundamentplatte den liegenden Rost tragenden Pfähle mit langen Bohrern

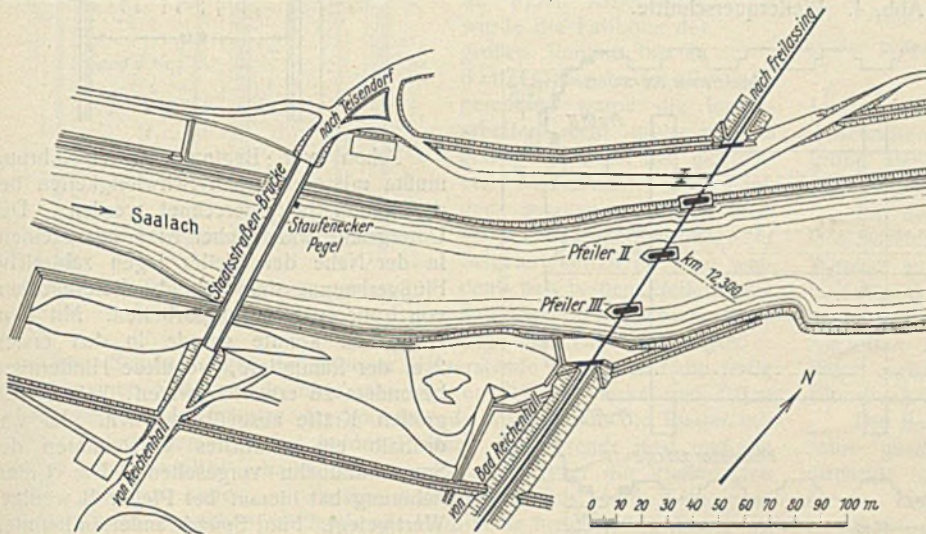


Abb. 1. Lageplan.

Sohle. Wie aus der Tabelle der Pegelstände bei der Straßenbrücke bei Staufeneck (150 m oberhalb der Bahnbrücke) zu erschen ist (Abb. 3), haben sich die Niederwasserstände und in gleichem Maße die Sohle des Flußbettes langsam gesenkt. Die Eintiefung war bald groß genug, um die seicht gegründete Brücke in ihrem Bestande zu gefährden. Beim Bau der Brücke lag der NNW 0,9 m, die Flußsohle 0,4 m über der Fundamentsohle der Brückenpfeiler. Nach den Aufnahmen vom Jahre 1925/26 war der Wasserspiegel bei Niederwasser 0,1 m, der tiefste Punkt der Flußrinne 1,3 m unter der Fundamentsohle. Der liegende Rost war also bei Niederwasser nicht mehr vollständig vom Wasser umspült. Neben der weitgehenden Sohleneintiefung war dieser Umstand besonders ungünstig für den Bestand der Brücke.

Schon früher waren umfangreiche Maßnahmen zum Schutze der durch die Auskolkungen der Flußsohle gefährdeten Pfeiler II und III getroffen worden. Starke hölzerne Pfähle wurden in dichter Reihe um die Pfeiler geschlagen und kräftige weitausreichende Betonvorfüße um sie gesetzt (Abb. 4 a, b, c). Da die dadurch bewirkte Verengung des Flußschlauches zu weiterer Sohlvertiefung führen mußte und der Beton, soweit er unter Wasser eingebracht wurde, wegen starker Auslaugung des Zementes keine zusammenhängende Masse bildete, hat sich dieser Schutz nicht bewährt. Doch trug man sich noch im Jahre 1920 mit dem Gedanken einer gründlichen Ausbesserung und einer weiteren Verstärkung dieser Umbauten. Der Plan wurde aber nicht verwirklicht.

Im Jahre 1926 wurden neue Entwürfe für den Schutz der Pfeiler II und III erstellt. Die beiden Pfeiler wurden nur noch durch den stehenden Rost getragen. Das Wasser floß bereits unter den Pfeilern durch. Bei Niederwasser konnte beobachtet werden, daß durch Aufrühren von

angebohrt. Durch ständiges Beobachten der Bohrspäne wurde erreicht, daß die Bohrspitze im Holzkern, also in der Pfahlmitte verblieb. Auf diese Weise wurde die Pfahlänge auf durchschnittlich 5,5 m bestimmt.

Die verschiedenen Entwürfe für die Sicherung der Pfeiler gingen darauf hinaus, entweder die Hölzer des liegenden und des stehenden Rostes durch ständige Wasserbespülung vor Fäulnis zu schützen oder die

Rosthölzer, soweit sie jetzt oder später bei Niederwasser trocken werden konnten, durch Betonunterfangung zu ersetzen. Das erste Ziel verfolgten mehrere Entwürfe für die Herstellung einer Sohlenschwelle oder einer Wehranlage unterhalb der Brücke, die bei Niederwasser die Saalach so hoch aufstauen sollte, daß das Holzwerk der Pfeilerunterkonstruktion dauernd naß bliebe. Die Befürchtung, daß durch die Kolkwirkungen eines solchen Einbaues nachteilige Folgen für den Flußunterlauf entstehen, die erheblichen Unterhaltungskosten einer Wehranlage und das Bestreben, auch die vorhandenen Mängel der Pfeilergründung zu beseitigen, veranlaßten die Wahl der anderen Lösung zur Ausführung:

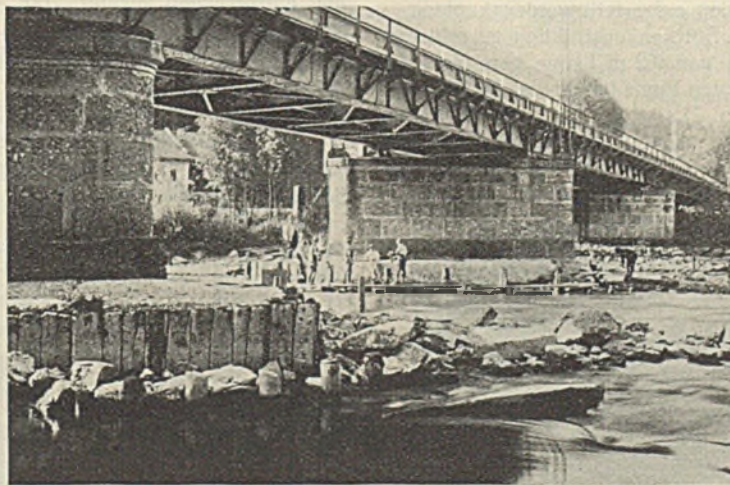


Abb. 2. Die Baustelle vor Baubeginn.

Die alten, den Durchflußquerschnitt beengenden Schutzbauten der Pfeiler wurden abgebrochen. Möglichst eng um die Pfeiler wurde eine 6,0 m lange eiserne Spundwand bis fast auf NW geschlagen. Im Schutze dieser Wand und einer vorübergehend aufgesetzten Hochwassersicherung wurden die Pfeiler durch Beton unterfangen. Die Ausführung bot einige Schwierigkeiten, auf die näher eingegangen werden soll.

Die alten Betonumbauten waren sehr fest. Ihre Beseitigung mit Bohrer und Brecheisen war äußerst mühsam. Sie wurden deshalb durch schwache Sprengschüsse in kleinen Stücken abgesprengt. Eine Erschütterung der Pfeiler blieb so vermieden. Als Spundwandisen wurden

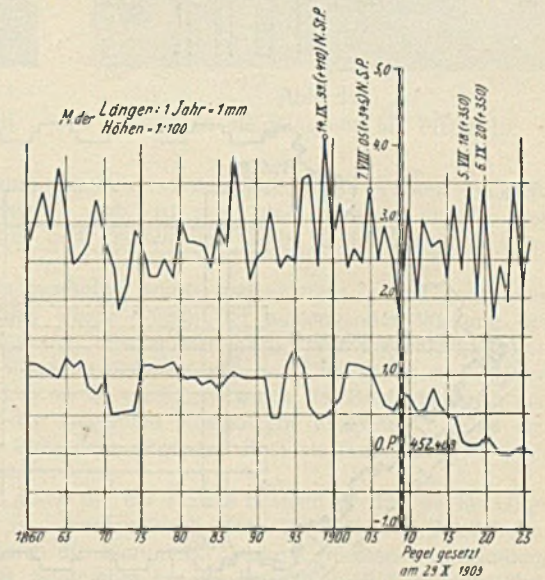


Abb. 3. Höchste und niederste Jahreswasserstände am Pegel bei Staufeneck.

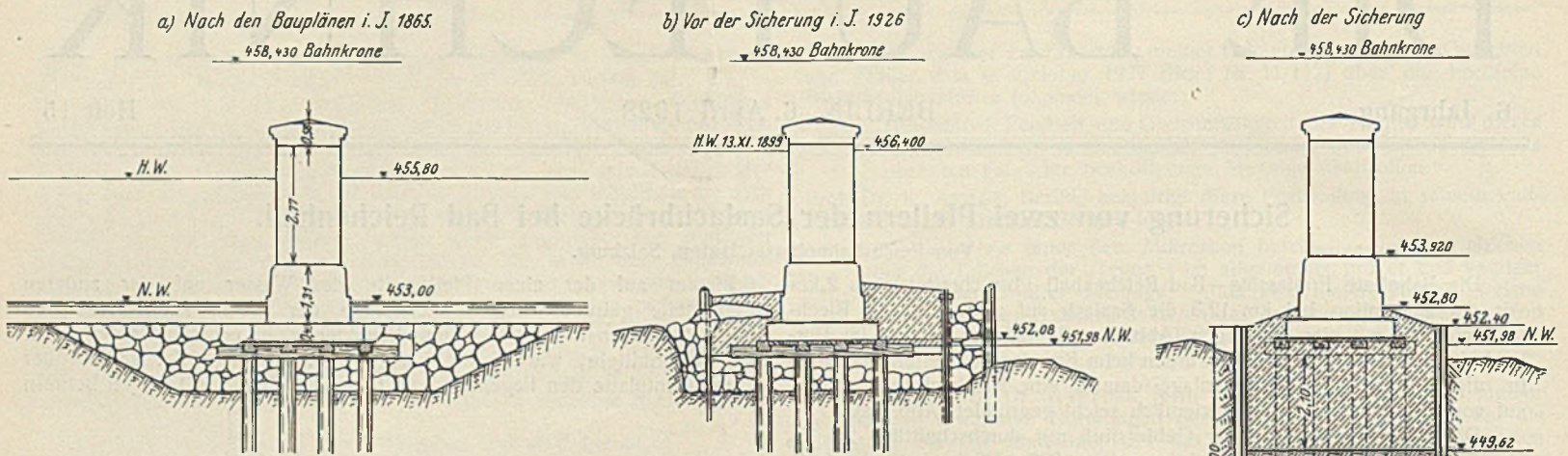


Abb. 4. Pfeilerquerschnitte.

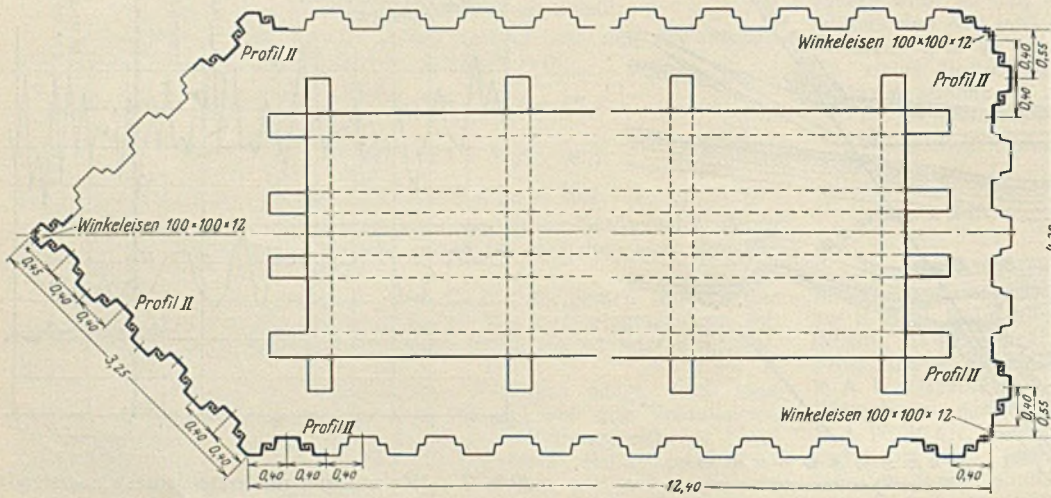


Abb. 5. Spundwandplan.

Schon vor Beginn der Ausführung mußte mit erheblichen Schwierigkeiten bei der Rammarbeit gerechnet werden. Der Untergrund war grober Kies mit Steinen. In der Nähe der Pfeiler lagen zahlreiche Flußverbauungssteine und Betonbrocken von früheren Sicherungsarbeiten. Mit dem Hängeisen konnte gerade in den ersten 2 m der Rammtiefe, wo diese Hindernisse besonders zu erwarten waren, keine allzu großen Kräfte ausgeübt werden. Es war deshalb ein peinliches Vorsondieren der Spundwandbahn vorgesehen. Die Unternehmung hat hierauf bei Pfeiler II weniger Wert gelegt. Fünf Spundwandisen konnten so trotz aller Mühe bei Pfeiler II mit dem Hängeisen nicht so tief eingeschlagen werden, daß der unmittelbar wirkende Rammbar angreifen konnte. Sie wurden auf 1,6 m Höhe von oben gemessen abgeschnitten. Nach dem Einrammen der unteren Teile ohne Hängeisen wurden die Abschnitte wieder aufgeschweißt und die Spunddielen auf planmäßige Tiefe nachgetrieben. Bei den späteren Ausschachtungsarbeiten wurde festgestellt, daß die Schweißnähte unversehrt waren.

Larsen-Eisen Profil II aus Hartstahl mit Kupferzusatz gewählt. Die Eckverbindungen wurden vom Werk nach Zeichnung fertig geliefert (Abb. 5). Zwischen Flußsohle und Unterkante der Eisenkonstruktion stand nur eine Höhe von 5,0 bis 5,5 m zur Verfügung. Um die 6 m lange Spundwand einzubringen, wurde folgendes Verfahren eingeschlagen:

- a) Im Flußbett wurde eine Rinne von 0,5 bis 1,0 m Tiefe in der Lage der künftigen Spundwand unter Wasser ausgehoben, so daß die 6 m langen Spunddielen unter der Brückenkonstruktion aufgestellt werden konnten.
- b) Die Spunddielen, die unter der Brückenkonstruktion zu schlagen waren, wurden liegend zu einer Wand von 9,2 m Länge vereinigt, die nach ihrer Aufstellung in der obengenannten Rinne fast bis an die Brückenkonstruktionsunterkante reichte (Abb. 6 u. 7).
- c) Zur Gewinnung einer Schlaghöhe wurden die ersten 2 m mit einem Hängeisen nach Abb. 8 geschlagen.

Bei Pfeiler III wurde sorgfältiger vorsondiert. Die Rammarbeit ging hier entsprechend leichter. Ein Abschneiden einzelner Spundeisen wurde nicht notwendig. Doch wurden auch hier noch in Tiefen bis zu 3 m große Steine angetroffen, die mit neben den Spundeisen eingetrieben

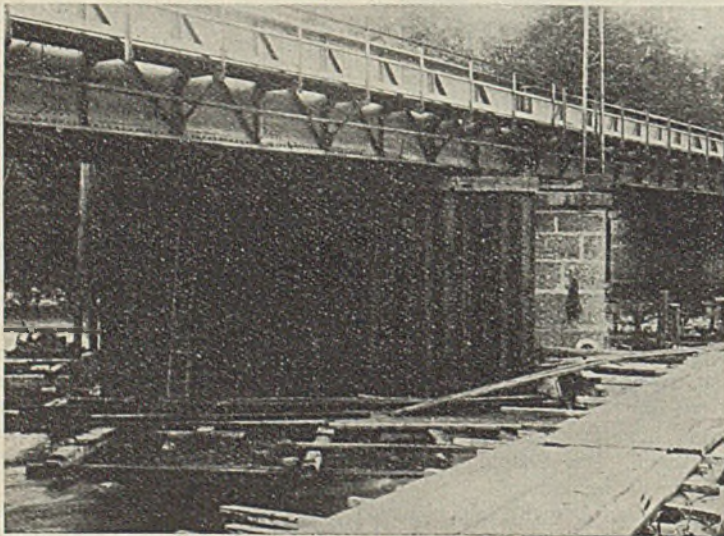


Abb. 6. Aufgestellte Spundwand unter der Brücke vor Beginn der Rammarbeit.

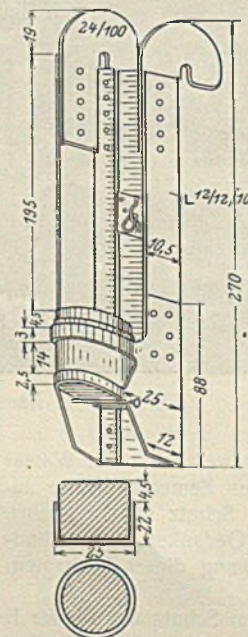


Abb. 8. Hängeisen.

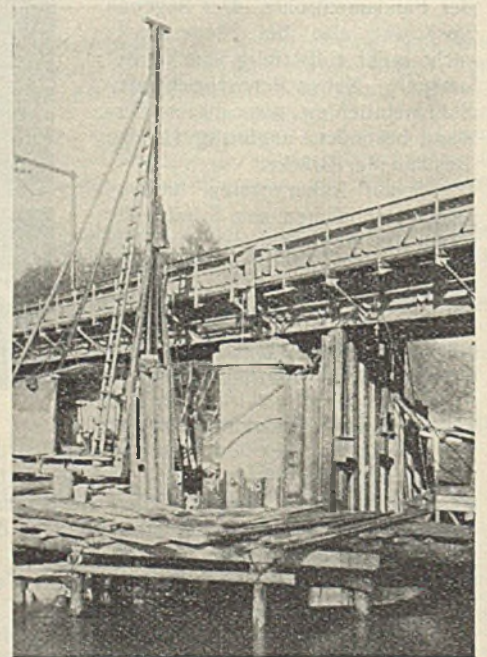


Abb. 7. Schlagen der eisernen Spundwand bei Pfeiler III.

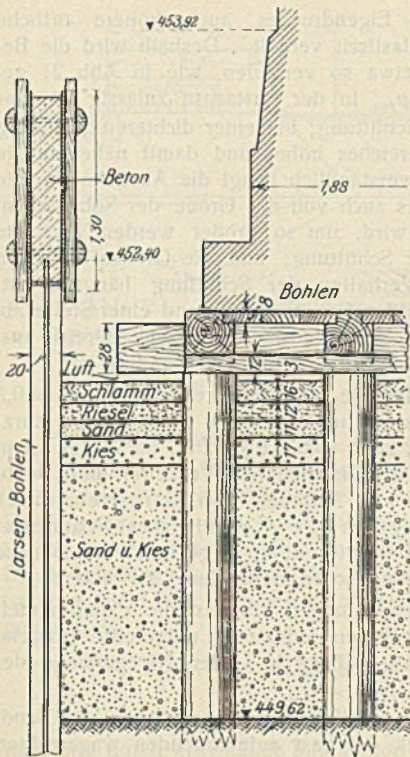


Abb. 9. Pfeiler III mit Fangdamm und Aushubmaterial.

Schienen zerkleinert werden mußten, bevor weiter gerammt werden konnte.

Das Bärge­wicht be­trug 450 kg. Bei der Rammar­beit unter der Brücken­konstruktion wurden die Hän­geisen aus einer Fall­höhe von etwa 1 m getroffen. Wegen des schwierigen Unter­grundes wurden die Hän­geisen sehr stark beansprucht und wiederholt durch stärkere Konstruktionen ersetzt. Im freien Arbeits­felde wurde die Fall­höhe der großen Ramme bis zu 6 m ausgenutzt. Im all­gemeinen waren die Ram­arbeiten recht mühsam. Es gelang aber, mit den getrof­fenen Maß­nahmen und dank dem aner­kennenswerten Streben der Bau­unternehmung, der Schwierigkeiten Herr zu werden, bei beiden Pfeilern die Spundwände in die planmäßige Lage und Tiefe zu bringen.

Zum Schutze gegen die höheren Wasserstände wurden auf die fertig geschlagenen Spundwände Betonmauern von 0,20 m Stärke und 1,0 m Höhe gesetzt. Im Schutze der Spundwände wurden nun die Pfeiler mit Beton unterfangen. Da bei beiden Pfeilern der liegende Rost und die Pfähle noch tadellos erhalten waren und auch bisher die Pfeilerlasten allein getragen hatten — zwischen liegendem Rost und Untergrund wurden beim Ausgraben durchgehende Hohlräume festgestellt (Abb. 9) —, konnten besondere Abstüt­zungen entbehrt werden. Die Ausschach-



Abb. 11. Baugrube unter Pfeiler III.

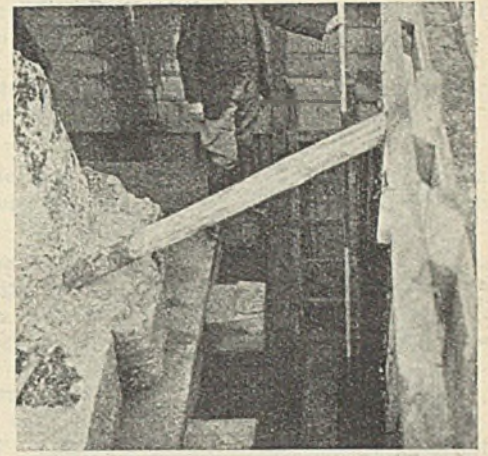


Abb. 10. Blick in die Baugrube bei Pfeiler III.

tungs- und Betonierungsarbeiten wurden bei jedem Pfeiler in sechs Abschnitten durchgeführt. Abb. 10 zeigt den Einblick in die Baugrube zwischen Pfeiler und Larsenwand, Abb. 11 die Baugrube unter dem Pfeiler III.

Für die Betonierungsarbeiten wurde hochwertiger Zement verwendet. Das Mischungsverhältnis wurde wegen der auslaugenden Wirkung des Wassers auf 1:6 festgesetzt. Besonderer Wert wurde auf eine gute Verbindung des neuen Fundamentkörpers mit der Unterfläche des Pfeilermauerwerks gelegt. Um sie zu erreichen, wurde der Bohlenbelag in den Kassetten zwischen den liegenden Rosthölzern ausgestemmt und der Beton zwischen und über dem liegenden Rost als Gußbeton 1:4 unter Überdruck eingebracht.

Die Bauarbeiten, durch die der sichere Bestand der Brücke für lange Jahre gewährleistet ist, wurden nach dem Entwurf der Reichsbahndirektion München durch die Bauunternehmung Carl Brandt in Bamberg in der Zeit vom 10. September bis 15. Dezember 1926 durchgeführt. Dabei wurde, um die günstigen Herbstwasserstände auszunutzen, auch nachts gearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

II. Rechnerische Verfahren zu ihrer Ermittlung auf Grund neuerer Versuchsergebnisse.¹⁹⁾

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. A. Scheidig, Langenhessen, Pl.

Die Ergebnisse der in neuerer Zeit durchgeführten Versuche über die Druckverteilung im Baugrunde¹⁹⁾ weichen zum großen Teil so stark von der üblichen Auffassung ab, daß eine Untersuchung darüber notwendig erscheint, wie weit die heute in der Praxis allgemein gebräuchlichen Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Boden noch zutreffen und welche Verfahren zur Verfügung stehen oder hergeleitet werden können, um die wirkliche Druckverteilung im Baugrunde in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erfassen.

Die Betrachtung sei beschränkt auf die Fragen der Verteilung der senkrechten Drücke im Boden infolge einer örtlichen Belastung seiner Oberfläche.

Das Fehlen der Schub- und Zugfestigkeit bedingt für einen körnigen Boden eine Abweichung der Spannungsverteilung vom festen elastischen Körper. Um die grundlegenden Begriffe und Vorstellungen über das Verhalten einer Schüttung unter der Einwirkung einer örtlichen Belastung ihrer Oberfläche zu geben, soll zunächst kurz auf ihre Formänderungen eingegangen werden. Das ist schon deshalb erforderlich, weil die später angegebenen Formeln für verschiedene Bereiche gelten, deren Grenzen von den Formänderungen abhängig sind.

A. Die Formänderungen in örtlich beanspruchten Schüttungen.

Die Aufgabe, die Druckverteilung in einer Schüttung unter einer äußeren Belastung zu ermitteln, führt wie bei allen statisch unbestimmten Berechnungen auf die Formänderung. Indessen sind die Formänderungsgesetze einer Schüttung ebenso unbekannt wie die der Druckverteilung, und die experimentelle Untersuchung der Verschiebungen bereitet noch viel größere Schwierigkeiten als die unmittelbare Messung der Verteilung des Druckes. Ist dieser Weg also zur Erzielung quantitativer Ergebnisse nicht gangbar, so ist das allgemeine Verhalten örtlich belasteter Schüttungen doch schon so weit erforscht, daß man sich ein qualitatives Bild der auftretenden Formänderungen machen kann, das zur Klärung und Erklärung der herrschenden Druckverteilung wesentliche Hilfe leistet.

Bei den folgenden Betrachtungen wird eine in jeder Richtung unendlich ausgedehnte Sandschüttung mit wagerechter Oberfläche vorausgesetzt, die durch eine äußere Last beansprucht wird. Diese möge beispielsweise in der Achse eines starren Kreis­zylinders lotrecht wirken, und zwar so, daß sie von Null ab langsam bis zur Größe Q anwächst. Dann lassen sich in der auf ihrer Oberfläche örtlich beanspruchten Schüttung folgende Stadien der Formänderung feststellen.

a) Der elastische Bereich der Formänderung.

Terzaghi²⁰⁾ hat nachgewiesen, daß eine Schüttung lediglich elastische Formänderungen erleidet und sich wie ein innerhalb der Proportionalitätsgrenze beanspruchter fester Körper verhält, wenn der infolge der Belastung auftretende Seitendruck den aktiven Ruhedruck bzw. den unteren passiven Grenzdruck nicht überschreitet.

Auch die im Jahre 1897 von A. Föppl²¹⁾ angestellten Beobachtungen haben ein vollkommen elastisches Verhalten einer Schüttung insofern ergeben, als die Formänderungen nach Entlastung vollkommen wieder zurückgingen.

In diesem Stadium werden wahrscheinlich die Gesetze der elastischen Druckverteilung gelten. Der zulässige Bodendruck hierfür ist jedoch sehr gering; eine praktische Bedeutung hat dieser Bereich daher für unsere Betrachtungen nicht, wenigstens nicht für geringere Tiefen unter der Sohle eines Lastkörpers.

b) Formänderung durch Verdichtung.

Wächst die Größe der Last Q weiter an und werden die unter a) erwähnten Grenzdrücke überschritten, so treten Verschiebungen ein, die eine örtliche Verdichtung der Schüttung zur Folge haben. Die Körner werden ineinandergeschoben, labil aufgebaute Korngruppen stürzen zusammen, die Dichte der Lagerung nimmt zu. Bei einer Entlastung gehen die Formänderungen nur teilweise zurück, und die Spannungsdehnungs-

¹⁹⁾ Vergl. den Aufsatz „Druckverteilung im Baugrunde“, I. Die Ergebnisse neuerer Versuche, in der „Bautechnik“ 1927, Heft 29 u. 31.

²⁰⁾ Terzaghi, Die Erddruckererscheinungen in örtlich beanspruchten Schüttungen. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1919, S. 197.

²¹⁾ Föppl, Versuche über Elastizität des Erdbodens. Z. d. B. 1897, S. 276.

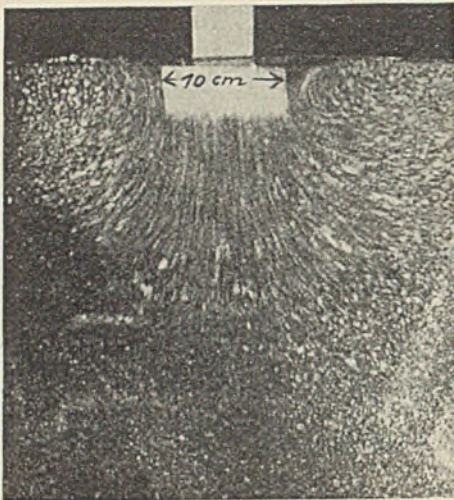


Abb. 20.

diagramme weisen bleibende Formänderungen und die typischen Hysteresisschleifen auf.²²⁾ Abb. 20 zeigt die hinter einer Glaswand beobachtete Kornbewegung beim Verdichtungsvorgang für Sand.²³⁾ Man sieht, daß in der Lastmittellinie die Bewegungen hauptsächlich senkrecht verlaufen, nach außen zu dagegen mehr und mehr in die Wagerechte übergehen, ja sogar wieder eine Neigung nach oben aufweisen. Die stärkste Verdichtung tritt in der Mitte ein. Die Schüttung wird immer unhomogener, und die

Gesetze der elastischen Druckverteilung verlieren ihre Gültigkeit. Für die Last hat die örtliche Verdichtung eine bleibende Setzung zur Folge. Die Verdichtung infolge der örtlichen Last nimmt von dieser aus nach der Tiefe hin (und natürlich auch nach den Seiten hin) ab, einmal, weil die Verdichtung, wie die Abb. 20 zeigt, sich nicht nur lotrecht nach unten, sondern auch in erheblichem Maße seitlich auswirkt, und zum andern, weil die Schüttung in größerer Tiefe sich nicht so stark verdichten läßt, da sie unter ihrem Eigengewichte schon eine größere Dichte besitzt und da außerdem die Druckspannungen infolge der Last geringer sind als weiter oben. In einer gewissen Entfernung unter der Last werden also durch sie nur noch so geringe Formänderungen hervorgerufen, daß diese nach a) bei Entlastung elastisch wieder zurückgehen.

Man hat sonach unter einer örtlichen Last zwei Bereiche zu unterscheiden:

1. Von der Sohlfläche abwärts lotrecht und schräg nach der Tiefe zu der Bereich des heterogenen Zustandes der Schüttung, in dem das ursprünglich vorhandene, homogene Gefüge durch die Last gestört wird (Störungsbereich).
2. Unterhalb (außerhalb) dieses Störungsbereiches der elastische Bereich, in dem das homogene Gefüge erhalten bleibt und wo nur elastische Formänderungen auftreten.

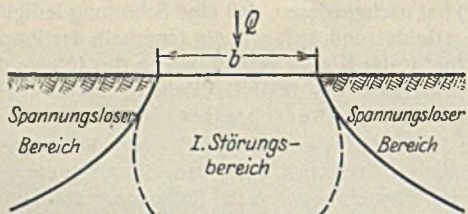
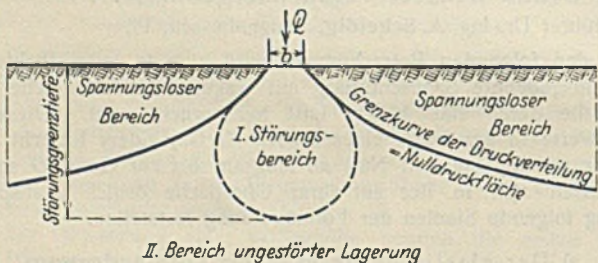


Abb. 21. Schema der drei Bereiche.

Die Erstreckung dieses Störungsbereiches ist noch nicht genau bekannt: Im allgemeinen läßt sich über seine Gestalt an Hand der Darstellung der Isobaren¹⁹⁾ in Abb. 15 u. 16 folgendes sagen: Der Störungsbereich beginnt am Rande der Last oder ganz dicht dabei; sein Meridianschnitt folgt etwa dem Verlaufe der Isobaren, aber er durchschneidet sie. Denn mit zunehmender Tiefe läßt die Schüttung, wie oben auseinander-

²²⁾ Vergl. Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 231 u. f.
²³⁾ Aufnahme Fischers u. Wagners. Aus Eng. Record 1916, S. 107. Vergl. hierzu auch die Aufnahme Strohschneiders im Sitzungsberichte der k. Akad. d. Wiss. in Wien, Math.-naturw. Klasse, Bd. 121, Abt. IIa, Febr. 1912, S. 333.

gesetzt, infolge ihres größeren Eigendruckes auch höhere örtliche Pressungen zu, ehe sie sich unelastisch verhält. Deshalb wird die Begrenzung des Störungsbereiches etwa so verlaufen, wie in Abb. 21 gezeichnet. Welcher Höchstdruck p_{lm} in der Lastachse zulässig ist, das richtet sich nach der Dichte der Schüttung; bei einer dichteren Schüttung rückt die Grenze des Störungsbereiches höher und damit näher an die Sohlfläche der Last heran. Selbstverständlich hängt die Ausdehnung, die „Tiefenlage“ des Störungsbereiches auch von der Größe der Sohlflächenpressung p_0 ab: Je größer diese wird, um so größer werden auch die absoluten Spannungswerte in der Schüttung; und die Grenze zwischen elastischem und unelastischem Verhalten der Schüttung hängt selbstverständlich vom Absolutwerte des Druckes an irgend einer Stelle ab. Mit wachsendem Drucke p_0 dehnt sich also der heterogene Bereich aus, die Grenzen des Störungsbereiches rücken weiter von der Last ab.

Bei unseren Versuchen ist für die angewendeten Drücke $p_0 = 0,5$ bis $1,0 \text{ kg/cm}^2$ die Achsentiefe des Störungsbereiches, im folgenden kurz: „Störungsgrenztiefe“ genannt, zu $t_1 = 0,9$ bis $1,2 \text{ m}$, im Mittel $1,1 \text{ m}$ gefunden worden, und zwar nach verschiedenen Verfahren und Beobachtungen; sie stimmt überein mit Angaben von Strohschneider (s. Abschnitt D, c). Auf die kugelförmige Gestalt des Störungsbereiches sei hier ausdrücklich hingewiesen; sie ist geeignet, für manche Aufgaben die Grundlage einer rechnerischen Behandlung zu bilden.

Die obigen Formänderungsbetrachtungen erklären die experimentell festgestellte, in dem eingangs erwähnten Aufsätze¹⁹⁾ mitgeteilte Tatsache der stark ungleichmäßigen Druckverteilung in jeder Niveaufläche der Schüttung.

In geringerer Tiefe unter der Sohlfläche der Last haben die Sandteilchen am Rande der den Druck der Last aufnehmenden wagerechten Fläche in höherem Maße die Möglichkeit, seitwärts (oder nach oben) auszuweichen, und nehmen daher wenig oder gar keinen lotrechten Druck auf, so daß die Mitte der Niveaufläche einen wesentlich höheren Druck bekommt. In größerer Tiefe können die Sandteilchen nicht mehr so leicht seitlich ausweichen, müssen also im Verhältnis mehr von der Gesamtlast aufnehmen, so daß die Mitte selbst weniger belastet wird. Wendet man diesen Gedanken auf die Sohlfläche selbst an, so ergibt sich, daß die Möglichkeit eines Ausweichens der Sandkörner am Rande am größten ist, daß dort also der Bodengegendruck nur sehr gering sein kann, während in der Mitte sich ein hoher Größtwert einstellt.

c) Formänderung durch Gleitung.

Die Formänderungen in den besprochenen ersten beiden Stadien, dem elastischen und dem infolge Verdichtung, verlaufen stetig. Die Setzung der Last geht allmählich vor sich.

Wird die Belastung weiter gesteigert, so tritt dann, wenn die Grenze der Verdichtungsfähigkeit der Schüttung erreicht ist, plötzlich ein Gleiten der dem Belastungskörper benachbarten Sandmassen unter Wellenbildung an der Oberfläche und gründlicher Auflockerung des ganzen Gefüges ein; die Last senkt sich ruckweise.

Dieser Fall kommt für die Praxis selbst schon nicht mehr in Frage. Wenn auch die Tragfähigkeit des Bodens im Gegensatz zum festen Körper noch nicht erschöpft ist, so treten doch Setzungen ein, die für das Bauwerk selbst nicht mehr erträglich sind. Für die Spannungsverteilung, die hier näher untersucht werden soll, kommen also nur die Stadien a und b, elastische Formänderung und Formänderung infolge Verdichtung, in Frage. Dabei ist zu beachten, daß in den der örtlichen Last naheliegenden Punkten hauptsächlich Verdichtung, in den weiter entfernten Punkten dagegen vorwiegend elastische Verschiebungen auftreten; aber beide treten sowohl zeitlich wie räumlich stets zusammen auf.

B. Die bisherigen Annahmen über die Druckverteilung im Boden und ihre Widersprüche.

a) Die bisherigen Druckverteilungsannahmen.

Über die Spannungsverteilung im Boden unter einer Einzellast wird zum Zwecke der praktischen Rechnung heute allgemein die Annahme ge-

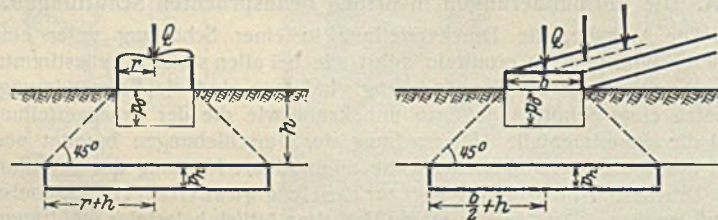


Abb. 22. Übliche, unzutreffende Annahme über die Druckverteilung.

macht, daß sich der Druck auf wagerechte Niveauflächen gleichmäßig verteilt und daß die Grenzlinie der Druckverteilung unter 45° verläuft. Abb. 22a u. b stellen die heute übliche Annahme dar.

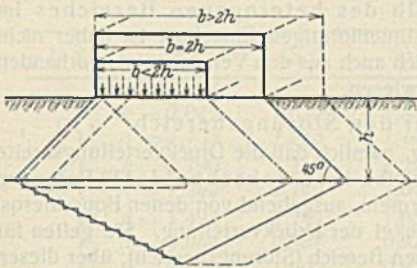


Abb. 23. Druckverteilung unter einem schmalen Streifen. Die Superposition von Rechtecken führt zum Dreieck.

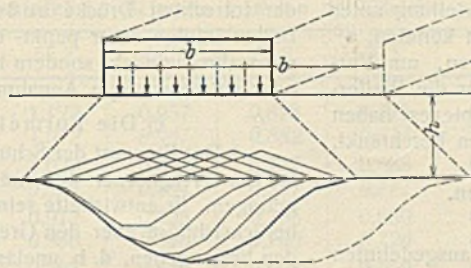


Abb. 24. Druckverteilung unter einer Streifenlast, erhalten durch Superposition von Dreiecken, unter Annahme gleichmäßiger Sohldruckverteilung.

b) Innerer Widerspruch in den bisherigen Annahmen.

Läßt man das Verteilungsgesetz gemäß a) unter einer sehr schmalen (linienförmigen) Streifenlast gelten, setzt man ferner gleichförmigen Sohldruck unter einer etwas breiteren Streifenlast und Gültigkeit geradliniger Superposition der Spannungen voraus, so zeigt Abb. 23, daß das Druckverteilungsdiagramm unter solcher Streifenlast ($b < 2h$) ein Dreieck ist und nicht ein Rechteck sein kann, wie gemäß Abb. 22b bisher angenommen.

c) Die durch Superposition von Dreiecken erhaltene Druckverteilungskurve.

Mit dieser neuen dreieckförmigen Druckverteilungsannahme findet man nun durch abermalige Summation der Dreiecke die Druckverteilungskurven der Abb. 24, die je nach der Breite b in einer bestimmten Tiefe h „glocken-“ oder „schüsselförmige“ Gestalt haben.

d) Vergleich der gewonnenen Ableitungen mit Versuchsergebnissen, bestehende Unstimmigkeiten und ihre Lösung.

Wenn $b > 2h$ gewählt wird, so ergibt sich die in Abb. 25a dargestellte „Schüsselkurve“, wobei der Druck im Mittelteil mit der Breite $(\frac{b}{2} - h)$ überall gleich p_0 und nie größer als p_0 wird.

Da aber bei allen Versuchen in geringerer Tiefe unter der Sohlfäche der Last stets Drücke gemessen wurden, die größer waren als p_0 (Abb. 25b), so folgt, daß man auch die bisherige Annahme einer gleichförmigen Sohldruckverteilung fallenlassen und sie durch ein Diagramm ungleichförmiger Spannungsverteilung, etwa wie in Abb. 26 durch ein Dreieck oder durch eine Parabel, ersetzen muß. Damit erhält man Spannungscurven, die sich den gemessenen in Form und Maß anpassen.

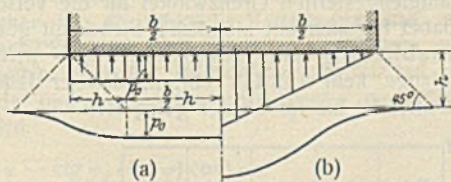


Abb. 25. Theoretische (a) und experimentelle (b) Druckverteilung unter einer Lastfläche.

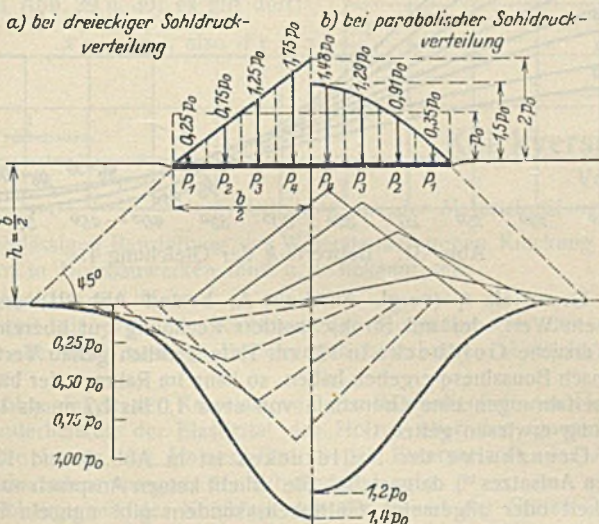


Abb. 26. Druckverteilung unter einer Streifenlast, erhalten durch Superposition von Dreiecken.

Diese elementaren Betrachtungen haben nur den Zweck, in das Problem und in die Fragestellung einzuführen; sie sollen aber auch zeigen, daß man die bisherigen Annahmen als Ausgang der Erörterung beibehalten kann und durch einfache Schlüsse zu qualitativen Ergebnissen

und neuen Arbeitshypothesen kommt, die sich für die weiteren Untersuchungen als sehr fruchtbar erweisen. Das gilt besonders von der Annahme einer ungleichförmigen Verteilung der Bodenreaktion über die Lastfläche, wie sie in Abb. 26 dargestellt ist.

C. Ableitung der Druckverteilungskurve mit Hilfe der Kugeltheorie. Die Wahrscheinlichkeitskurve als Druckverteilungsdiagramm.²⁴⁾

Ehe auf die strengere Ableitung der Druckverteilungskurve in Anlehnung an die Elastizitätstheorie und im Einklang mit den Versuchsergebnissen eingegangen wird, sei noch kurz auf eine andere Ableitung hingewiesen: Man nimmt an, die Sandschüttung bestehe aus lauter gleich großen Kugeln, die in sehr dichter oder der dichtesten Lagerung geschüttet sind.

Die Kugeltheorie ist so alt wie die Erddruckforschung selbst (vergl. ²¹⁾ Punkt 1); trotzdem treten auch heute noch Forscher mit ihr als etwas ganz neuem auf; die wichtigsten Literaturquellen sind unter ²⁴⁾ aufgeführt; weitere Quellen sind in ihnen enthalten. Die Walzentheorie stellt eine weitere Vereinfachung der Kugeltheorie dar (vergl. ²⁴⁾ Punkt 3 und 6) und kann nur als dürftiger Behelf angesehen werden. Trotzdem führen beide Theorien zu qualitativ befriedigenden Ergebnissen.

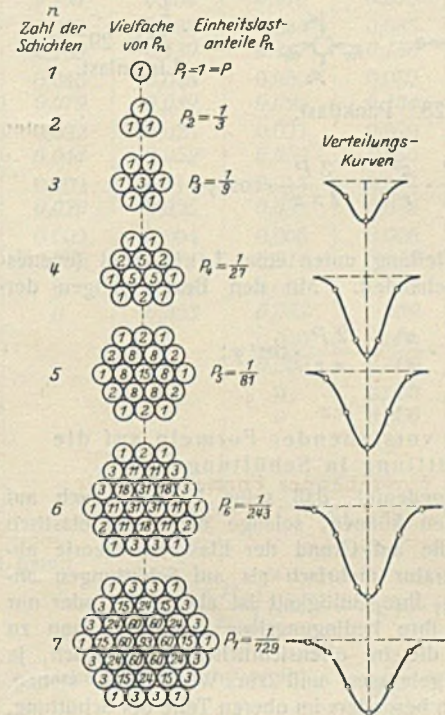


Abb. 27. Qualitative Ableitung der Druckverteilungskurve nach der Kugeltheorie.

Einheit; die entsprechenden Vielfachen sind in den Kreisen der Abb. 27 eingeschrieben. Es ergeben sich tatsächlich „Glockenkurven“, wie sie die Versuche auch geliefert haben.

Auf ähnliche Weise haben die Amerikaner (vergl. ²⁴⁾ Punkt 3) einen Zusammenhang zwischen der Druckverteilungskurve unter Linienlasten und der Wahrscheinlichkeitskurve hergestellt. Sie haben durch experimentelle Bestimmung der Konstanten k in der Formel

$$p = \frac{k p_0}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-k^2 x^2}$$

²⁴⁾ Literatur über Kugel- und Walzentheorie.

1. Couplet, De la poussée de terres contre leurs revestements et la force, qu'on leur doit opposer. Histoire de l'académie royale des sciences. Paris 1726, 1727, 1728. — Vergl. Kötter, Die Entwicklung der Lehre vom Erddruck. Jahresbericht der Deutschen Mathematiker-Vereinigung, 2. Bd. (1891/92), S. 81/82.
2. Skibinski, Das Gleichgewicht des rolligen Materials. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1916, S. 701/11/27 ff., 1917, S. 296/309.
3. Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng., Second Progress Report of the Special Committee to report on Stresses in Railroad Track. Pap. a. Disc. 1920, S. 251 ff.
4. Wierzbicki, Eine neue Hypothese über das Wesen und die Berechnungsart des aktiven Erddruckes. Der Bauingenieur 1922, Heft 18, S. 549 ff.
5. Burmester, Geometrische Untersuchung der Theorie der Bewegung des Grundwassers im Gerölle und der Wasserfiltration durch Sand. Zeitschr. f. angew. Mathematik u. Mechanik, Bd. 4 (1924), Heft 1.
6. Petersen, Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern. Der Bauingenieur 1925, Heft 13, S. 486.

eine Erfahrungsformel gewonnen, mit der sie die Druckverteilung unter Eisenbahnschwellen im Sande hinreichend genau ausdrücken konnten.

So zweckmäßig derartige empirische Formeln sein mögen, um Versuchsergebnisse mathematisch zu formulieren, einen Wert für die Weiterbildung der Theorie und Klärung des ganzen Fragenkomplexes haben sie nicht, sondern sind auf Sonderfälle in engsten Grenzen beschränkt.

D. Die Spannungsermittlung unter Punktlasten.

a) Die Formeln für elastische Körper.

α) Die Art der Spannungsverteilung in einem unendlich ausgedehnten elastischen Körper, der durch eine „punktförmige“ Einzellast beansprucht wird, ist durch die Gleichung von Boussinesq dargestellt. Diese mit Hilfe der Potentialfunktion abgeleiteten Gleichungen findet man z. B. in Föppls Vorlesungen.²⁵⁾ Mit den Bezeichnungen der Abb. 28 betragen die lotrechten Normalspannungen

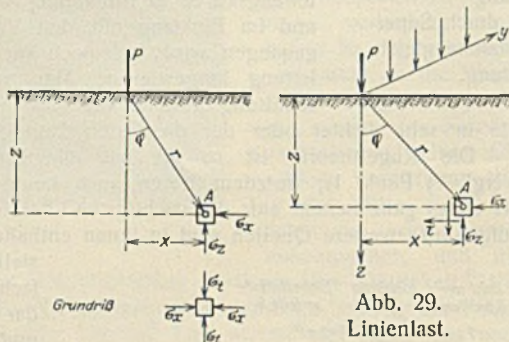


Abb. 28. Punktlast.

Abb. 29. Linienlast.

$$(1) \quad \sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{r^5} = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \varphi;$$

über σ_x , σ_t und τ siehe ²⁵⁾.

β) Die elastische Druckverteilung unter einer Linienlast (ebenes Problem) hat E. Melan²⁶⁾ behandelt. Mit den Bezeichnungen der Abb. 29 wird:

$$(2) \quad \sigma_z = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4} = \frac{2P}{\pi z} \cdot \cos^4 \varphi;$$

über σ_x und τ siehe ²⁶⁾.

b) Die Anwendbarkeit vorstehender Formeln auf die Spannungsermittlung in Schüttungen.

Schon Boussinesq hat angedeutet, daß seine Formeln auch auf Schüttungen angewendet werden können, solange diese sich elastisch verhalten. Auch sonst sind die auf Grund der Elastizitätstheorie abgeleiteten Formeln in der Literatur mehrfach als auf Schüttungen anwendbar hingestellt worden.²⁷⁾ Ihre Gültigkeit ist aber nicht oder nur sehr bedingt vorhanden und ihre bedingungslose Annahme kann zu Rechnungsergebnissen führen, die im offensichtlichen Widerspruch, ja Gegensatz zu den Versuchsergebnissen und zur Wirklichkeit stehen. Diese Widersprüche ergeben sich besonders im oberen Teile der Schüttung, die sich hier ganz anders verhält als ein fester Körper. Bei der Schüttung trägt nur der Tragkörper, der durch die „Grenzkurve“ der Druckverteilung (Nulldruckfläche) begrenzt ist und dessen Breite sich wahrscheinlich in gewisser Tiefe ins Unendliche erstreckt, vergl. das Schema der Abb. 21. Die außerhalb liegenden Teile tragen nicht mit, während sie beim festen Körper durch ihre schub- und zugfeste Verbindung mit dem Tragkörper erheblich teilnehmen. Gerade die Möglichkeit der vollkommenen statischen Loslösung des Tragkörpers von der darüberliegenden Schüttung ist kennzeichnend für die Schüttung im Gegensatz zum festen Körper. Beim festen Körper wirkt sich eine örtliche Belastung auch in geringer Tiefe theoretisch stets auf eine unendlich große Breite aus, während diese bei der Schüttung sehr beschränkt ist (Grenzkurve des Druckes, Nulldruckfläche). Höchstens könnten die Formeln von Boussinesq gelten im elastischen Bereich, also außerhalb des heterogenen, unelastischen Störungsbereiches, wo die Pressungen und die Ausweichmöglichkeiten des Sandes so gering sind, daß sein Gefüge homogen bleibt und er sich nahezu wie ein fester Körper verhält. Vergl. hierzu die ausführlichen Darlegungen im Abschnitt A, b über die Gestalt der Grenzfläche des Störungsbereiches. Innerhalb desselben gelten die Formeln von Boussinesq nicht.

Doch auch außerhalb ist ihre Gültigkeit nur eine näherungsweise Annahme. Denn dadurch, daß zwischen der Last und dem homogenen Bereiche eine heterogene Schicht eingeschaltet ist, kann das Spannungsbild Änderungen erleiden. Die Versuche¹⁹⁾ haben aber gezeigt, daß die Abweichungen so gering sind, daß sie im allgemeinen vernachlässigt werden dürfen. Die Gültigkeit der Formeln 1 und 2 für die Verteilung

der lotrechten Drücke außerhalb des heterogenen Bereiches im Boden infolge einer punkt- oder linienförmigen Einzellast ist daher nicht nur wahrscheinlich, sondern hat sich auch aus den Versuchen als vorhanden oder als berechnete Annahme erwiesen.

c) Die Formeln für den Störungsbereich.

α) Der Eigenart der Schüttung, nämlich daß die Druckverteilungsbreite auf den „Tragkörper“ beschränkt bleibt, hat Strohschneider²³⁾ Rechnung getragen. Er entwickelte seine Formeln, ausgehend von denen Boussinesqs, berücksichtigte aber den Grenzwinkel der Druckverteilung. Sie gelten für den heterogenen, d. h. unelastischen Bereich (Störungsbereich); über diesen siehe Abschnitt A, b und Abb. 21. Sie gelten aber auch nur so weit nach oben hin, als die Last noch als „punktförmig“ angesehen werden darf; über diese Grenze siehe später. Unter der Annahme geradliniger Druckfortpflanzung gehen vom Angriffspunkte der Last in der Fahrstrahlrichtung φ die Drücke

$$(3) \quad \sigma_r = \frac{3P}{2\pi r^2} \cos^2 \varphi$$

aus, wenn die Schüttung homogen ist. Zum Zwecke der Anpassung an seine Versuchsergebnisse ersetzte Strohschneider jedoch $\cos^2 \varphi$ durch $\cos \varphi \cdot (\cos \varphi - \cot \varphi_0 \sin \varphi)$, wodurch die Hauptdrücke bereits bei einer Fahrstrahlrichtung $\varphi = \varphi_0$ zu Null werden. Die Gleichung für die lotrechte Komponente des Druckes in der Tiefe z unter der Oberfläche lautet dann, entsprechend Abb. 30:

$$(4) \quad \sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \cot \varphi_0 \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_0} = k \cdot \frac{P}{z^2}.$$

Diese Gleichung geht natürlich für $\varphi_0 = 90^\circ$ wieder in die Boussinesq-Formel 1 über.

Den Grenzwinkel φ_0 gibt Strohschneider unmittelbar unter der Belastungsfläche mit 50 bis 60° an und nimmt von 1 m Tiefe abwärts elastisches Verhalten an. Da sich seine Versuche nur auf wenige Zentimeter Tiefe erstrecken, konnte er natürlich die genauere Gestalt der Grenzkurve nicht ermitteln. Leider haben auch die Amerikaner — was übrigens in der Apparatur begründet ist — auf die Untersuchung der „Böschungslinie des widerstandsfähigen Kernes“ keinen Wert gelegt, so daß wir uns veranlaßt sahen, der Grenze der Druckverteilung bei den eigenen Versuchen besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Auf Grund der zahlreichen, im ersten Aufsatz¹⁹⁾ näher beschriebenen Versuche haben wir die dort zusammengestellten Grenzwinkel für die verschiedenen Sandtiefen erhalten. Dabei hat sich mit ziemlicher Sicherheit gezeigt, daß der Grenzwinkel unabhängig von der Belastungs- und Grundflächengröße war, solange kein Auftrieb eintrat, daß er jedoch in sehr lockerem Sande kleiner ist als im dichter gelagerten.

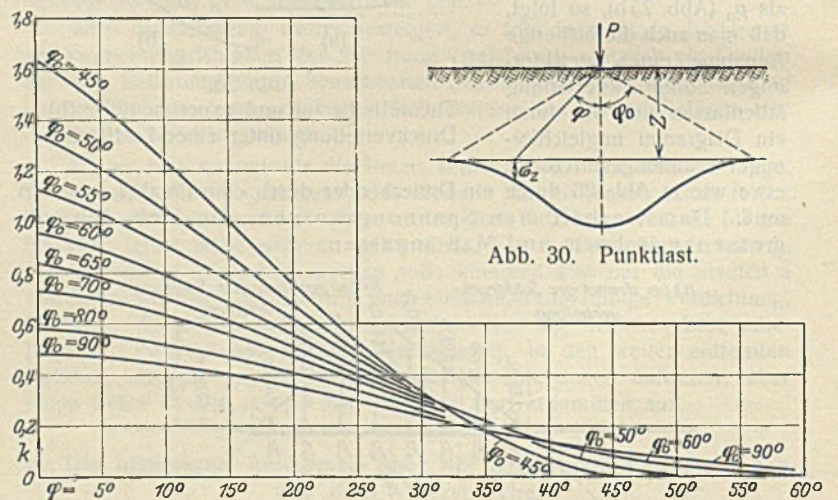


Abb. 31. Beiwerte k der Gleichung 4.

Als Grenztiefe t_1 (vergl. Abschnitt A, b und Abb. 21) erscheinen 110 cm, ein Wert, der mit Strohschneiders Rechnung gut übereinstimmt. Da die Versuche Goldbecks in 122 cm Tiefe ziemlich genau Verteilungskurven nach Boussinesq ergeben haben, so kann im Rahmen der bisherigen Versuchserfahrungen eine Grenztiefe von etwa 1,0 bis 1,2 m als in erster Annäherung erwiesen gelten.

Die Grenzkurve des Nulldruckes ist in Abb. 8 und 13 bis 16 des ersten Aufsatzes¹⁹⁾ dargestellt. Sie erhebt keinen Anspruch auf völlige Genauigkeit oder allgemeine Gültigkeit, sondern gibt nur ein Bild von der Gestalt der Böschungslinie des Druckkernes in einer Sandschüttung. Mit ihrer Hilfe kann jedoch für jede Tiefe die Größe des Grenzwinkels φ_0 in der Gl. 4 leicht eingesetzt werden, womit diese Formel erst zu einer brauchbaren Grundlage für weitere Rechnungen wird. Um ihre Anwendung zu erleichtern, ist sie in Gl. 4 in der Form

$$\sigma_z = k \cdot \frac{P}{z^2}$$

²⁵⁾ Leipzig 1907. Bd. V, S. 229.

²⁶⁾ Beton u. Eisen 1919, S. 83 bis 85.

²⁷⁾ a) Föppl, Vorlesungen, Bd. V, Leipzig 1907; b) Terzaghi, Erdbaumechanik, Leipzig 1925; c) Pap. a. Disc., Am. Soc. Civ. Eng. 1922; d) Schleicher, Der Bauingenieur 1926, Heft 48 u. 50.

Zahlentafel 1. Beiwerte k und n der Gleichungen 4 und 5.

φ in °	$\varphi_0 = 40^\circ$	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90° = φ_0	φ in °
0	$k = 2,042$	1,632	1,337	1,122	0,957	0,828	0,726	0,645	0,579	0,524	0,478 = k	0
	$n = 1,433$	1,275	1,146	1,042	0,957	0,882	0,817	0,764	0,718	0,676	0,636 = n	
5	$k = 1,790$	1,458	1,211	1,033	0,891	0,777	0,688	0,616	0,558	0,509	0,468 = k	5
	$n = 1,262$	1,140	1,042	0,964	0,894	0,831	0,777	0,733	0,695	0,660	0,624 = n	
10	$k = 1,493$	1,244	1,055	0,912	0,798	0,705	0,630	0,569	0,520	0,478	0,443 = k	10
	$n = 1,064$	0,987	0,918	0,860	0,810	0,763	0,720	0,684	0,655	0,627	0,598 = n	
15	$k = 1,169$	1,002	0,871	0,767	0,679	0,608	0,552	0,504	0,463	0,430	0,403 = k	15
	$n = 0,850$	0,811	0,772	0,738	0,703	0,671	0,643	0,618	0,594	0,575	0,555 = n	
20	$k = 0,847$	0,762	0,681	0,614	0,556	0,504	0,464	0,427	0,398	0,372	0,351 = k	20
	$n = 0,633$	0,633	0,621	0,607	0,592	0,571	0,556	0,538	0,526	0,511	0,497 = n	
25	$k = 0,551$	0,531	0,497	0,457	0,427	0,396	0,368	0,344	0,324	0,306	0,292 = k	25
	$n = 0,427$	0,458	0,466	0,469	0,471	0,466	0,457	0,450	0,444	0,436	0,428 = n	
30	$k = 0,310$	0,336	0,336	0,327	0,311	0,294	0,280	0,266	0,254	0,243	0,233 = k	30
	$n = 0,252$	0,291	0,333	0,351	0,359	0,361	0,364	0,364	0,364	0,363	0,358 = n	
35	$k = 0,122$	0,180	0,203	0,211	0,210	0,206	0,199	0,193	0,187	0,181	0,176 = k	35
	$n = 0,105$	0,172	0,212	0,239	0,256	0,267	0,273	0,280	0,283	0,286	0,286 = n	
40	$k = 0$	0,069	0,104	0,122	0,130	0,134	0,134	0,132	0,130	0,128	0,126 = k	40
	$n = 0$	0,071	0,122	0,148	0,170	0,187	0,194	0,204	0,210	0,215	0,217 = n	
45		0	0,037	0,060	0,072	0,078	0,082	0,083	0,084	0,085	0,085 = k	45
		0	0,045	0,079	0,102	0,117	0,130	0,139	0,147	0,156	0,160 = n	
50			0	0,020	0,033	0,041	0,045	0,048	0,050	0,052	0,053 = k	50
			0	0,029	0,051	0,068	0,079	0,089	0,096	0,104	0,110 = n	
55				0	0,011	0,017	0,022	0,025	0,027	0,029	0,030 = k	55
				0	0,019	0,031	0,044	0,052	0,059	0,065	0,070 = n	
60					0	0,005	0,009	0,011	0,013	0,014	0,015 = k	60
					0	0,010	0,020	0,026	0,032	0,036	0,040 = n	
65						0	0,002	0,004	0,005	0,006	0,007 = k	65
						0	0,005	0,011	0,014	0,019	0,020 = n	
70							0	0,001	0,001	0,002	0,003 = k	70
							0	0,003	0,003	0,009	0,011 = n	
75								0	0,000	0,000	0,000 = k	75
								0	0,000	0,000	0,000 = n	
80									0	0,000	0,000 = k	80
									0	0,000	0,000 = n	
85										0	0,000 = k	85
										0	0,000 = n	
90											0 = k	90
											0 = n	

geschrieben und der Wert k für verschiedene Werte von $\varphi_0 = 40^\circ$ bis $\varphi_0 = 90^\circ$ und für $\varphi = 0$ bis $\varphi = \varphi_0$ in Zahlentafel 1 angegeben und in Abb. 31 graphisch aufgetragen worden. Mit ihrer Hilfe kann die Druckverteilung unter einer Punkt-Einzellast einfach, rasch und mit für praktische Zwecke hinreichender Genauigkeit ermittelt werden.

β) In derselben Weise, wie vorstehend, kann man auch für eine „Linienlast“ eine Formel gewinnen, die die wirkliche Verteilungsbreite des Druckes in einer Schüttung berücksichtigt und damit genau wie die von Strohschneider für den Störungsbereich gilt.

Legt man die Gl. 2 zugrunde und ersetzt wiederum $\cos^2 \varphi$ durch $(\cos \varphi - \text{ctg } \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos \varphi$, so wird

$$\sigma_z = \frac{2 \alpha P}{\pi z} (\cos \varphi - \text{ctg } \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos^3 \varphi.$$

Da durch die vorgenommene Umformung der Gl. 2 die Verteilungsbreite des Druckes eingeschränkt wird und da die Summe aller lotrechten Drücke auch auf die neue Verteilungsbreite den Wert P ergeben muß, so ist in der vorstehenden Gleichung der zugefügte Wert α so zu bestimmen, daß diese Bedingung erfüllt wird. Es ist deshalb zu setzen:

$$P = \int_0^{z \cdot \text{tg } \varphi_0} \sigma_z dx.$$

Vergl. hierzu Abb. 29 u. 30; es gilt dort:

$$x = z \text{ tg } \varphi, \text{ also } dx = z \cdot \frac{1}{\cos^2 \varphi} \cdot d\varphi$$

und damit

$$P = \frac{4 \alpha P}{\pi z} \int_0^{\varphi_0} (\cos \varphi - \text{ctg } \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos \varphi d\varphi.$$

Die einfache Ausrechnung ergibt $\alpha = \frac{\pi}{2 \varphi_0}$ und damit

$$(5) \quad \sigma_z = \frac{P}{z \varphi_0} (\cos \varphi - \text{ctg } \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos^3 \varphi = n \cdot \frac{P}{z}.$$

Auch die Beiwerte n sind in Zahlentafel 1 mit enthalten; für sie gilt dasselbe wie für die k . Es ist zu beachten, daß P hier die Belastung für die Längeneinheit bedeutet.

Damit ist die Druckverteilung unter Punkt- und Linienlasten für alle Tiefen bekannt. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Knickversuche mit Bauholz.

Von Otto Graf.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Zur zuverlässigen Beurteilung des Widerstandes gegen Knickung von Druckgliedern in Holzbauwerken muß u. a. bekannt sein

- die Elastizität des Holzes,
- inwieweit die wirkliche Knicklast der Holzstäbe von der nach Euler oder nach anderen Beziehungen berechneten abweicht, und hierzu
- die Abhängigkeit der Knicklast von der Beschaffenheit des Holzes (Veränderlichkeit der Elastizität des Holzes über den Querschnitt und die Länge des Holzes, Einfluß des Faserverlaufs, der Äste, der Schwindspannungen, der Schwindrisse usw.),
- die Abhängigkeit der Knicklast von der Bauart der Stütze (Vollholz, gegliederte Stütze),
- die Abhängigkeit der Knicklast von der Art der Übertragung der Last an den Enden der Stütze usw.

Durch die Hilfe der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft und durch Sachlieferungen der Firma Karl Kübler A.-G., Stuttgart, konnte der Verfasser im Jahre 1925 Versuche aufnehmen, die zu den Aufgaben a bis e gehören. Im folgenden wird zunächst über Versuche berichtet,

die im wesentlichen a und b betreffen. Zu d folgt ein besonderer Bericht. Ältere Versuche, die hierher gehören, sind mitbehandelt.

1. Knickversuche mit Stäben von 3×6 cm Querschnitt.¹⁾

Verwendet wurde astfreies und geradwüchsiges Fichtenholz, das mehrere Jahre in einem trockenen Raum gelagert war.²⁾ Die Dehnungszahl des Holzes ist durch Biegungsversuche zu $\frac{1}{130000}$ ermittelt worden. Die Stirnflächen der Stäbe waren sorgfältig eben (senkrecht zur Stabachse) bearbeitet. Die Stäbe wurden zwischen Stahlplatten eingebaut, die sich gegen Stahlkugeln stützten.³⁾

¹⁾ Durchgeführt in den Jahren 1924 bis 1927 mit Studierenden des Bauingenieurwesens im Unterricht für Baustofflehre und Materialprüfung. Die Veränderlichkeit des Druckwiderstandes mit der Länge der Stäbe kann mit Holz besonders anschaulich gezeigt werden.

²⁾ Über einen Teil dieser Versuchsergebnisse ist bereits im Bauingenieur 1925, S. 677 und 678, berichtet worden.

³⁾ Ähnlich wie in der späteren Abb. 4 dargestellt (vergl. auch Bauingenieur 1926, S. 277).

Über die Ergebnisse gibt Abb. 1 Auskunft. Zu den Werten $l_k : i$ (l_k = Knicklänge zwischen den Stützkugeln gemessen, i = Trägheitshalbmesser = $\sqrt{\frac{J_{\min}}{f}}$) sind die Werte $K = P_{\max} : f$ aufgetragen (P_{\max} = Höchstlast, f = Stabquerschnitt). Abb. 1 zeigt die Höchstlasten der Stäbe. Bei Stäben, für die $l_k : i$ über etwa 50 liegt, blieb die Höchstlast meist unter der Last, die sich nach Euler mit der Dehnungszahl $\alpha = 1/130\,000$ ergibt.

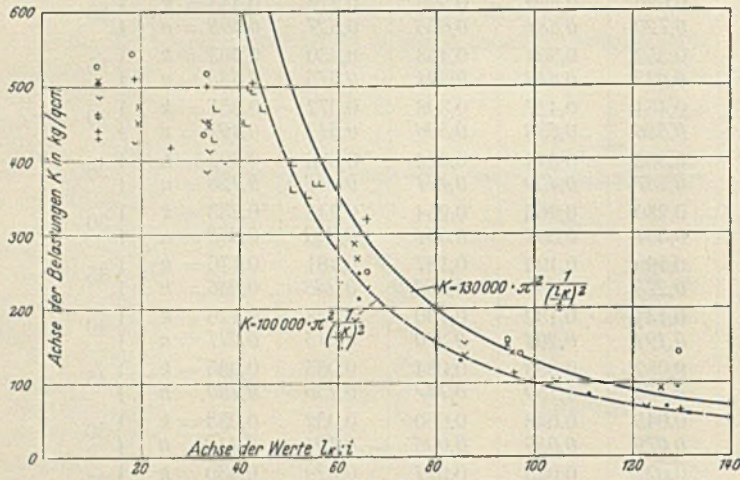


Abb. 1.

Die wirkliche Widerstandsfähigkeit war somit in der Regel kleiner als der Rechnungswert, dem die durch Vorversuche beobachtete Biegeelastizität des Stabes (hier $1/130\,000$) zugrunde liegt. Die Versuchswerte lassen sich nach unten in der Hauptsache durch die Kurve umgrenzen, die sich nach Euler mit $\alpha = 1/100\,000$ ergibt. Hiernach ist der Knickwiderstand von gutem, astlosem Fichtenholz unter den geschilderten Verhältnissen um etwa $1/4$ kleiner ausgefallen, als ihn die Rechnung liefert, die gleichhartiges Material im gesamten Holzstab (hier $\alpha = 1/130\,000$) voraussetzt.

2. Elastizität verschiedener Hölzer.

In Abb. 2 sind die Elastizitätszahlen zahlreicher Hölzer in Beziehung zu ihrem Raumgewicht eingetragen.⁴⁾ Alle Werte gehören zu luftgetrockneten, astfreien Hölzern.

Abb. 2 zeigt, daß die Dehnungszahl der Hölzer in weiten Grenzen schwankt, z. B. für Nadelholz zwischen rd. $1/70\,000$ und $1/200\,000$. Für die vorliegenden Aufgaben ergibt sich aus dieser Feststellung, daß die Durchführung von Knickversuchen von der Ermittlung der Elastizität des Ver-

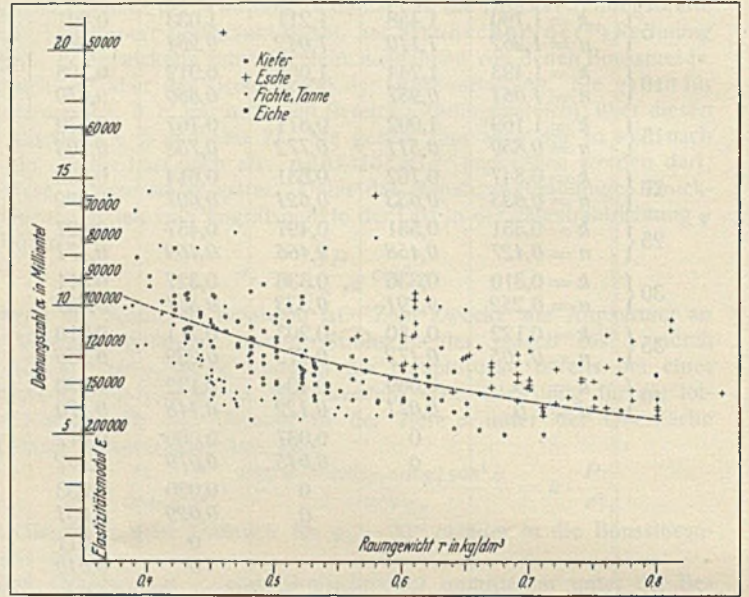


Abb. 2.

suchsstabs begleitet sein muß, wenn die wirkliche und die rechnerische Knicklast in Vergleich gestellt werden sollen. Handelt es sich um schlanke Stäbe, so kommt die Bestimmung der Elastizität durch Biegeversuche in Betracht.

⁴⁾ Aus Stuttgarter Versuchen. Über die bis 1921 ausgeführten Versuche vergl. R. Baumann, Heft 231 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. — Die in Abb. 2 eingetragene Kurve folgt der Näherungsgleichung $E = 200\,000 (r + 1)$, worin E das Elastizitätsmaß und r das Raumgewicht des luftgetrockneten Holzes; die Gleichung ist für rohe Schätzungen bestimmt.

Zusammenstellung 1.

Stab Nr.	Versuch Nr.	Bauart nach Abb.	Stablänge l cm	Knicklänge l_k cm	Querschnitt F cm ²	Trägheitsmoment J cm ⁴	Schlankheitsgrad λ	Krümmung des Stabes vor dem Versuch ¹⁾ in Richtung		Exzentrizität an den Stabenden e mm	Knicklast nach Euler $P_k = \frac{\pi^2 J^3}{\alpha l_k^2}$ kg	Höchstbelastung beim Versuch		Bewegung der Stabmitte vergl. Abb.	Richtung, in der der Stab ausknickte	$J : \alpha$ beim Biegeversuch	Knicklast nach Euler mit $\frac{J}{\alpha}$ aus Spalte 16 kg	P (Spalte 12) P (Spalte 17)
								a mm	b mm			P kg	σ kg/cm ²					
6	1	4	589,7	608,2	325,8	$J_{\min} = 8797$	117	+ 4	- 6	0	23 500	20 000	61	9	+ a	1020 · 10 ⁶	27 200	0,74
	2	4	"	"	"	"	"	"	"	- a = 2; + b = 2	"	22 000	67		+ a	"	"	0,81
	3	4	"	"	"	"	"	"	"	- a = 4; + b = 3	"	24 950	77		+ b	"	"	0,92
	4	4	"	"	"	"	"	"	"	0	"	22 750	70		+ a	"	"	0,84
	5	5	453,6	472,1	325,8	$J_{\min} = 8797$	91	+ 4	- 4	0	39 100 ⁴⁾	32 600	100		+ a	"	45 200 ⁴⁾	0,72 ⁴⁾
	6	5	"	"	"	"	"	"	"	- a = 3; + b = 1	"	35 000	107		+ a	"	"	0,77 ⁴⁾
	7	5	"	"	"	"	"	"	"	- a = 5; + b = 2	"	33 000	101		+ a	"	"	0,73 ⁴⁾
	8 ²⁾	6	"	"	"	"	"	"	"	0	"	18 300	"		+ a	"	"	"
	9 ²⁾	7	"	"	"	"	"	"	"	- 2	- 2	32 500	"		- a	"	"	"
	10 ²⁾	8	"	"	"	"	"	"	"	- 2	- 2	25 700	"		+ a	"	"	"
7	1	4	503,8	522,3	325,8	$J_{\min} = 8797$	100	- 2	- 4	0	31 800	29 500	90	10	- b	960 · 10 ⁶	34 700	0,85
	2	"	"	"	"	"	"	"	+ b = 2	"	30 400	93	- b		"	"	0,88	
	3	"	"	"	"	"	"	"	+ b = 4	"	31 500	97	- b		"	"	0,91	
	4	"	"	"	"	"	"	"	+ b = 6	"	33 450	103	- b		"	"	0,96	
8	1	4	544,0	562,5	216,0	$J_{\min} = 3891$	133	- 3	+ 4	0	12 100	10 900	50	11	+ b	400 · 10 ⁶	12 500	0,87
	2	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 2; - b = 4	"	11 300	52	- b		"	"	0,90	
	3	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 1; - b = 3	"	12 300	57	- b		"	"	0,98	
9	1	4	544,8	563,3	216,0	$J_{\min} = 3891$	133	- 1	- 8	0	12 100	10 800	50	12	- a	420 · 10 ⁶	13 100	0,82
	2	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 2	"	11 200	52	+ b		"	"	0,85	
	3	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 1; - b = 1	"	11 450	53	+ a		"	"	0,87	
	4	"	"	"	"	"	"	"	a = 0; - b = 1	"	11 850	55	- b		"	"	0,90	
10	1	4	544,2	562,7	215,0	$J_{\min} = 3812$	134	- 2	- 11	0	11 900	8 000	37	12	- b	360 · 10 ⁶	11 200	0,71
	2	"	"	"	"	"	"	"	+ b = 5	"	8 500	40	- b		"	"	0,76	
	3	"	"	"	"	"	"	"	+ b = 8	"	9 300	43	- b		"	"	0,83	
	4	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 1; + b = 12	"	10 700	50	- b		"	"	0,96	
	5	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 1; + b = 15	"	10 250	48	+ b		"	"	0,92	
	6	"	"	"	"	"	"	"	+ a = 1; + b = 13	"	10 600	49	+ b		"	"	0,95	

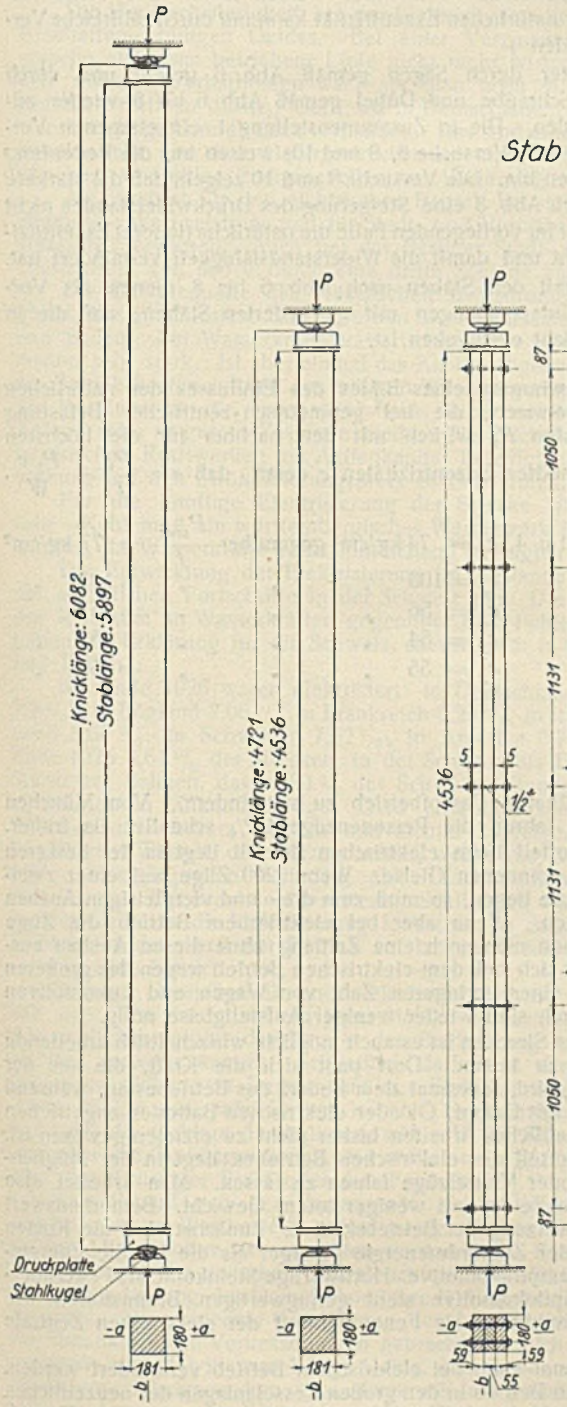
¹⁾ Die Krümmung des Stabes wurde vor dem Versuch unter $P = 500$ kg festgestellt. — ²⁾ Verschraubte Hölzer vergl. Abb. 6 bis 8. — ³⁾ $\alpha = 1/100\,000$. — ⁴⁾ Hier ist zu beachten, daß λ kleiner als 100 war.

3. Knickversuche mit 5 Stäben von rd. 18 × 18 cm, bzw. rd. 15 × 15 cm Querschnitt.⁹⁾

Verwendet wurde lufttrockenes Bauholz (Kiefernholz) gewöhnlicher Beschaffenheit.

Zusammenstellung 1 gibt über die Abmessungen der Probekörper und über die Versuchsergebnisse Auskunft. Die Ergebnisse der Elastizitätsversuche sind in Abb. 3 dargestellt (vergl. auch Spalte 16 der Zusammenstellung 1).

Alle Stäbe wurden zunächst derart in die Prüfmaschine gestellt, daß der geometrische Schwerpunkt der Stirnflächen in der Mitte der Druckplatten lag, vergl. Abb. 4. Die Belastung wirkte also zunächst geometrisch-zentrisch.



Versuch: 1 bis 4
Abb. 4.

Versuch: 5 bis 7
Abb. 5.

Versuch: 8
Abb. 6.

Versuch: 9
Abb. 7.

Versuch: 10
Abb. 8.

Stab 6.

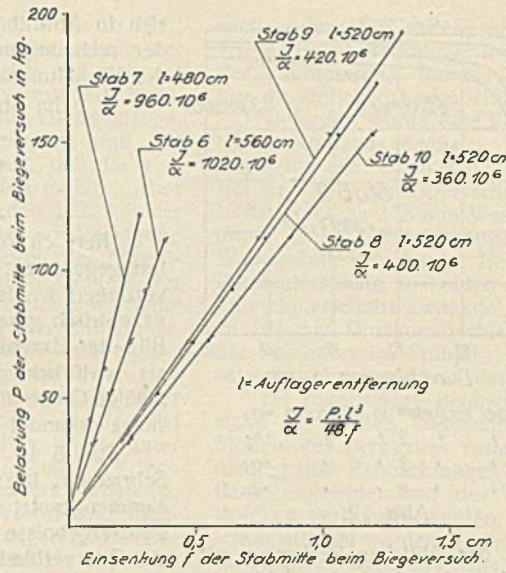


Abb. 3.

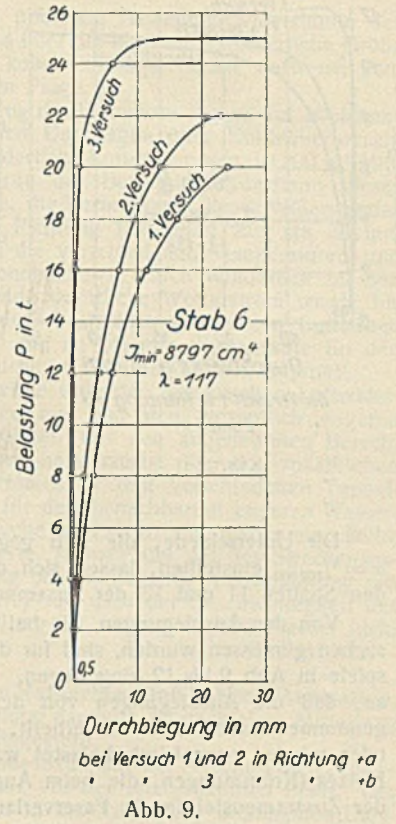


Abb. 9.

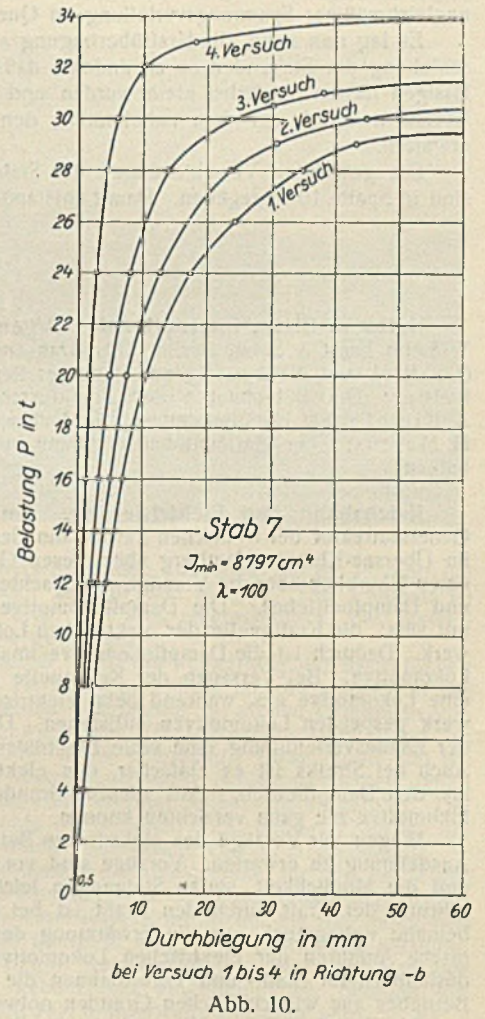


Abb. 10.

Die Knicklast, die sich bei dieser Anordnung einstellte, betrug beim Stab 6, Versuch 1, Abb. 4, das 0,74fache

„	6,	„	4,	„	0,84	„
„	6,	„	5,	„	0,72	„
„	7,	„	1,	„	0,85	„
„	8,	„	1,	„	0,87	„
„	9,	„	1,	„	0,82	„
„	10,	„	1,	„	0,71	„

der Last, die sich mit der Eulergleichung ergibt, wenn die Elastizität des Holzes nach dem Ergebnis des Biegeversuches eingeführt wird.⁹⁾ Die wirkliche Knicklast blieb hiernach um 13 bis 29% hinter der rechnermäßig ermittelten Knicklast zurück (vergl. Spalten 12 und 16 bis 18 der Zusammenstellung 1).

⁹⁾ Die Durchführung dieser Versuche hat Ingenieur Kaufmann besorgt.

¹⁰⁾ Beim Biegeversuch wurde die Einsenkung in der Richtung gemessen, die beim Knickversuch maßgebend war.

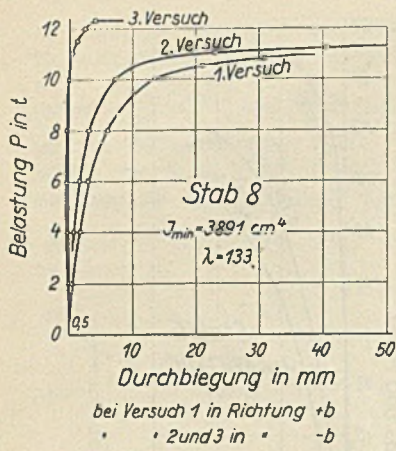


Abb. 11.

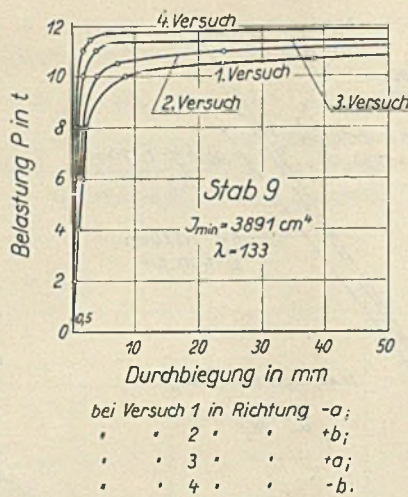


Abb. 12.

Die Unterschiede, die sich gegenüber der üblichen Rechnung mit $\alpha = 1/100000$ einstellen, lassen sich durch einen Vergleich der Zahlen in den Spalten 11 und 12 der Zusammenstellung ohne weiteres verfolgen.

Von den Ausbiegungen, die bei den bisher besprochenen ersten Versuchen gemessen wurden, sind für die Stäbe 6 bis 9 kennzeichnende Beispiele in Abb. 9 bis 12 eingetragen. Der Verlauf dieser Linienzüge deutet an, daß die Ausbiegungen von der Anfangslast ausgehend stetig zugenommen haben. Hieraus erhellt, daß die Stäbe von vornherein mehr oder minder exzentrisch belastet waren. Die Ungleichmäßigkeiten des Holzes (Krümmungen, die beim Austrocknen entstanden, vergl. Spalte 9 der Zusammenstellung 1; Faserverlauf, Äste, Risse, Verteilung des Spätholzes usw.) gaben bei geometrisch-zentrischer Belastung Veranlassung zu ungleichmäßiger Spannungsverteilung im Querschnitt der Stäbe.

Es lag nun nahe, die Kraftübertragung an den Stabenden durch Verschiebung der Stabenden so zu ändern, daß die Ausbiegungen unter zulässigen Lasten möglichst klein wurden und die Ausbiegungslinien einen Verlauf nahmen, der dem nahekommt, den wir mit dem Knickvorgang erwarten.

Die gewählten Verschiebungen der Stabenden auf den Druckplatten sind in Spalte 10 angegeben. Damit entstandene Ausbiegungslinien finden

sich in Abb. 9 bis 12. Die so festgestellten Höchstlasten liegen näher der rechnermäßigen Höchstlast (Spalte 18 der Zusammenstellung 1); die Verhältniszahl stieg

bei Stab 6 durch Verschiebung um $e = 4$ mm	auf 0,92
" " 7 " " " "	" $e = 6$ mm " 0,96
" " 8 " " " "	" $e = 3$ mm " 0,93
" " 9 " " " "	" $e = 1$ mm " 0,90
" " 10 " " " "	" $e = 13$ mm " 0,95.

Hiernach konnte das Weniger der beim Versuch getragenen Höchstlast gegenüber der rechnermäßig zu erwartenden Last auf 2 bis 10 % verringert werden, wenn der Stab auf den Druckplatten um 1 bis 13 mm exzentrisch gesetzt wurde. Diese Exzentricität des Kraftangriffs gibt ein Bild der Exzentricität, die den Eigenschaften des Holzes entspricht und als „natürliche Exzentricität“ bezeichnet werden kann. Die verhältnismäßige Größe dieser natürlichen Exzentricität kann nur durch zahlreiche Versuche erkundet werden.)

Stab 6 ist später durch Sägen gemäß Abb. 6 geteilt und durch Schrauben, bzw. Schraube und Dübel gemäß Abb. 6 bis 8 wieder zusammengesetzt worden. Die in Zusammenstellung 1 eingetragenen Versuchsergebnisse (Stab 6, Versuche 8, 9 und 10) weisen auf die Bedeutung der Querverbindungen hin. Die Versuche 9 und 10 zeigen, daß die stärkere Querverbindung nach Abb. 8 eine Steigerung des Druckwiderstandes nicht bewirkt hat, vielmehr im vorliegenden Falle die natürliche (innere) Exzentricität des Stabes erhöht und damit die Widerstandsfähigkeit vermindert hat.

Die Versuche mit den Stäben nach Abb. 6 bis 8 dienen als Vorversuche für die Untersuchungen mit gegliederten Stäben, auf die in einem späteren Bericht einzugehen ist.

Wird zur Gewinnung eines Bildes des Einflusses der natürlichen Exzentricität angenommen, die bei geometrisch-zentrischer Belastung erlangten Höchstlasten P_1 wirken mit den nachher für die höchsten Lasten P_{max} angewandten Exzentricitäten e derart, daß $\sigma = \frac{P_1}{f} + \frac{P_1 e}{W}$, so findet sich

für Stab 6, Versuch I u. 4, $\sigma_x = 74$ kg/cm ² gegenüber	$\frac{P_{max}}{f} = 77$ kg/cm ²
" " 7, " $\sigma_x = 108$ " " "	" = 103 " "
" " 8, " $\sigma_x = 56$ " " "	" = 57 " "
" " 9, " $\sigma_x = 54$ " " "	" = 55 " "
" " 10, " $\sigma_x = 55$ " " "	" = 50 " "

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. April erschienene Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Reg.-Baumeister a. D. Meisenhelder: Die Betonbauten des Frankfurter Stadions. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel: Eisenbetonmaste für Hochspannungsleitungen. — Dr.-Ing. H. Marcus: Über die Randbeanspruchung von Deckenstreifen ohne Randbalken.

Reichsbahn und Elektrisierung. Am 15. März 1928 sprach der Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Dr. Dorpmüller, im Übersee-Klub in Hamburg über diesen Gegenstand. Er gab zunächst einen Überblick über die Vorzüge und Nachteile des elektrischen Betriebes und Dampfbetriebes. Die Dampflokomotive führt die Kraftquelle stets mit sich; die Kraftquelle der elektrischen Lokomotive liegt fern im Kraftwerk. Dadurch ist die Dampflokomotive unabhängiger als die elektrische Lokomotive. Bei Versagen der Kraftquelle fällt beim Dampftrieb nur eine Lokomotive aus, während beim elektrischen Betrieb alle vom Kraftwerk gespeisten Lokomotiven stillstehen. Deshalb ist vom Standpunkte der Landesverteidigung eine volle Elektrisierung der Bahnen bedenklich. Auch bei Streiks ist es einfacher, den elektrischen Betrieb lahmzulegen als den Dampftrieb. Aus diesem Grunde wird man auf die Dampflokomotive nie ganz verzichten können.

Wegen der Vorzüge des elektrischen Betriebes ist aber seine weitere Ausdehnung zu erwarten. Vorzüge sind vor allem das schnelle Anfahren und die Möglichkeit, starke Steigungen leicht zu überwinden. Die Zuführung der Kraft durch den Draht ist bei der elektrischen Lokomotive beinahe unbegrenzt, nur die Erwärmung des Motors ist hinderlich. Das rasche Anfahren der elektrischen Lokomotive bringt großen Zeitgewinn, deshalb ist für Stadt- und Vorortbahnen die Einführung des elektrischen Betriebes aus wirtschaftlichen Gründen notwendig.

Als Beispiel dienen die elektrisierte Stadtbahn in Hamburg und die in Arbeit befindliche Elektrisierung der Berliner Stadt- und Vorortbahnen. Gegenüber 24 Zügen i. d. Std. beim Dampftrieb sind 40 Züge i. d. Std., also eine 1 1/2-Minutenfolge beim elektrischen Betriebe möglich.

Auf Fernstrecken ist elektrischer Betrieb für Personen- und Güterzüge dort vorteilhaft, wo starke Steigungen zu überwinden sind. Die Gotthardbahn ist dafür ein Beispiel, ebenso in Deutschland die elektrisierten Strecken im schlesischen Bergland und im bayerischen Gebirge. Es war möglich, in Schlesien die Fahrzeiten der Schnellzüge um 13%, die der Personenzüge um 18% und die der Güterzüge um 29% gegenüber den

Fahrzeiten beim früheren Dampftrieb zu vermindern. Von München nach Partenkirchen fahren die Personenzüge 47% schneller als früher.

Ein weiterer Vorteil beim elektrischen Betrieb liegt in der besseren Ausnutzung der vorhandenen Gleise. Wenn 200 Züge auf einer zweigleisigen Dampfstrecke liegen, so muß zum drei- und viergleisigen Ausbau übergegangen werden. Wenn aber bei elektrischem Betrieb die Züge schneller fahren, kann man noch eine Zeitlang ohne diesen Ausbau auskommen. Auch läßt sich bei dem elektrischen Betrieb wegen des größeren Wagenumschlages mit einer geringeren Zahl von Wagen und Lokomotiven auskommen. Dadurch sind wieder weniger Aufstellgleise nötig.

Bei elektrisierten Strecken ist es auch möglich, wirtschaftlich arbeitende Triebwagen laufen zu lassen. Dort paßt sich die Kraft, die aus der Leitung genommen wird, jedesmal dem Bedarf des Betriebes an, während bei Triebwagen, die mit Dampf, Öl oder elektrischen Batterien angetrieben werden, ein wirtschaftliches Arbeiten bisher nicht zu erzielen gewesen ist.

Ein weiterer Vorteil des elektrischen Betriebes liegt in der Möglichkeit, Ganz-, Halb- oder Viertelzüge fahren zu lassen. Man arbeitet also in verkehrschwachen Zeiten mit weniger totem Gewicht. Bemerkenswert ist ferner die Herabsetzung der Betriebskosten. Zunächst sind die Kosten für die Erzeugung der Zugförderenergie geringer als die für die Energieerzeugung bei der Dampflokomotive. Hochwertige Steinkohle als Feuerungsstoff bei der Dampflokomotive steht geringwertigen Brennstoffen wie Braunkohle und Staubkohle als Feuerungsstoff der elektrischen Zentrale gegenüber.

Auch das Personal kann bei elektrischem Betrieb vermindert werden. Dem menschenleeren Betrieb in den großen Kesselanlagen der neuzeitlichen Zentrale steht die große Anzahl von Heizern bei den Tausenden von Dampflokomotiven gegenüber. Die Unterhaltungsarbeiten in den elektrischen Werkstätten erfordern weniger Werkstättenarbeiter. Dadurch, daß nur ein Triebwagenführer auf der elektrischen Lokomotive steht, wird weiteres Personal gespart, ohne daß die Sicherheit darunter leidet, da die Anbringung des sogenannten Totmannknopfes auch bei einmänniger Besetzung die Betriebssicherheit gewährleistet. Sobald die Hand oder der Fuß diesen Knopf los läßt, wird selbsttätig der Strom ausgeschaltet und die Bremse in Tätigkeit gesetzt.

Was die Öffentlichkeit am elektrischen Betriebe besonders schätzt, ist die Reinlichkeit. Man kann während der Fahrt bei geöffnetem Fenster sitzen und braucht auch im Tunnel die Fenster nicht zu schließen. Der Rußauswurf führt bei Dampftrieb zu einer Verschandelung der Bahn und auch zu wirtschaftlichen Nachteilen dadurch, daß die Eisenbauten durch

Säure angegriffen werden. Man hat gefunden, daß Eisenteile bis zu 70% vom Rost zerfressen werden. Z. B. wurde bei der Auswechslung der Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs in Berlin festgestellt, daß sich das Gesamtgewicht der Halle durch Verrosten um 35% vermindert hatte. In Tunneln zerfressen die Abgase der Dampflokomotive das Gleisgestänge, so daß die Liegedauer der Gleise dort stark abgekürzt werden muß.

Alle diese Vorteile könnten zu der Auffassung führen, daß das vorhandene Bahnnetz nicht schnell genug elektrisiert werden müßte. Aber es sind doch starke Hemmungen vorhanden. Bisher werden 1223 km der Reichsbahn oder 2,2% elektrisch betrieben. Aber die zur Verfügung stehenden Mittel gestatten nur ein langsames Fortschreiten der Elektrisierung. Auch die technischen Errungenschaften auf dem Gebiete der Elektrizität sind noch nicht so weit fortgeschritten, daß an eine großzügige Elektrisierung des gesamten Bahnnetzes herangegangen werden könnte. Die elektrische Lokomotive wird dauernd weiterentwickelt, und täglich werden Verbesserungen von elektrischen Firmen herausgebracht.

Die Hauptschwierigkeit bei der Elektrisierung liegt heute wohl in der Beschaffung billigen Geldes. Bei einer Verzinsung von 7 bis 8% ist manche elektrisch betriebene Linie nicht mehr wirtschaftlich, die es unter den früheren Verhältnissen war, als man noch mit 3½- und 4%igen Anleihen rechnen durfte. Dort, wo in Deutschland elektrisiert worden ist, waren wichtige Gründe dazu vorhanden. Das sind einmal Vorort- und Stadtbahnbetriebe und dann Gebirgsstrecken mit starken Steigungen und weiter Strecken, wo billige Energiequellen zur Verfügung standen.

Als Stromart für den elektrischen Betrieb hat sich für Fernstrecken der einphasige Wechselstrom und für Stadt- und Vorortbahnen Gleichstrom als vorteilhaft erwiesen. Auch bei der Berliner Stadt- und Vorortbahn wird Gleichstrom von 800 V durch eine dritte Schiene zugeführt werden.

Die Energiequelle des elektrischen Bahnstromes ist in Deutschland Steinkohle in Schlesien, Braunkohle in Mitteldeutschland, Wasser in Bayern und Baden. Bei Wasserkraftwerken belastet der Kapitaldienst die Stromkosten sehr stark. Ist aber einmal das Kapital abgeschrieben, dann werden die Betriebskosten infolge des billigen Wassers gering. Es wäre dann nur die Rücklage für die Erneuerungsfonds herauszuwirtschaften, damit die Anlage stets in gutem Zustande bleibt. Die Reichsbahn hat sich bei den bayerischen Kraftwerken am Aktienkapital beteiligt, um eine gewisse Einwirkung auf den Stromlieferungspreis zu bekommen.

Für die künftige Elektrisierung der Strecke Ulm—Stuttgart—Karlsruhe—Kehl muß ein württembergisches Wärmewerk in den Dienst gestellt werden, da Wasserkräfte nicht hinreichend verfügbar sind.

Die Entwicklung der Elektrisierung im Auslande weist besonders auf die erheblichen Fortschritte in der Schweiz hin. Die Gebirgsstrecken und der Reichtum an Wasserkraften gegenüber dem Fehlen von Kohlengruben geben die Erklärung für die Schweiz, ebenso auch in Österreich, Schweden und Italien.

Bis Ende 1926 waren elektrisiert: in Deutschland 1,88% (Ende 1927 2,2%), in England 2,06%, in Frankreich 2,29%, in Italien 6,6%, in Österreich 8,66%, in Schweden 7,52%, in Amerika 0,71%, in Kanada bis Ende 1925 5,61% der Strecken, in der Schweiz bis Ende 1927 60% aller Schweizer Bahnen, davon 80% der Schweizer Bundesbahnen.

Sollte in Zukunft billiges Geld erhältlich werden, dann würden Strecken mit starkem Verkehr und dichter Zugfolge, z. B. in dem dicht bevölkerten Westen, den Vorzug haben, weiter die Gebiete, in denen sich billige Energiequellen befinden, also Süddeutschland, die Steinkohlenbezirke und die Braunkohlenreviere. Schließlich wird man aber in denjenigen Gebieten die Elektrisierung fortsetzen, in denen bereits elektrisiert worden ist, denn erst der Betrieb auf langen Strecken macht die Elektrisierung wirtschaftlich.

Solange Dampftrieb und elektrischer Betrieb durcheinanderlaufen, läßt sich nicht das Letzte aus jeder Strecke herausholen, weil immer dasjenige Verkehrsmittel das Tempo der Beförderung angibt, das am langsamsten vorwärts kommt. Schließlich darf nicht vergessen werden, daß diejenigen Gebiete in Deutschland zur Elektrisierung geeignet sind, die starke Steigungen aufzuweisen haben. Es kommen also die Strecken in Frage, die Gebirge durchqueren, wie z. B. die Strecke München—Stuttgart über die Geißlinger Steige und weiter nach Stuttgart und die Strecke über den Thüringer Wald oder den Frankenwald.

Zum Schluß gab der Vortragende einen Überblick über die Fortschritte, die im Wettbewerb mit dem elektrischen Betrieb in der Bauart der Dampflokomotive hervorgerufen worden sind. Es wiederholt sich hier dasselbe Spiel wie zwischen Gasbeleuchtung und elektrischer Beleuchtung. Die Durcharbeitung der Dampflokomotive läuft in der Richtung der Kohlenersparnis. Die schlechte Ausnutzung der Lokomotivkohle mit nur 6% der Brennkraft hat Verbesserungen gebracht, die sich in zwei Richtungen bewegen; einmal will man billige Kohle, also minderwertigere Kohle, für die Lokomotivheizung benutzen, dann will man auch eine bessere Ausnutzung der erzeugten Wärme erzielen. Die neue Kohlenstaublokomotive ist ein verheißungsvoller Anfang auf diesem Wege.¹⁾ Die Heißdampflokomotive hat 20% Ersparnis an Kohlen mit sich gebracht. Von der Turbinenlokomotive erhofft man eine Kohlenersparnis von 45%. Die Dampflokomotive ist also hinsichtlich ihrer Ausnutzbarkeit noch lange nicht am Ende angekommen.

Über Lüftungsversuche beim Moffat-Tunnel. Der Entschluß, den eingleisigen, 19820 m langen Moffat-Tunnel²⁾ mit Dampflokomotiven zu betreiben, führte nach einem Bericht von Mc Elroy und Betts in Eng. News-Rec. vom 15. Dezember 1927, S. 956 bis 959, zu umfangreichen Ver-

suchen des U. S. Bureau of Mines über die Bewegungswiderstände des erforderlichen Belüftungsstromes und über die hiernach erforderliche Größe der Ventilatoren. Da der Tunnel keine Lüftungsschächte aufweist, kam nur die übliche „Längsbelüftung“ in Frage.¹⁾

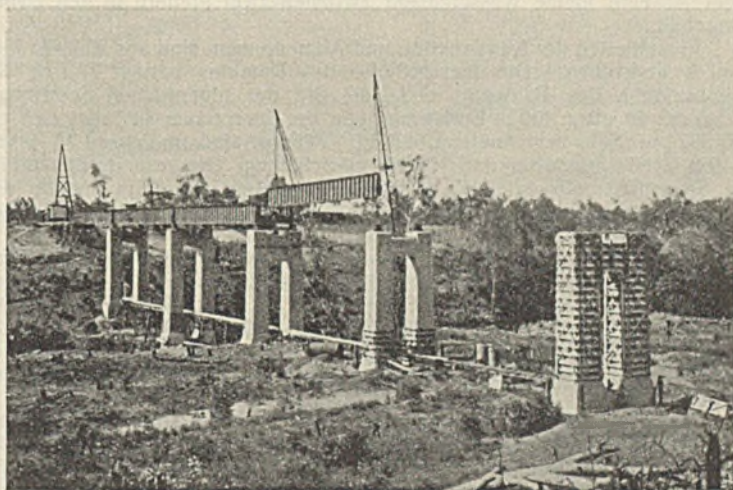
Gefordert wurde eine Verdünnung der Lokomotivabgase auf höchstens 0,5%₀₀ Kohlenoxydgehalt. Nach den Unterlagen über Kohlenverbrauch, Zugdichte usw. ergab sich eine erforderliche Luftmenge von 10 200 m³/Min. Bei 37,2 m² Tunnelquerschnitt wurde der Bewegungswiderstand dieses Luftstromes zu 128 mm Wassersäule, die Vermehrung dieses Widerstandes durch einen in entgegengesetzter Richtung fahrenden Zug zu 33 mm Wassersäule errechnet. Der durch die verschiedenen Temperaturen und Barometerstände an beiden Tunnelenden sowie durch Winddruck auf den Tunnelquerschnitt zustande kommende natürliche Wetterstrom wurde bis zu 104 mm Druckunterschied für den westöstlich gerichteten Luftstrom, der besonders im Frühjahr auftritt, und zu 241 mm Wassersäule für den ostwestlichen Luftstrom, der besonders im Sommer auftritt, ermittelt.

Da zuverlässige Beobachtungswerte über den spezifischen Luftwiderstand bei diesen Geschwindigkeiten nur von den wesentlich engeren Stollen des Bergbaues vorlagen, mußten mit den angedeuteten Berechnungen und Beobachtungen umfangreiche Versuche über den spezifischen Bewegungswiderstand des Wetterstromes in den verschiedenen Tunnelstrecken verbunden werden. Auch für den benachbarten engeren Wasserleitungstunnel wurden ähnliche Versuche angestellt; sie ergaben eine Reihe voneinander stark abweichender Werte, je nach der Art des Streckenausbau (standfester Fels ohne Stützung oder einragende Auszimmerung mit verschiedenem Abstände der Gespärre) und nach der Geschwindigkeit des Wetterstromes. Die Formelentwicklung ist in dem Aufsatz leider nicht mitgeteilt.

R. Fischer.

Die Eisenbahnbrücke über den Katharina-Fluß in Nord-Australien, deren Bau die nebenstehende Abbildung darstellt, ist nach einer Mitteilung in „Railway Engineer“ kürzlich fertiggestellt.

Sie dient dem Betriebe der Bundesbahn auf der Strecke Pine Creek—Emungalan und kreuzt den Fluß kurz vor der letztgenannten Stadt. Der Katharina-Fluß — ein Nebenfluß des in die Anson Bay mündenden Daly-Stromes — entwässert ein sehr ausgedehntes Gebiet mit tropischen Regen-



fällen und einer Jahres-Niederschlagshöhe von etwa 100 bis 125 cm; die Niederschläge beschränken sich auf nur drei Monate. Das Flußbett ist demzufolge außerordentlich breit und tief eingeschnitten, die Wasserführung in der Regenzeit eine gewaltige.

Der Bau der Brücke geschah durch die Verwaltung der australischen Bundesbahnen und umfaßte Herstellung, Anfuhr und Versetzen der als Blechträger ausgeführten eisernen Überbauten für sieben Öffnungen von 30 m Lichtweite im Gesamtgewicht von 700 t, ferner die Herstellung der Pfeilerpaare in Stampfbeton und deren Gründung. Diese mußte tief bis auf tragfähigen Felsen durch Wasser und starke Schlammsschichten gehen und wurde unter Druckluft mit Hilfe eiserner Senkkasten ausgeführt. Die Höhe der Brücke von Flußsohle bis Schienen-O.-K. beträgt 22,95 m, die Blechträger wurden versetzt durch Sonderkrane von 30 m Ausladung.

Zur Gewinnung der erforderlichen Zuschlagstoffe für den Beton der Pfeiler war in der Nähe des Flußufers ein Granitsteinbruch eingerichtet, von dem das Material mittels einer Kabelbahn zu der am Bau gelegenen Mischanlage und von dort auf gleichem Wege in die Schalung gelangte. Die Abbildung gibt einen Begriff von Ausführung und Aussehen der Brücke, die für Normalspur gebaut und eingerichtet ist, obschon die Strecke vor der Hand noch mit 1,06 m Spurweite befahren wird. Ki.

Der Lake-Pleasant-Staudamm, der höchste bisher gebaute Gewölberöhrendamm am Agua Fria River in Arizona, ist nach einer Mitteilung in Engineering vom 10. Februar 1928²⁾ vor kurzem vollendet worden. Er schließt ein Staubecken von rd. 13 km Länge mit einer Speichermenge

¹⁾ Vergl. dagegen Lüftung des Holland-Tunnels, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 48, S. 711.

²⁾ Vergl. auch den Bericht von Noetzli in „Energia Elettrica“ 1928, Januarheft.

¹⁾ Vergl. Glasers Annalen 1928, Bd. 102, Heft 4 u. 5.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 41, S. 604/05.

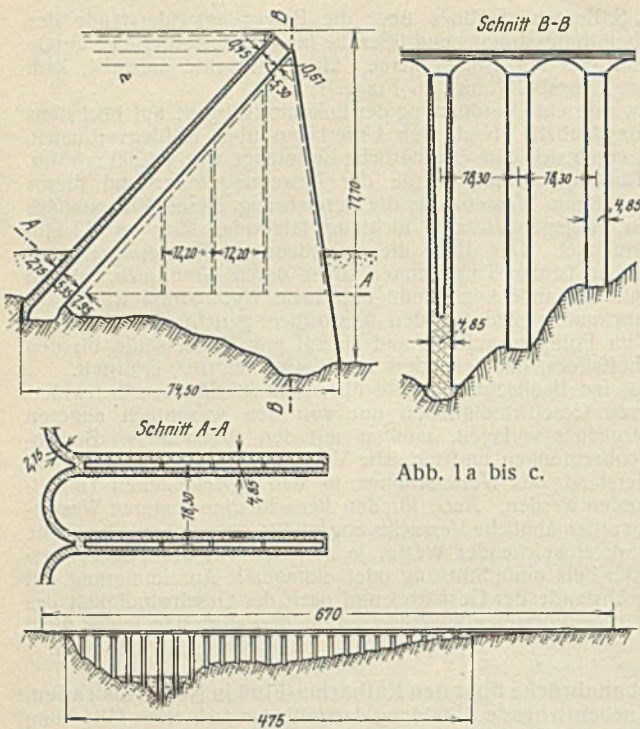


Abb. 2.

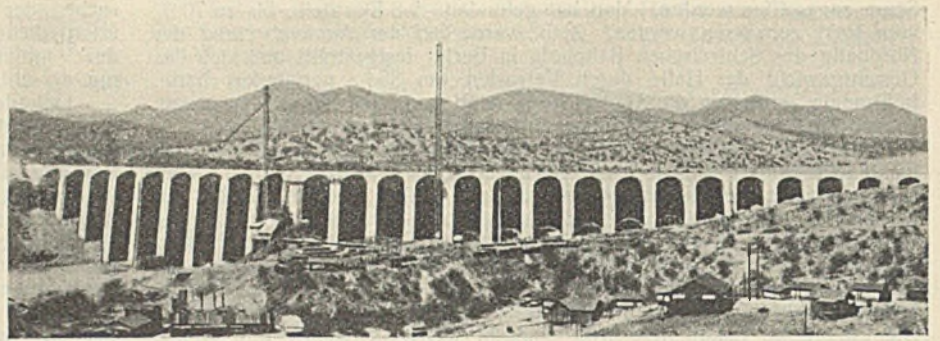


Abb. 3.

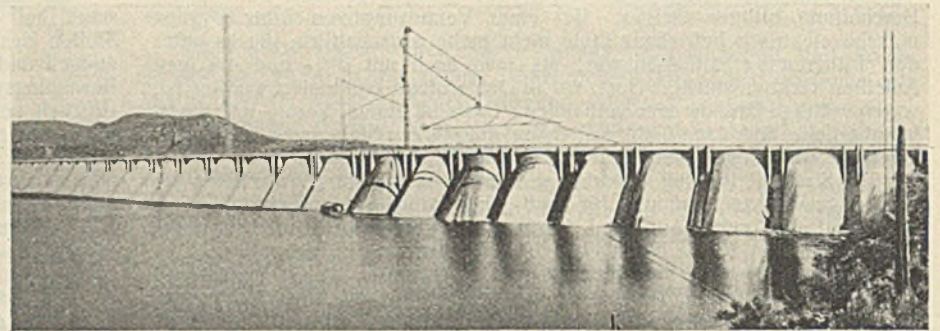


Abb. 4.

von 213 683 000 m³ ab und vermittelt die Wasserversorgung eines vorzüglich dem Obst- und Baumwollbau dienenden Gebietes von 16 200 ha etwa 48 km westlich von Phoenix, der Hauptstadt des Staates Arizona. Außerdem ist eine kleine Wasseranlage zwischen zwei Pfeilern in den Damm eingebaut.

Einzelheiten der Konstruktion und Abmessungen sind aus Abb. 1 a bis c und 2 ersichtlich. Die Gesamthöhe des Dammes beträgt 77,7 m, die Gesamtlänge des Bauwerks 663,6 m, die der eigentlichen Sperrmauer 475,5 m. In etwa 400 m Entfernung von der Sperrmauer befindet sich ein für 3824 m³/Sek. berechneter Überlauf. Verbaut sind im ganzen 78 790 m³ Beton, 2160 t Rundeseisen und 167 220 m² Schalung. Die gesamte Bauzeit für die Sperrmauer einschließlich Widerlager und Anschlußdamm und für den Überlauf betrug knapp 18 Monate, die Baukosten belaufen sich zusammen auf etwa 3 Mill. \$.

Wie schon bemerkt, stellt das Bauwerk einen Gewölbereihendamm vor, der jedoch im Gegensatz zu anderen Ausführungen hohle, d. h. doppelwandige Zwischenpfeiler von 4,88 m Stärke aufweist (Abb. 1 b u. c). Der Abstand der Pfeiler beträgt 18,30 m von Mitte zu Mitte, so daß die ganze Sperrmauer 26 Bogen und 27 Pfeiler umfaßt; die Seitenwände der Pfeiler sind senkrecht, was von erheblichem Vorteil für die Schalung gewesen ist.

Die größte Beanspruchung der Bogen aus Wasserdruck, Schwind- und Temperaturspannungen beträgt etwa 45,71 kg/cm², die der Pfeiler 31,64 kg/cm², die Betonmischung ist 1 : 2 : 4 für die ersteren, 1 : 2¹/₂ : 5 für die letzteren. Die gewünschte Betonzusammensetzung wurde in regelmäßigen Baustellenversuchen fortlaufend an Hand 28 Tage alter Proben kontrolliert auf eine vorgeschriebene Festigkeit von 140 kg/cm² für die Bogen und von 126 kg/cm² für die Zwischenpfeiler.

Der Untergrund des Bauwerks besteht im allgemeinen aus Basalt, an einigen Stellen machten zwischengelagerte Schichten von Lava-Asche und Tuff ein Tiefergehen auf geschlossenen Felsen erforderlich, und zwar im Höchstfalle bis zu 27 m unter Baugrund-O.-K. Überall, wo rissiger Felsboden angetroffen wurde, wurde dieser durch 3 bis 6 m tiefe Bohrlöcher mit Preßzement unter 9 kg/cm² Druck gedichtet. Dabei fand sich, daß einige Bohrlöcher kaum, andere bis zu 1 oder 2 Sack flüssigen Zementbrei aufnehmen, einzelne freilich auch bis zu 15 Sack. In einem Falle trat die eingepreßte Masse 60 m weiter oberhalb an der Rückseite der Sperre wieder zu Tage. Die Arbeiten, die bei 33,55 m hoch gefülltem Staubecken stattfanden, hatten jedenfalls den Erfolg, daß Durchsickerungen und Wasserverlust sehr gering geblieben sind.

Die Ausführung geschah in der Weise, daß die im Flußbett gelegenen Bogen und Zwischenpfeiler (Abb. 3) zunächst bis etwa 3 m über NW hochgeführt wurden, während das gesamte übrige Bauwerk in voller Höhe fertiggestellt wurde. Die erstgenannten Teile sind während der Hochwasserzeiten mehrfach überflutet, ohne jedoch irgendwie beschädigt zu sein.

Der Beton wurde in etwa 2,4 m hohen Schichten eingebracht, die aus einzelnen, beweglichen Tafeln bestehende Schalung wurde mehrmals, zum Teil 6- bis 8 mal wieder verwendet. Die Pfeiler wurden dauernd etwa 6 m höher als die Bogen gehalten und konnten diesen so als Stützpunkte für die Einschalung dienen, für die stark verstreute Eisenblechtafeln benutzt wurden.

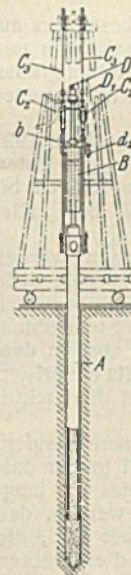
Die Mischanlage befand sich etwa in Dammitte, Sand und Kies wurden unterhalb der Baustelle im Flußbett beggert, gründlich gewaschen und in einer Rechenanlage in vier verschiedene Korngrößen von 15 cm i. M. getrennt, größere Steine entsprechend gebrochen. Das Einbringen des Betons geschah durch eine auf die ganze Länge des Dammes gespannte

Kabelkrananlage, zu deren drei 93,4 bzw. 87 m hohen Türmen das Mischgut unmittelbar von der Mischanlage durch einen Aufzug gelangte. — Abb. 4 zeigt die wasserseitige Ansicht des Gewölbereihendamms. Ki.

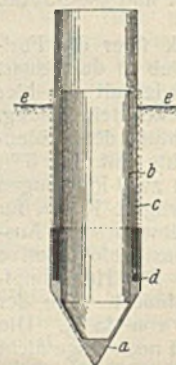
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren und Einrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. (Kl. 84 c, Nr. 438 815 vom 31. 1. 1923 von Alfred Hiley in Dalegarth, County of Hertford, England, und Edward le Bas in London.) — Das Vortreibrohr A wird durch einen auf- und abwärts schlagenden Hammer B gerüttelt, wodurch aus dem Vortreibrohr der Beton ausgetrieben und in der durch das Rohr ausgebildeten Höhlung festgestampft wird. Der Hammer ist als ein durch Dampfdruck aufwärts und durch sein Eigengewicht mittels einer Kolbenstange abwärts bewegter Zylinder ausgebildet. Das Vortreibrohr ist mittels eines abnehmbaren Rahmengestänges, das durch Druckfedern abgestützte Widerlager für den oberen Hammerkopf C trägt, an Zugseilen C₁ aufgehängt. Der Hammer trägt einen Mitnehmer, der mit einem verstellbaren Anschlag d₂ derart zusammen arbeitet, daß in den fallenden Hammer Dampf einströmt, um seinen Schlag zu dämpfen. An den Anschlag ist ein Zugglied D₁ befestigt, das mit einem Ventilhebel D des den Hammer steuernden Ventils verbunden ist.



Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre. (Kl. 84 c, Nr. 453 210 vom 7. 2. 1924 von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) — Die Spitze a besitzt eine Rinne zur Aufnahme eines Abdichtungsmittels d; der innere Rinnenmantel b überragt den äußeren Rinnenmantel und ist bis über den Grundwasserstand hochgeführt. Das Vortreibrohr c ist in die Dichtung d eingehängt, und die säureführende Grundwasserschicht erstreckt sich bis e—e. Wird nach beendigter Betonierung das Vortreibrohr c gezogen, so sind alle Pfahlteile unter der Linie e—e der Säurewirkung ausgesetzt, der den Pfahl bildende Beton jedoch ist durch den hochgeführten Rinnenmantel b gegen die Säureeinwirkung geschützt und bildet zugleich eine Führung der Spitze des Vortreibrohres und verhindert das Ausweichen der Spitze beim Rammen.



INHALT: Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei Bad Reichenhall. — Druckverteilung im Baugrunde. — Knickversuche mit Bauholz. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Reichsbahn und Elektrifizierung. — Über Lüftungsversuche beim Moffat-Tunnel. — Eisenbahnbrücke über den Katharina-Fluß in Nord-Australien. — Lake-Pleasant-Staudamm. — Patentschau.

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