

Abb. 3. Versuchsergebnisse über Dichtigkeit und Festigkeit von Beton unter Einfluß verschiedener Faktoren.

rd. 28 Tagen nach Herstellung in den Versuchsapparat eingespannt worden. Ihre Erhärtungsdauer war daher in den einzelnen Versuchsreihen konstant.

III. Der Bewertungsmaßstab.

Eine allgemein gültige Meßzahl für Dichtigkeitsprüfungen hat sich bisher noch nicht durchsetzen können. Im allgemeinen haben sich die Praktiker mit der Angabe begnügt, daß eine Versuchsreihe einen bestimmten Druck eine bestimmte Anzahl von Stunden oder Tagen ausgehalten hat. In wissenschaftlichen Laboratorien ist auch die Wasseraufnahme der Versuchsplatten oder der Wasserdurchgang in einer Zeiteinheit als Bewertungsmaß mit Erfolg angewandt worden. Dr.-Ing. Walz, Stuttgart, verwendet die „Wasserdurchlässigkeitsziffern“, die er als Summe der unter vier Druckstufen in g/h erhaltenen Wasserdurchgänge gewinnt²⁾. Alle diese Maßstäbe eignen sich m. E. mit Rücksicht auf den dabei zu verlangenden hohen Genauigkeitsgrad für die Baustelle nicht. Auch in der Durchführung der Versuche und in den Versuchsanlagen herrscht z. Z. noch eine Mannigfaltigkeit, die einer erfolgreichen Weiterführung der Dichtigkeitsfrage hindernd im Wege steht. Dabei muß es m. E. möglich sein, auch auf diesem Gebiete ebenso wie in der Frage der Betonfestigkeit zu genauen einheitlichen Methoden zu kommen. Dies wäre im Interesse des Wasserbaues besonders zu begrüßen.

Solange jedoch auf diesem Versuchsgebiete die Vereinheitlichung noch nicht erreicht ist, bleibt dem Bauleiter nichts anderes übrig, als wie alle Praktiker vor ihm seinen eigenen Weg zu gehen, der ihm nach dem Zweck der Versuche der gangbarste und einwandfreieste zu sein scheint.

So ist bei den Versuchen in Dörverden mangels einer allgemein gültigen Meßzahl als Maßstab für die Betonwertigkeit hinsichtlich Dichtigkeit die Druckstunde (d. i. Druck × Stunde) eingeführt, so daß die Anzahl der Druckstunden bis zum Durchtritt der ersten Wassertropfen den Maßstab für die mindere oder größere Betondichtigkeit darstellt. Der Tatsache, daß eine gleiche Druckstundenzahl, hervorgegangen aus verschiedener Druckhöhe und verschiedener Druckdauer (z. B. 4 at × 12 Stunden = 48 Druckstunden und 8 at × 6 Stunden ebenfalls = 48 Druckstunden), sich auf die Versuche verschieden auswirken muß, wurde dadurch begegnet, daß bei allen Versuchen, soweit die praktische Durchführung es irgend zuließ, eine gleiche Drucksteigerung eingeführt wurde. Der Grad der Steigerung ist, wenn er nur bei den Vergleichsversuchen gleich ist, gleichgültig. In jedem Falle sollte jedoch am Anfang bei niedrigstem Druck eine längere Druckdauer eingeführt werden, damit die trockene erhärtete Betonplatte sich dem ersten Feuchtigkeitsziehen genügend lange anpassen kann. Von diesem Gesichtspunkte aus sind Steigerungen in folgender Reihenfolge eingeführt worden:

16 Std. 1 at, 6 Std. 2 at, 6 Std. 3 at, 6 Std. 4 at und so fort bis 6 Std. 12 at.

²⁾ Vgl. Walz, Die heutigen Erkenntnisse über die Wasserdurchlässigkeit des Mörtels und des Betons, Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

Auf der Baustelle wird die strenge Innehaltung dieses Programms nicht immer möglich sein. Für Vergleichsversuchsreihen muß jedoch auf die Gleichmäßigkeit der Drucksteigerung Wert gelegt werden.

Für die Größe der Platten und die Einspannungsart, wie sie in Dörverden ausgeführt wurden, lag bei 12 at etwa die Grenze. Größeren Druck hielt auch die Platte günstigster Zusammensetzung mit Rücksicht auf Biegebungsbeanspruchung nicht aus.

Der Versuch wird abgebrochen, sobald bei einer Platte auf der Oberfläche sich Blasenbildung oder Wasserdurchtritt zeigt. Beispielsweise bedeutet bei obiger Drucksteigerung eine Dichtigkeit von 100 Druckstunden, daß der Versuchskörper nach einer Druckzeit von 40 Stunden mit bis zu 5 at steigendem Druck die ersten Wassertropfen durchließ. Denn

$$16 \cdot 1 + 6 \cdot 2 + 6 \cdot 3 + 6 \cdot 4 + 6 \cdot 5 = 100.$$

Mit Ermittlung der Druckstundenanzahl ist zunächst nur ein relatives Maß der Dichtigkeit geschaffen. Die Zahlen sind zunächst nur Vergleichswerte und als solche zur Entscheidung über das Bessere gegenüber dem Schlechteren brauchbar. Einen absoluten Maßstab, ob die eine oder

andere Versuchsreihe als dicht anzusprechen ist, geben sie nicht. Dabei ist zu beachten, daß es eine absolute Dichtigkeit für Beton nicht geben kann. Genügend hohe Wasserdrücke, lange genug angesetzt, bringen jeden Beton zur Durchtränkung bzw. erzeugen Wasserdurchtritt. Immer wird man nur von praktisch genügender Dichtigkeit sprechen können. Dafür sind aber die Anforderungen für jeden Fall verschieden. Bei einem Druckbehälter, der dauernd hohen Drücken ausgesetzt ist, wird man höhere Ansprüche stellen müssen als bei einem Wehrbauwerk, das bei 5 m Stauhöhe nur einem Überdruck von 1/2 at ausgesetzt ist.

Aufgabe der Versuchslaboratorien sollte es sein, für die Hauptanforderungen der Technik ebenso wie bei den Festigkeitsanforderungen auch für die Dichtigkeit maßgebende Zahlenwerte herauszuarbeiten. Ob dabei die Druckstunde eingeführt wird oder sich ein anderer Bewertungsmaßstab (z. B. Wasseraufnahme bei bestimmtem Druck, Wasserdurchgang oder Wasserdurchlässigkeitsziffer nach Walz) als geeignet ergibt, ist schließlich gleichgültig. Für die Praxis kommt es zunächst darauf an, überhaupt Richtlinien für Dichtigkeitsbeurteilungen zu erhalten.

IV. Dichtigkeitsversuche.

Die in Dörverden angestellten Versuche sollten den Einfluß folgender Faktoren auf die Dichtigkeit klarstellen:

- a) Zementart,
- b) Zuschlagstoffe,
- c) Wasserzusatz,
- d) Zementmenge,
- e) Traßzusatz.

Daneben sind noch kleinere Versuchsreihen zur Feststellung anderer Einflüsse (Sonderzemente, Dichtungsmittel usw.) abgesetzt worden, deren Ergebnis jedoch für die Entscheidung über die Zusammensetzung des Betons in Dörverden von keiner Bedeutung gewesen ist.

a) Einfluß verschiedener Zementarten.

Es sind drei verschiedene Zemente (ein Portlandzement des Norddeutschen Zementverbandes, ein ringfreier Portlandzement, ein Hochofenzement) untersucht worden. Alle drei Zemente entsprechen den gültigen Lieferungsbedingungen. Die mit den verschiedenen Zementen angestellten vergleichenden Dichtigkeitsversuche bei Platten sonst gleicher Zusammensetzung haben gezeigt, daß sich ein Einfluß der Verwendung verschiedener Zementarten auf die Dichtigkeit durch die Versuche nicht feststellen läßt, ein Ergebnis, das bei der durchgängig gleichmäßigen Herstellungs- und Vermahlungsart der verwendeten Zemente zu erwarten war. Es sind dabei bei Verwendung von unverbessertem Naturkiessand und einem Mischungsverhältnis von 1 : 6 Mittelwerte von 41 bis 71 Druckstunden erreicht worden (Abb. 3, Spalte 1), d. h. bei der gewählten Drucksteigerung entstand Wasserdurchtritt im niedrigsten Durchschnitt bei 3, im höchsten Durchschnitt bei 4 at. Dabei sind Höchstwerte bei jeder Zementart beobachtet worden. Die Überlegenheit irgendeines der

Zemente über einen anderen konnte daher nicht nachgewiesen werden. Das Ergebnis schließt nicht aus, daß bei vor allem in der Mahlfenheit weniger gleichmäßigen Zementarten sich wesentliche Unterschiede in der Dichtigkeit ergeben können³⁾. Im allgemeinen gelten die feiner gemahlten Zemente als die geeigneteren bei Erzielung dichten Betons.

b) Einfluß der Zuschlagstoffe.

Bei der großen Bedeutung, die die Zuschlagstoffe für einen einwandfreien Beton spielen, nehmen sie in dem Versuchsprogramm von Dörverden einen maßgebenden Anteil ein. Durch die Aufstellung von Siebkurven für eine große Reihe von Weserklessanden und Grubenklessanden wurde eine Auswahl der günstigsten Kiessande getroffen. In welchen Grenzen dabei die Zusammensetzung schwankte, geht aus Abb. 4 hervor. Kurve B im Sand stellt die gefundene günstigste Sandkurve dar, die untere Grenze aller Kurven im Kies ist gleichzeitig die gefundene günstigste Kieskurve. Von drei Kiessanden, die nach Lage der Verhältnisse bzw. wegen ihrer günstigen Kornzusammensetzung in erster Linie zur Verwendung in Frage kommen, sind zahlreiche Vergleichsversuche gemacht worden.

Die Prüfung auf Lehmbestandteile und Humusstoffe hatte vorher Gleichwertigkeit der besten Kiessande ergeben. In keinem Falle sind 3% an Lehmbestandteilen überschritten worden. Die Baggerkiese hatten gegenüber den Grubenkiesen den Nachteil, daß sie vielfach durch Kohlenstücke aus dem Schiffsbetrieb verunreinigt waren.

Die Vergleichsversuche bestätigten die Tatsache, daß die Körnung des Sandes (0 bis 7 mm) von besonderer Bedeutung für die Dichtigkeit ist. Alle Vergleichswerte lagen bei Kiessand besserer Sandkörnung um 100 bis 200% höher als bei Kiessand geringerer Sandkörnung (s. Abb. 3, Spalte 2). Dabei spielte bei diesem Vergleich der Anteil an Feinsand im Sand noch keine Rolle, da er bei den untersuchten Sanden etwa gleich war. Versuche an anderen Stellen haben im allgemeinen gezeigt, daß ein Übermaß von Feinsand und staubfeinen Teilen zu größerer Wasserdurchlässigkeit des Betons führt.

Die besten Ergebnisse zeigte ein Kiessand, dessen Sandsiebkurve innerhalb der Optimumfläche von Graf (s. Abb. 4, Kurve B) lag. Die Platten mit der besseren Körnung haben bis zu 90 Druckstunden bis zum Wasserdurchtritt ausgehalten, das sind Beanspruchungen bis zu 5 at in 2 Tagen.

Die Untersuchung der Frage, ob im Interesse der Dichtigkeit es vorteilhafter ist, sich in der Zusammensetzung des Kiessandes der oberen oder unteren Grenze des Grafischen Optimums (d. i. dem Verhältnis von Sand : Kies 1 : 1 oder 1 : 2) zu nähern, wurde durch eine Anzahl Versuche, die mit Verhältniszahlen von Sand : Kies von 1 : 1, 1 : 1,5 und 1 : 2 an gestellt sind, dahin beantwortet, daß die Dichtigkeit innerhalb des Grafischen Optimums mit zunehmendem Verhältnis von Sand : Kies wächst (s. Abb. 3, Spalte 3). Dabei waren Zunahmen zu verzeichnen:

1. in einer Versuchsreihe von 10 auf 107 Druckstunden,
2. in einer Versuchsreihe von 3 auf 67 Druckstunden,
3. in einer Versuchsreihe von 150 auf 260 Druckstunden.

Das Mischungsverhältnis war etwa 1 : 5, die dritte Versuchsreihe hatte einen Zusatz von Traß im Verhältnis von 1 : 0,25.

Ein neuer Vergleichsversuch mit den Sand- zu Kiesverhältnissen von 1 : 1 und 1 : 1,25 bestätigte die Überlegenheit des größeren Sandanteils, so daß daraus der Schluß gezogen werden konnte, daß für den für Dörverden verwendeten Kiessand ein Kiessandverhältnis in Gewichtsteilen von 1 : 1, also obere Grenze der Grafischen Optimumfläche, zweckmäßig zu wählen sei. Dieses Verhältnis ist auch durch die Bestimmungen

³⁾ Vgl. z. B. die Untersuchungen von Nitzschke, Zement 1921, S. 663 ff.

des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 in Teil A § 7 als besonders gut bezeichnet. Da der Naturkies diese Bedingungen naturgemäß nicht erfüllte, mußte das Ergebnis der Versuche dahin führen, daß vor Verarbeitung des Betons grundsätzlich die gelieferten Kiessande in Sand und Kies getrennt werden und dann in dem für die Dichtigkeit günstigsten Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen von 1 : 1 wieder gemischt werden.

Darüber hinaus ist in den Versuchen die Frage, ob durch eine Verbesserung der Kieszusammensetzung durch Zusatz ihm fehlender größerer Bestandteile auch noch eine Erhöhung in der Dichtigkeit erzielt werden kann, geprüft worden. Das Ergebnis war, daß der verbesserte Kiessand bei gleichem Mischungsverhältnis und gleichem Traßzusatz erheblich größere Dichtigkeit aufwies als der unverbesserte, lediglich in seinem Sand- zu Kiesverhältnis (1 : 1) verbesserte Kiessand (s. Abb. 3, Spalte 4). In dem verbesserten Kiessand sind gegenüber dem unverbesserten Kiessand bei verschiedenen Traßzusätzen Steigerungen von 8 auf 91, von 108 auf 224 und in einer Versuchsreihe mit hohem Zementgehalt und Traßzusatz von 259,5 auf 1434 Druckstunden zu verzeichnen gewesen. Letzterer Mittelwert ist ein Ergebnis, bei dem die Versuchsplatten 11 Tage Drücken bis zu 12 at ausgesetzt gewesen waren. Das bedeutet praktisch volle Dichtigkeit. Die Steigerung der Dichtigkeit durch Verbesserung des Kiessandes in seinem Kiesanteil hat dahin geführt, daß für Dörverden eine Unterteilung des Kesses in zwei Fraktionen 7 bis 15 und 15 bis 50 mm trotz der entstehenden Mehrkosten verlangt worden ist. Diese haben, in einem Arbeitsgang mit der Kies-Sand-Trennung durchgeführt, nur 0,45 RM

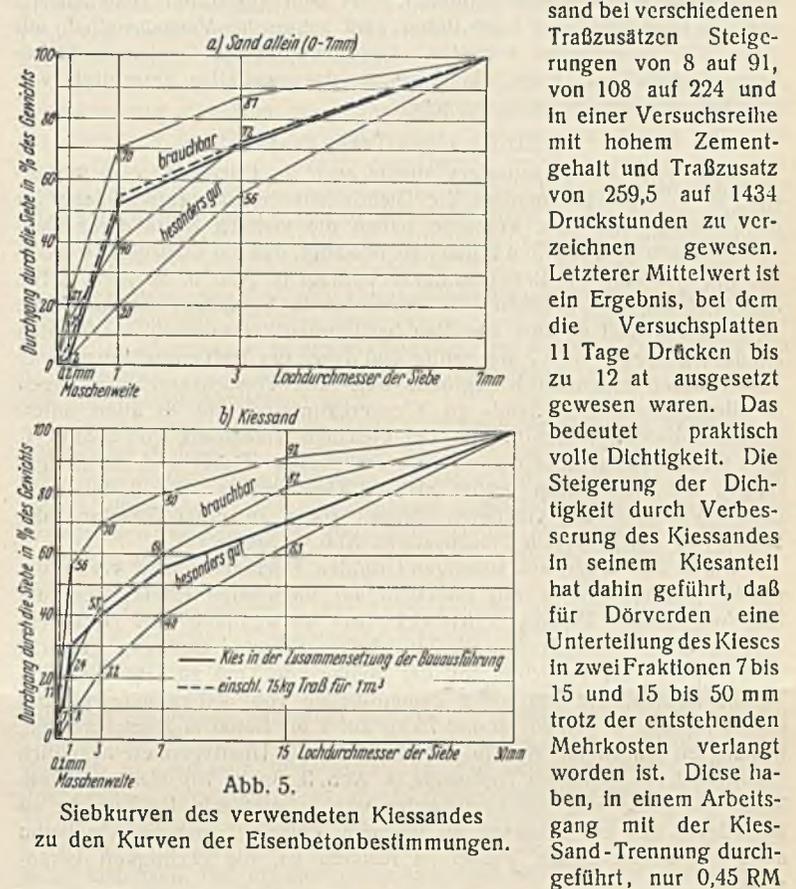


Abb. 5. Siebkurven des verwendeten Kiessandes zu den Kurven der Eisenbetonbestimmungen.

für 1 m³ Kiessand betragen. Damit sind alle wirtschaftlich vertretbaren Möglichkeiten zur Herstellung eines dichten Betons, soweit er durch geeignete Zusammensetzung der Zuschlagstoffe erreicht wird, erfüllt worden.

Wie die Siebkurven des so verbesserten Kiessandes zu den in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 gegebenen Optimumkurven liegen, zeigt Abb. 5. Nur die Sandzusammensetzung liegt teilweise außerhalb der als besonders gut bezeichneten Fläche. Besonders fehlt ihm das feinste Korn von 0 bis 0,2 mm. Die Zusammensetzung des Sandes hat jedoch durch den Traßzusatz im feinsten Korn eine Verbesserung erfahren, indem die Korngröße von 0 bis 0,2 mm hierdurch auf rd. 6,4% des Sandes (0 bis 7 mm) erhöht wurde.

c) Einfluß des Wasserzusatzes.

Die Frage des Wasserzusatzes ist bei allen bisher veröffentlichten Versuchsergebnissen dahin entschieden, daß der erdfeuchte Beton (Stampfbeton) wasserdurchlässig ist, wenn nicht besondere Stampfarbeit zur Verdichtung des Betons angewandt wird, die jedoch im Bauwerk nicht zu erreichen ist. Streitig ist noch, ob bei Herstellung dichten Betons Weichbeton oder Gußbeton den Vorzug verdient. Manche Versuchsergebnisse⁴⁾ lassen Weich- und Gußbeton hinsichtlich der Dichtigkeit als gleichwertig gelten. Andere sehen sogar den Beton mit größerem Wasserzusatz als überlegen an. Zur Klärung dieser Frage sind in Dörverden eine Reihe von Versuchen angesetzt worden, die einen Vergleich mehrerer sonst gleicher Arten von Betonmischungen mit ungleichem Wasserzusatz (Weichbeton Wasserzementfaktor im Mittel 0,65 und Gußbeton Wasserzementfaktor im Mittel 0,88) ermöglichten. Die Versuche ergaben in Dörverden eine erhebliche Überlegenheit des Weichbetons gegenüber dem Gußbeton (s. Abb. 3, Spalte 5). Besonders stark war die Steigerung, wenn die Versuchsplatten Traßzusatz hatten. Das Ergebnis ist m. E. eine Bestätigung dafür, daß die Anschauung richtig ist, daß das überschüssige

⁴⁾ Vgl. z. B. Schonk u. Maaske, Versuche bei der Schleuse Anderten, Bautechn. 1926, Heft 14.

Wasser im Gußbeton bei der Erhärtung zu Porenbildung Veranlassung gibt, besonders bei starken Baublöcken und Fundamenten, wo eine Abgabe des überschüssigen Wassers durch die Schalung nicht möglich ist. Auf Grund der Versuche hat man in Dörverden den plastischen Weichbeton dem Gußbeton vorgezogen.

d) Einfluß der Zementmenge.

Die im Schrifttum allgemein anerkannte Tatsache, daß der Beton innerhalb der für Wasserbauten in Frage kommenden bzw. wirtschaftlich noch zu vertretenden Mischungen von 170 bis 340 kg Zement auf 1 m³ Beton mit wachsendem Zementgehalt dichter wird, ist selbstverständlich auch durch die Versuche in Dörverden bestätigt worden (s. Abb. 3, Spalte 6 und 7). Besonders stark war die Zunahme der Dichtigkeit bei Erhöhung des Zementzusatzes über 250 kg auf 1 m³. Das Ergebnis mußte zur Wahl einer fetten Mischung führen. Bei dem gewählten Zementzusatz von 300 kg Zement auf 1 m³ Beton sind zahlreiche Versuchsreihen mit über 1000 Druckstunden vertreten. Das bedeutet ein tagelanges Standhalten gegen 12 at Druck, ein Ergebnis, das zweifellos berechtigt, von praktisch dichtem Beton zu sprechen.

e) Einfluß des Traßzusatzes.

Die Frage des Traßzusatzes spielte auch für Dörverden eine hervorragende Rolle, dabei mußten die Dichtigkeitsversuche entscheidend für ihre Lösung sein. Die Versuche haben die vielfach bei anderen Bauausführungen festgestellten Ergebnisse bestätigt, daß der Traßzusatz wesentlich zur Erhöhung der Betondichtigkeit beiträgt (s. Abb. 3, Spalte 8, 9, 10). Dies war bei den Versuchen in Dörverden in besonders starkem Maße zu erwarten, weil es dem zum Bau bestimmten Kiessand an den feinsten Sandkorngrößen 0 bis 0,2 mm fehlte und daher der Traß ein willkommener Ersatz dieser fehlenden Korngrößen war. Die Versuchsergebnisse lagen in allen untersuchten Sand- zu Kiesverhältnissen und in allen untersuchten Mischungsverhältnissen bei gleichem Traßzusatz von 0,25 G.-T. zu 1 G.-T. Zement über denen ohne Traßzusatz. Dabei sind die Steigerungen bei Weichbeton größer als bei Gußbeton (s. Abb. 3, Spalte 8). Einige Versuche mit Gußbeton führten sogar zu einer Abnahme der Dichtigkeit bei größerem Traßzusatz (s. Abb. 3, Spalte 10).

Da in Dörverden aus sonstigen Gründen Hochofenzement verwendet werden sollte, war es mit Rücksicht auf ungünstige Erfahrungen, die Regierungsbaurat Dr.-Ing. Schinkel⁵⁾ bei Verwendung von Hochofenzement mit hohem Traßzusatz hinsichtlich Schwindrißbildung gemacht hatte, notwendig, vorsichtig mit der Menge von Traß zu sein. Weitere Versuchsreihen, die bei einer Zementmenge von 300 kg auf 1 m³ mit einem Traßzusatz von 25, 50 und 75 kg auf 1 m³ Beton angesetzt wurden, bestätigten jedoch für Weichbeton eindeutig die Überlegenheit bezüglich Dichtigkeit bei größerem Traßzusatz (s. Abb. 3, Spalte 10). Daß bei Gußbeton die Steigerung nicht vorhanden war, scheint mir die Tatsache zu bestätigen, daß ein Übermaß an feinstem Material, wozu bei Gußbeton auch das überschüssige Wasser zu rechnen ist, die Dichtigkeit herabsetzt.

Nach diesen Ergebnissen wurde für Dörverden an einem Traßzusatz von 75 kg auf 1 m³ Beton bei 300 kg Zement festgehalten. Dabei sei zu den Versuchen von Schinkel gesagt, daß vermutlich die schlechten Erfahrungen darauf zurückzuführen waren, daß in dem von ihm verwendeten Kiessand an sich schon eine zu große Menge an feinsten Korngrößen des Sandes vorhanden war, so daß mit höherem Traßzusatz das Übermaß an feinstem Material zu erhöhter Schwindrißbildung geführt haben dürfte. Bei dem Fehlen der feinsten Sandgrößen in dem für den Umbau Dörverden in Aussicht genommenen Material war gleiches nicht zu befürchten. Die Praxis hat diese Vermutung bestätigt. Es sind selbst in Baublöcken von 20 × 19 m Grundfläche nur ganz vereinzelte haarfeine Schwindrisse aufgetreten.

f) Sonderversuche.

Neben den unter a) bis e) geschilderten Hauptversuchen liefen noch einige Nebenversuche, die aus allgemein wissenschaftlichem Interesse ausgeführt wurden. Aus ihnen ist bemerkenswert, daß Versuche mit einem Traßzementbeton, der zur Zeit im wissenschaftlichen Meinungsstreit im Vordergrund steht, zwar keine Überlegenheit gegenüber einem Beton, dessen Zement und Traß auf der Baustelle gemischt ist, aufweist, immerhin in den Versuchsergebnissen eine große Gleichmäßigkeit zeigte, die sonst nicht in gleichem Maße beobachtet wurde. Aus einigen Versuchen mit Beton unter Zusatz des Dichtungsmittels Ceteril ist eine Erhöhung der Dichtigkeit festgestellt. Die Anwendung für große Massen scheidet jedoch an der außerordentlichen Preiserhöhung, die der Zusatz für den Beton bedeutet. Die Anwendung wird daher vorläufig nur auf Sonderzwecke (Wasserbehälter, Druckbehälter) beschränkt bleiben. Versuche mit Erzzement haben sehr gute Dichtigkeitszahlen erreicht. Dabei wirkte hierbei im Gegensatz zu den sonstigen Versuchen die Zumischung von Traß zum Zement nicht dichtigkeitserhöhend. Allerdings reichte die Anzahl der Versuche nicht aus, um hierüber ein endgültiges Urteil abzugeben.

Versuche mit hochwertigem Zement (Alkazement) waren ebenfalls gut und gleichmäßig.

Versuche aus reinem Sandbeton bewiesen, daß das Fehlen der Kieskorngößen eine starke Porosität des Betons zur Folge hatte. Selbst Sandbeton im Mischungsverhältnis 1 : 4 nahm bereits in der ersten Stunde bei 1 at das Doppelte des Wassers auf, was gleiche Platten mit bester Kornzusammensetzung erst nach 4 bis 5 Tagen bei 12 at aufnahmen.

V. Festigkeitsversuche.

In Dörverden traten, wie bereits erwähnt, im ersten Stadium der Versuche, das der Entscheidung über die Zusammensetzung des Betons galt, die Festigkeitsversuche hinter den Dichtigkeitsversuchen zurück. Die letzteren waren für die Auswahl der Betonmischung in Dörverden ausschlaggebend. Die Festigkeitsversuche dienten vielmehr nur einem Vergleich und stellten einen Versuch dar, zu der Frage des Zusammenhanges von Dichtigkeit und Festigkeit des Betons einen Beitrag zu liefern. Sämtliche auf Dichtigkeit geprüften Versuchsreihen sind daher auch der Festigkeitsprüfung unterzogen worden. Die Probewürfel waren dabei ebenso wie die Platten für die Dichtigkeitsversuche im allgemeinen 28 Tage alt. Um einen Vergleich zwischen Dichtigkeit und Festigkeit gleichartig hergestellter Versuchskörper zu ermöglichen, mußten die Festigkeitswürfel von 20 × 20 × 20 cm in gleicher Weise wie die Dichtigkeitsplatten hergestellt werden, d. h. durch einfaches Eingießen bzw. Einrutschenlassen der Betonmischungen in die Formen. Die erzielten Festigkeiten sind daher nicht mit den Festigkeiten der normenmäßig hergestellten Versuchswürfel zu vergleichen und liegen naturgemäß im allgemeinen darunter.

Die Ergebnisse der Festigkeitsversuche sind kurz zusammengefaßt und getrennt nach den die Betonmischung charakterisierenden Faktoren folgende (s. Abb. 3):

a) Einfluß der Zementart.

Die Überlegenheit eines der untersuchten Zemente an Festigkeit über einen anderen ist ebenso wie bei den Dichtigkeitsversuchen aus den Versuchen nicht nachweisbar (s. Abb. 3, Spalte 1). Das bestätigt, daß die Handelszemente, soweit sie unter Verwendung neuzeitlicher Öfen und unter Beachtung aller Vorsichtsmaßregeln hinsichtlich Lagerung und Transport verwendet werden, annähernd gleiche Festigkeitseigenschaften besitzen.

b) Einfluß der Zuschlagstoffe.

Der Einfluß verschieden guter Sandkörnung der verwendeten Naturkiessande ist hinsichtlich der Festigkeit nicht nachzuweisen gewesen (s. Abb. 3, Spalte 2). Die Festigkeit der Kiese mit besserer Sandkörnung liegt nicht ausnahmslos höher als die weniger guter Mischung, wie es bei den Dichtigkeitsversuchen sich ergeben hatte.

Ebenso ist eine Steigerung der Festigkeit mit zunehmendem Verhältnis von Sand zu Kies nicht festzustellen (s. Abb. 3, Spalte 3). Die Festigkeit folgt hier zweifellos anderen Gesetzen als die Dichtigkeit, für die innerhalb gewisser Grenzen die Mischungen mit größerem Sandgehalt günstiger sind.

Überraschenderweise hat auch im Gegensatz zu den sonst allgemein anerkannten Regeln bei den Festigkeitsversuchen die Verbesserung des Kiessandes durch Zusatz der ihm nach dem Grafschen Optimum fehlenden größeren Korngrößen nicht eindeutig erwiesen, daß bei besserer Kornzusammensetzung die Festigkeit steigt (s. Abb. 3, Spalte 4). Die Anzahl der Versuche reicht hier jedoch nicht aus, um ein maßgebendes Urteil zu fällen. Außerdem kann sich die bessere Körnung in den größeren Korngrößen des Kiesel bei den kleinen Probekörpern m. E. nicht genügend auswirken.

c) Einfluß des Wasserzusatzes.

Was allgemein bekannt ist, daß der erhöhte Wasserzusatz die Druckfestigkeiten herabsetzt, wird durch die Dörverdener Versuche bestätigt (s. Abb. 3, Spalte 5). Die höchsten Festigkeiten, die in der Abbildung nicht eingetragen sind, erreichte auch hier der Stampfbeton.

d) Einfluß der Zementmenge.

Die Festigkeit steigt mit zunehmender Zementmenge innerhalb der untersuchten Mengen von 180 bis 340 kg auf 1 m³ fertigen Beton an, ein Ergebnis, das selbstverständlich ist. Allerdings scheint für die Verhältnisse in Dörverden die Grenze für die Steigerung etwa zwischen 300 und 340 kg Zement auf 1 m³ Beton zu liegen. Dies läßt darauf schließen, daß bei bestimmter Zusammensetzung der Zuschlagstoffe stets ein Grenzfall gegeben ist, wo auch eine Steigerung des Zementgehaltes keine Festigkeitssteigerung mehr bringt.

e) Einfluß des Traßzusatzes.

Die Vergleichsversuche mit den verschiedensten Traßzusätzen (vgl. Abb. 3, Spalte 8, 9 u. 10) zeigen ein schwankendes Bild. Sie bestätigen nicht eindeutig die vielfach anerkannte Ansicht, daß ein Traßzusatz im ersten Monat der Erhärtungsdauer unbedingt festigkeitmindernd wirken muß, andererseits kann auch von einer Steigerung der Festigkeit durch Traßzusatz selbst bei Betonkörpern, die schon zwei Monate alt waren (Spalte 10, obere Versuchsreihe), nicht die Rede sein.

⁵⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 10.

VI. Schlußfolgerungen aus den Versuchen.

a) Dichtigkeitsversuche.

Für die hohen Anforderungen, die in Dörverden an die Dichtigkeit des Betons gestellt werden mußten, ergab sich die Notwendigkeit, alle die Dichtigkeit fördernden Faktoren bei der Wahl der Betonzusammensetzung auch unter Steigerung der Kosten, allerdings in wirtschaftlichen Grenzen, auszunutzen. Nach den Versuchsergebnissen waren daher folgende Momente bei der Betonzusammensetzung zu berücksichtigen:

1. Trennung von Kies und Sand und Zusammensetzung in günstigem Kies-Sand-Verhältnis.
2. Darüber hinaus Trennung des Kleses 7 bis 50 mm in zwei Fraktionen und Zusammensetzung in Anlehnung an eine günstige Siebkurve.
3. Weichbeton mit möglichst geringem Wasserzusatz (Wasser-Zement-Faktor rd. 0,65).
4. Fette Mischung.
5. Zusatz von Traß zum Zement.

In Verfolg dieser Umstände ist in Dörverden folgende Betonzusammensetzung festgesetzt worden: 300 kg Zement und 75 kg Traß auf 1 m³ fertigen Beton, Wasserzementfaktor rd. 0,65, Trennung des Klessandes in Sand von 0 bis 7 mm, Kies von 7 bis 15 mm und Kies von 15 bis 50 mm. Bei der Kies-Sand-Beschaffenheit in Dörverden ergab dies eine Menge von 510 l Sand, 110 l Kies von 7 bis 15 mm und 490 l Kies von 15 bis 50 mm auf 1 m³ fertigen Beton.

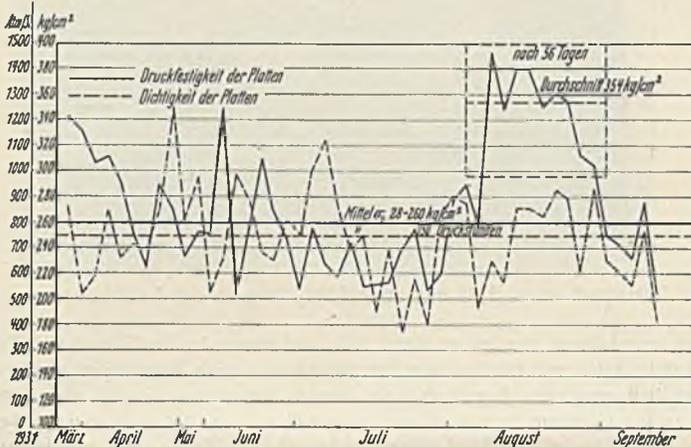


Abb. 6. Druckfestigkeiten und Dichtigkeiten von Bauwerkprobekörpern nach 28 bzw. 56 Tagen.

Der Bau selbst hat in seinem ersten Bauabschnitt (rd. 9000 m³ Beton), der inzwischen fertiggestellt ist, die Richtigkeit dieser Schlüsse voll bestätigt. Es ist gelungen, einen praktisch dichten Beton herzustellen, was durch insgesamt 168 Versuchsreihen bewiesen werden konnte. Während der Bauausführung ist von jedesmal etwa rd. 50 bis 100 m³ Beton eine Versuchsreihe von drei Platten hergestellt worden, für die der Beton der Baugrube, den Mischmaschinen oder den Förderrinnen an beliebiger Stelle entnommen wurde. Den Verlauf der Dichtigkeitsproben in den einzelnen Baumonaten zeigt Abb. 6. Als Durchschnitt dieser Versuche ist eine Dichtigkeit von 750 Druckstunden erzielt worden. Das bedeutet bei der anfangs empfohlenen Drucksteigerung, daß die Platten bis zur ersten Tropfenbildung bzw. Durchfeuchtung folgende Drücke durchschnittlich ausgehalten haben: 16 Stunden 1 at, 2 bis 11 at je 6 Stunden lang und 12 at 28 Stunden lang.

Die Platten haben also durchschnittlich $4\frac{1}{3}$ Tage einem Wasserdruck, der sich allmählich bis zu 12 at steigerte, standgehalten. Bei der Errechnung des Durchschnittwertes muß noch berücksichtigt werden, daß in ihm bei zahlreichen Platten ein Endwert von Druckstunden eingeführt ist, der viel zu niedrig liegt. Diese Platten hielten, nachdem sie bis zu 10 Tagen bis 12 at beansprucht wurden, noch vollkommen dicht. Aus Mangel an Zeit aber mußte der Versuch abgebrochen werden, und als Endwert ist nur die zu niedrige Druckstundenzahl am Zeitpunkt des Abbruchs des Versuches eingesetzt worden. In Wirklichkeit liegt der Durchschnitt des Dichtigkeitswertes also noch höher.

Das Ergebnis ist somit, daß auf Grund der Versuche ein praktisch dichter Beton im Durchschnitt der ganzen eingebauten Betonmasse hergestellt ist, der ohne Zweifel einem vorhandenen Dauerdruck von rd. 0,5 at standhalten wird. Dr.-Ing. Walz bezeichnet in seinem genannten Werk beispielsweise 10 cm dicke Platten, die nach 28 Tagen Erhärtungsdauer eine viertägige Drucksteigerung von 0,5 auf 1, 3 und 7 at, was einer Druckstundenzahl von $0,5 \cdot 24 + 1,0 \cdot 24 + 3,0 \cdot 24 + 7,0 \cdot 24 = 276$ entspricht, als für praktische Verhältnisse undurchlässig.

b) Die Festigkeitsversuche.

Mit der obengenannten guten Mischung wurde selbstverständlich die vorgeschriebene Bauwerkfestigkeit in jedem Fall erreicht. Die gleichzeitig

mit den Probeplatten für die Dichtigkeitsversuche aus der Baugrube, den Förderrinnen oder den Mischmaschinen entnommenen Betonwürfel erreichten eine Festigkeit nach 28 Tagen von 204 bis 360 kg/cm², nach 56 Tagen von 305 bis 392 kg/cm² (Abb. 6). Der Durchschnitt aus 141 Betonwürfeln lag bei 260 kg/cm² nach 28 Tagen, bei 354 kg/cm² nach 56 Tagen.

c) Beziehungen zwischen Festigkeit und Dichtigkeit.

Die Versuche, die in gleichlaufenden Versuchsreihen Dichtigkeit und Festigkeit einer großen Reihe von Betonkörpern festgestellt haben, geben Veranlassung, zur Frage des Zusammenhanges zwischen Dichtigkeit und Festigkeit Stellung zu nehmen, einer Frage, die besonders für alle Wasserbauten m. E. von größter Bedeutung ist und deren weitere Klärung ein Hauptzweig der neuen Betonwissenschaft sein sollte. Der vielfach mangels eines einwandfreien Maßstabes für die Dichtigkeit angewandte Grundsatz „Dichtigkeit = Festigkeit“, d. h. auch die Dichtigkeit steigt mit zunehmender Festigkeit, ist sicherlich falsch. Die Dörverdener Versuche haben zu dieser Frage folgendes festgestellt (Abb. 3):

Ohne Ausnahme gleichlaufend sind Dichtigkeits- und Festigkeitswerte bei Steigerung des Zementgehaltes (Abb. 3, Spalte 6 und 7), wobei aber die Festigkeit innerhalb der untersuchten Mengen bis 340 kg auf 1 m³ Beton zwischen 300 und 340 kg eine Grenze der Steigerung zu erreichen scheint, während die Dichtigkeit weiter steigt. Dies ist sicherlich nicht allgemein gültig, sondern wesentlich abhängig von der Sandzusammensetzung, wobei bei Sand mit fehlendem Feinkorn die Grenze der Steigerung auch bei der Festigkeit wahrscheinlich höher liegen wird. Auch die Dichtigkeitssteigerung bei vermehrtem Zementzusatz wird wesentlich abhängig davon sein, ob dem verwendeten Sand das Feinkorn fehlt oder nicht. Im allgemeinen ist jedoch bestätigt, daß erhöhter Zementzusatz in den allgemein praktisch angewandten Mischungen sowohl dichtigkeit- wie auch festigkeitsteigernd wirkt.

Gleichlaufend sind beide Werte auch bei verschiedenem Wasserzusatz (Guß- oder Weichbeton), wobei der höhere Wasserzusatz sowohl dichtigkeit- wie festigkeitsmindernd sich erwiesen hat. Nochmals sei jedoch darauf hingewiesen, daß dies Ergebnis nicht auf Stampfbeton, der den geringsten Wasserzusatz hat, ausgedehnt werden darf. Dieser ist in jedem Falle von größter Festigkeit, aber in der praktisch durchführbaren Verarbeitungsweise von geringster Dichtigkeit.

Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe hat auf Dichtigkeit und Festigkeit wesentlich verschiedene Wirkung (Abb. 3, Spalte 2, 3 und 4). Die Verbesserung der Sandkörnung wie auch des Kies-Sand-Verhältnisses, auch die Verbesserung des Kleses hat hinsichtlich der Dichtigkeit ausnahmslos Steigerung gebracht, während die Festigkeit nicht in gleicher Linie in jedem Falle erhöht worden ist. Ich bin mir bewußt, daß dieses Ergebnis in gewissem Widerspruch zu den außerordentlich zahlreichen und exakten Versuchen steht, die in dieser Hinsicht angestellt sind und zu der Aufstellung der Optimumkurven für Festigkeit von Fuller, Graf, Herrmann, Otzen usw. geführt haben. Andererseits muß man jedoch dabei bedenken, daß ein natürlicher bzw. auch künstlich verbesserter Klessand auf Festigkeit und Dichtigkeit ganz verschieden wirken wird, je nachdem er in dieser oder jener Korngröße des Sandes oder Kleses von der praktisch nie zu erreichenden Optimumkurve abweicht. Es kommt außerdem hinzu, daß die Zahl der Versuche nicht dazu berechtigt, ein endgültiges Urteil in dieser Hinsicht zu fällen. Immerhin berechtigen die Versuche doch zu dem Schlußergebnis, daß die Annahme „Festigkeit gleich Dichtigkeit“ nicht zutreffend ist, daß vielmehr Festigkeit und Dichtigkeit zweifellos verschieden gearteten Gesetzen folgen, und daß auch alle bisher aufgestellten Optimumkurven, soweit sie ausschließlich aus Festigkeitsversuchen abgeleitet sind, zur Erzielung von dichtem Beton nicht ohne weiteres in ihren Ergebnissen übernommen werden können.

Daß Traßzusatz wesentlich verschieden auf Dichtigkeit und Festigkeit wirkt (s. Abb. 3, Spalte 8 bis 10), ist nur natürlich. Traß ist nach den Versuchen dichtigkeitsteigernd, aber ohne Einfluß auf die Festigkeit.

Wie verschieden die Dichtigkeits- und Festigkeitswerte laufen, beweist auch das in Abb. 6 gegebene Kurvenbild über die Dichtigkeits- und Festigkeitswerte von 168 Platten bzw. Würfeln, die im ersten Bauabschnitt hergestellt und nach 28 Tagen bzw. teilweise 56 Tagen auf Dichtigkeit und Festigkeit geprüft sind. Wenn auch nicht verkannt werden soll, daß in zahlreichen Versuchsreihen die Dichtigkeit mit den Festigkeitskurven gleichlaufend ist, so weichen doch in gleich zahlreichen Fällen beide Kurven in ihrem Verlauf grundsätzlich voneinander ab. Besonders stark tritt in die Erscheinung, daß die Festigkeit mit einer Erhöhung der Erhärtungsdauer von 28 Tagen auf 56 Tage noch erheblich steigt, während die Dichtigkeit keine Steigerung mehr erfährt.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse machen als Baustellenversuche sicherlich keinen Anspruch auf Vollständigkeit und unbedingte Beweiskraft. Wenn ihre Veröffentlichung aber einige Anregungen auf dem Gebiete der Forschung über Betondichtigkeit, besonders hinsichtlich der Schaffung einer allgemein anerkannten Meßzahl und hinsichtlich der Frage des Zusammenhanges zwischen Festigkeit und Dichtigkeit gegeben haben sollte, so ist ihr Zweck erfüllt.

Alle Rechte vorbehalten.

Montage einer stählernen eingleisigen Eisenbahnbrücke ohne Gerüst über eine stark belebte Straße in Magdeburg.

Von Reichsbahnoberrat Reese, Magdeburg.

Die zur Zeit bestehende eingleisige Verbindungsbahn zwischen den Bahnhöfen Magdeburg-Buckau und Magdeburg-Sudenburg kreuzt auf ihrem kurzen Wege fünf Straßen in Schienenhöhe, darunter zwei sehr stark befahrene Ausfallstraßen, nämlich die Leipziger Straße und die Halberstädter Straße.

Die Hochlegung des Personenbahnhofs Magdeburg-Buckau, an den diese alte Linie mit einer Rampe hätte angeschlossen werden müssen, gab Anlaß zur Prüfung der Frage, ob nicht ein volliger Neubau einer hochgelegten und kürzeren Verbindungsbahn als der bisherigen am Platze sei.

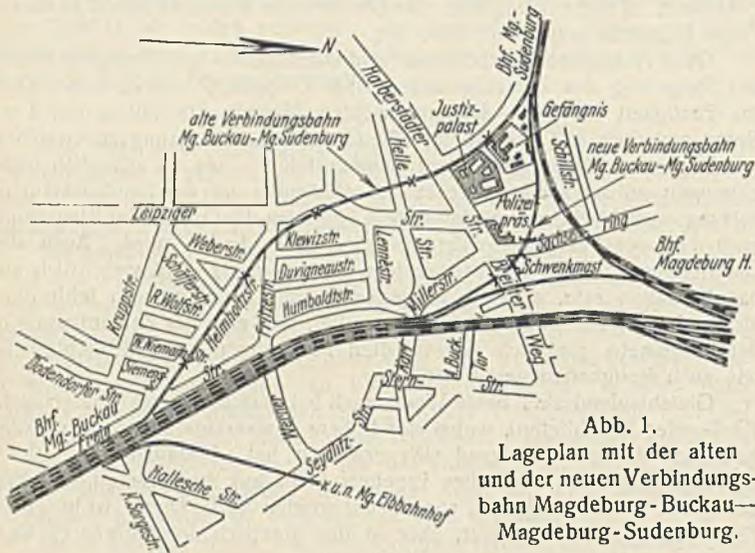


Abb. 1.
Lageplan mit der alten und der neuen Verbindungsbahn Magdeburg-Buckau—Magdeburg-Sudenburg.

Das Ergebnis der Untersuchungen und langjährigen Verhandlungen mit den in Frage kommenden Behörden ergab schließlich die Linienführung, wie sie Abb. 1 näher erkennen läßt.

In ihrem Zuge mußten zwei Straßenzüge, nämlich der Breite Weg und der Sachsenring, mit Hilfe von Brücken gekreuzt werden. Bei der Brücke über den Breiten Weg dürfte vor allen Dingen die Montage der Stahlkonstruktion interessieren, weil sie ohne jedes Gerüst unter Aufrechterhaltung des sehr starken Verkehrs auf der Straße mit seiner zweigleisigen Straßenbahn, starkem Wagen-, Radfahrer- und Fuhrwerkverkehr vor sich ging.

Widerlager ein Gefälle von 26 cm. Die 1,27 m hohen Hauptträger der seitlichen Überbauten sind neben den Portalen durch Bolzengelenke in die 1,80 m hohen Hauptträger in der Mitte eingehängt (Abb. 2).

Der durch Brems- und Reibungskräfte hervorgerufene Horizontal Schub wird auf dem festen Landwiderlager durch besondere eiserne Ankerböcke aufgenommen, die hinter den Auflagersteinen in das Widerlager einbetoniert und durch ein 20 mm dickes Blech mit dem Untergurt des Überbaues verbunden sind.

Die Bauleitung machte es sich zur Aufgabe, die Montage der Eisenkonstruktion ebenso wie vorher die Herstellung der Widerlager und Schwenkstützenfundamente möglichst ohne jede Sperrung des, wie gesagt, sehr lebhaften Straßenverkehrs und ohne jedes den Verkehr hindernde Gerüst auszuführen. Hinzu kam, daß die Anschüttungen des Bahndammes an die Widerlager noch fehlten, so daß sämtliche Eisenteile in Straßen-

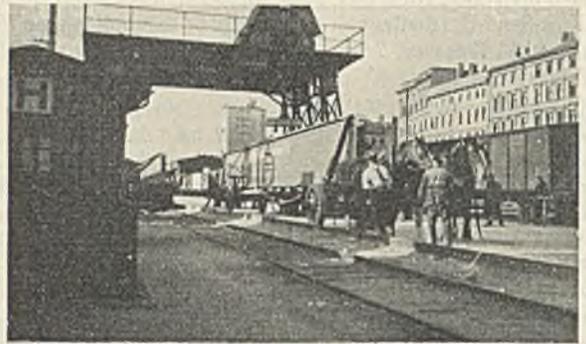


Abb. 3.
Transport eines 1,80 m hohen Hauptträgers auf Landfuhrwerk.

höhe angefahren werden mußten, teils auf einem in der Nähe befindlichen Baugleis, teils mit Hilfe eines Landfuhrwerks nach Entladung unter dem Kran des nächsten Bahnhofs. So wurde jeder der beiden Hauptträger, die je ein Gewicht von 12,3 t bei einer Höhe von 1,8 m und einer Länge von rd. 18 m hatten, wie Abb. 3 zeigt, befördert. Ein gewöhnlicher schwerer Pferdewagen wurde benutzt, und hierbei mußte besonders sorgfältig der hohe Hauptträger auf dem schmalen Wagen gegen Kippen gesichert werden.

Zur Durchführung der gerüstlosen Montage der Brücke wurde an der nordöstlichen Ecke des zukünftigen Bauwerks ein eiserner Schwenk-

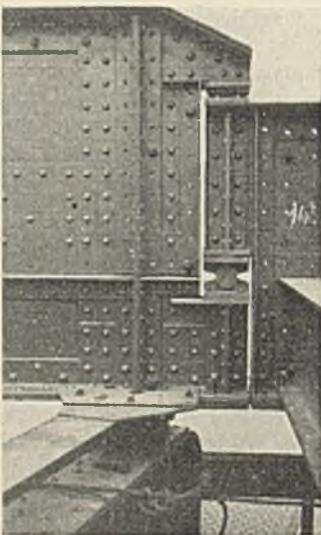


Abb. 2. Gelenkausbildung der Hauptträger der Seitenöffnung, eingeschoben in den Hauptträger der Mittelöffnung.

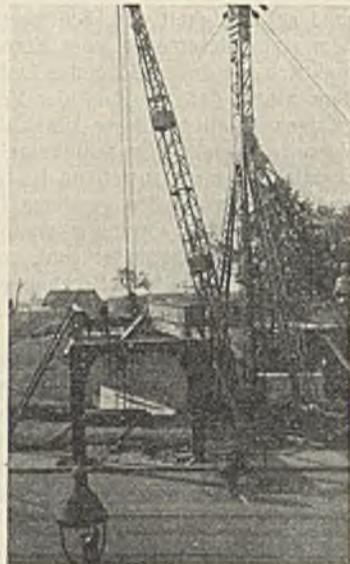


Abb. 4. Der Schwenkmast bei der Montage der nördlichen Portalstütze.

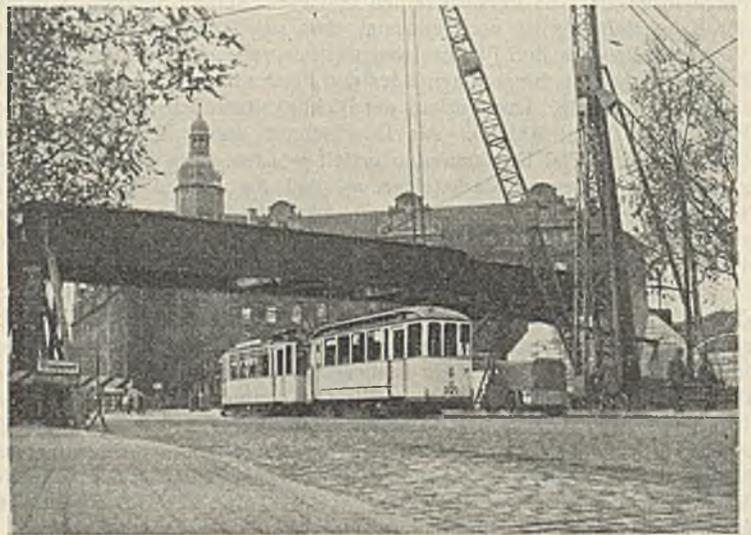


Abb. 5.
Der Schwenkmast bei der Montage der Träger für die Mittelöffnung.

mast errichtet, dessen Schwenkarm 25 m und dessen Ausleger 35 m bei einer Tragfähigkeit von 30 t aufweist (Abb. 4).

Der Montagevorgang war folgender:

Zunächst wurde mit dem Schwenkmast die nördliche Portalstütze aufgestellt und verstrebt. Hierauf wurden die beiden Hauptträger der nördlichen Seitenöffnung in der gleichen Weise aufgebracht (Abb. 4 u. 5).

Die südliche Portalstütze wurde sodann mit einem besonderen hölzernen Montagemaß aufgerichtet und verstrebt.

Die eingleisige Blechträgerbrücke selbst ist ein Gerberträger mit einer Mittelöffnung von 16,95 m und zwei Seitenöffnungen von 9,92 bzw. 8,15 m. Die lichte Höhe über Straßenmitte beträgt 4,60 m. Die Mittelstützen sind als Pendelportale ausgebildet. Die Brückenachse bildet zur Straßenachse einen Winkel von rd. 73°. Das Gleis auf der Brücke wird eine Neigung von 1:175 erhalten und in einer Krümmung von 300 m Halbmesser liegen. Die Brücke selbst hat vom nördlichen zum südlichen

Nunmehr wurden die beiden Hauptträger der Mittelöffnung in zwei aufeinander folgenden Nächten in zweistündigen Pausen des Straßenbahnbetriebes und unter kurzer Unterbrechung des Fuhrwerk-, aber unter Aufrechterhaltung des Fußgänger- und Radfahrerverkehrs aufgebracht. Mit Hilfe des Schwenkmastes ließ sich auch das sonst schwierige Einschleppen der Hauptträger der nördlichen Seitenöffnung in seine Auflager an den Hauptträgern der Mittelöffnung ohne besondere Schwierigkeit ausführen. Die Pause der zweiten Nacht reichte sogar noch aus, um mehrere Querträger einzubringen, so daß die Konstruktion nach der Pause völlig standsicher war.

Die weitere Montage der südlichen Hauptträger, das Einbringen der Querträger, Buckelbleche usw. wurde ohne jede Störung bei Tage ausgeführt. Nur das Schlagen der Nieten in der Nähe der Fahrleitungen der Straßenbahn geschah noch in zwei nächtlichen kurzen Betriebspausen der Straßenbahn.

Gutes Personal und große Vorsicht ermöglichten es, daß auch nicht ein Werkzeugstück oder Niet während der Montage herabfiel und etwa bei dem lebhaften Straßenverkehr Unfälle herbeiführen konnte.

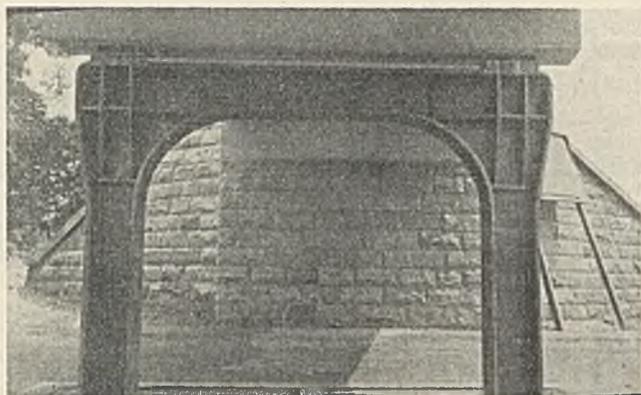


Abb. 6.
Geschweißte Portalstütze der Brücke über den Sachsenring.

Die ganze Montage der Stahlkonstruktion dauerte einschließlich Aufstellen und Wiederabbau des Schwenkmastes, An- und Abtransport der Baugeräte nur sechs Wochen und die gefährvollen Arbeiten bis zur Erledigung der Montage sämtlicher sechs Hauptträger nur acht Arbeitstage.

Die Ausführung der stählernen Brücke und der Montage lag in den Händen der Firma August Klönne, Dortmund, der auch an dieser Stelle

für die tadellose Ausführung und Durchführung der Arbeit besonderer Dank gebührt. — Das Montageverfahren kann nach den hier gemachten Erfahrungen in allen gleichartigen Fällen, wo Großstadtstraßen mit lebhaftem Verkehr zu überbrücken sind, nur empfohlen werden. —

Von Interesse dürfte noch die Konstruktion der Brücke über den Sachsenring sein, weil sie meines Wissens bisher außer im Bezirk der ehemaligen Reichsbahndirektion Magdeburg noch nicht oft ausgeführt und eine Beschreibung wohl noch nicht veröffentlicht worden ist.

Hier handelt es sich um eine Brücke mit einer Mittelöffnung von 11,55 m, einer östlichen Seitenöffnung von 5,70 m und einer westlichen Seitenöffnung von 4,70 m. Die lichte Höhe der Brücke beträgt zur Zeit (vor Absenkung der Straße in die endgültige Ordinate) 3,90 m.

Die Portalstützen sind hier geschweißt. Sie machen, wie Abb. 6 zeigt, einen besonders vornehmen Eindruck. Dieser wird sich noch mehr zeigen, wenn die vorgesehene Senkung der Straße um 1,80 m bis zu einer Lichthöhe der Brücke von 5,70 m möglich wird und dadurch auch die Füße der Portale sichtbar werden. Nach dieser Erfahrung wird man in Zukunft derartige Portalstützen überhaupt nicht mehr nieten.

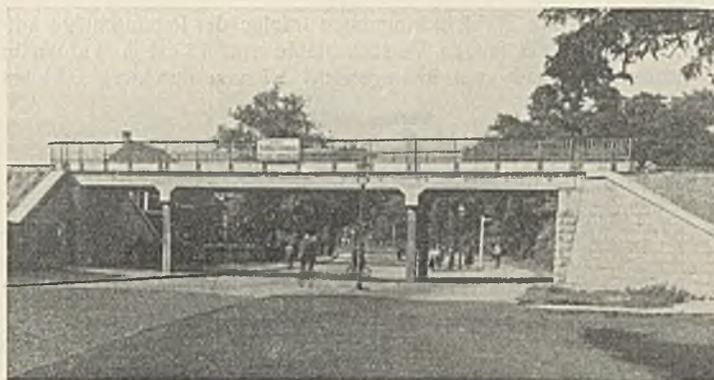


Abb. 7.
Ansicht der Brücke über den Sachsenring.

Die Fahrbahndecke besteht aus Walzträgern in Beton. Die Träger der Seitenöffnungen und der Mittelöffnung sind Balken auf zwei Stützen und gemeinsam auf den Portalen mit Hilfe von Unterzügen aus Peiner Trägern Profil 70 gelagert, die mit einbetoniert sind (Abb. 7).

Auch hier geschah die Montage der Überbauten unter Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs, ebenso das Einbringen des Betons in die Fahrbahndecke.

Die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen in Beziehung zu der des Einzelpfahles.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinr. Preß, Berlin.

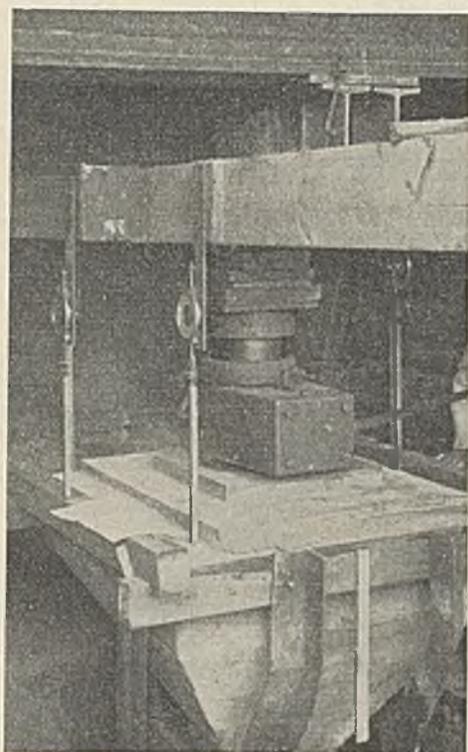


Abb. 1. Meßanordnung bei Pfahlbelastung.

Um über die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen Aufschluß zu erhalten, wurden vom Verfasser seit etwa zwei Jahren umfangreiche Versuche mit zahlreichen Pfahlformen in den verschiedensten Böden ausgeführt. Von den bislang ausgearbeiteten Versuchen seien nachstehend einige mitgeteilt.

In einem Berliner graugelben Sandboden aus 0,75 bis 0,43 mm großen, zumeist runden und glatten Körnern vom Raumgewicht 1,78 wurden 7 m lange Bohrpfähle von 40 cm \varnothing hergestellt. In dem als einheitlich anzusprechenden Boden wurden je zwei Pfähle im Abstände von 0,95 d ; 1,2 d ; 1,4 d ; 2 d ; 3 d ; 8 d und ein für sich stehender Pfahl angeordnet und belastet. Die Setzungen wurden durch Zeißuhren, wie Abb. 1 bei Belastung eines Einzel-

pfahles zeigt, an drei Stellen gemessen. Durch eine Wasserdruckpresse, die gegen im Mauerwerk beiderseits verankerte Träger wirkte, wurden die Pfähle belastet. Abb. 2 gibt die Setzungswerte auf die Last je Pfahl bezogen wieder. Die Werte sind Mittelwerte aus je zwei Versuchen.

In Abb. 3 sind die Setzungen der Pfähle unter bestimmter Belastung in Beziehung zum Abstände der Doppelpfähle aufgetragen.

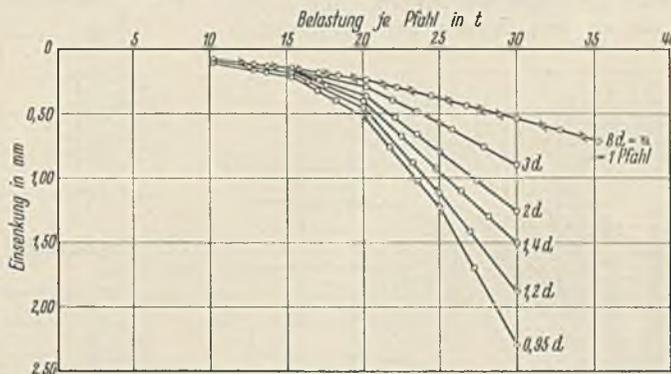


Abb. 2. Setzungen der Pfähle infolge Belastung.

Infolge der „Drucküberschneidungen“ tragen die im Abstände 0,95 d voneinander stehenden Pfähle, bezogen auf die Tragfähigkeit je Pfahl, bedeutend weniger als der Einzelpfahl. Mit der wachsenden Entfernung der Pfähle voneinander erhöht sich die Tragfähigkeit bis zu jener des Einzelpfahles. Mit den Pfählen im Abstände 8 d wurde in diesem Falle fast die Setzungskurve des Einzelpfahles erzielt. Bemerkt sei noch, daß bei diesen wie den anderen Versuchen nur die bleibenden Setzungen aufgetragen wurden.

Im Gegensatz zu den Bohrpfählen, die keine Verdichtung des Bodens erzeugen, wird durch Rammpfähle eine von Boden und Pfahlform und Eintreibungsart abhängige, je nach Art des Bodens und anderer Umstände bleibende oder sich vermindernde Verspannung und Verdichtung des Bodens verursacht. Das Ergebnis von Versuchen mit Rammpfählen wird mithin von der während des Versuches noch vorhandenen Verspannung und Verdichtung des Bodens mitbestimmt.

Abb. 4 zeigt die hinter einer Glasscheibe im Versuchskasten durch Rammen und Belasten von Modellpfählen in einem Feinsand von waagrecht angeordneten Schichten heller und dunkler Färbung erzeugten Bodenveränderungen.

In Abb. 5 sind die Pfahleindringungen infolge der Rammschläge aufgetragen. Diese 1,80 m langen Versuchspfähle von 12 cm ϕ wurden in einem erdfuchten Sand vom Raumgewicht 1,7 von durchweg 0,54 bis

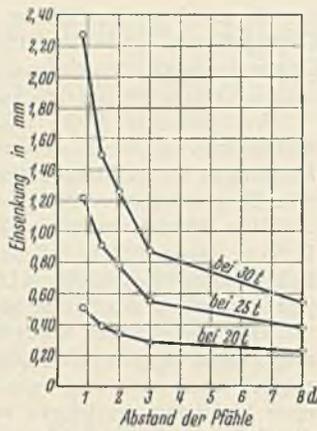


Abb. 3. Setzungen der Pfähle (Abb. 2) in Beziehung zum Abstände.

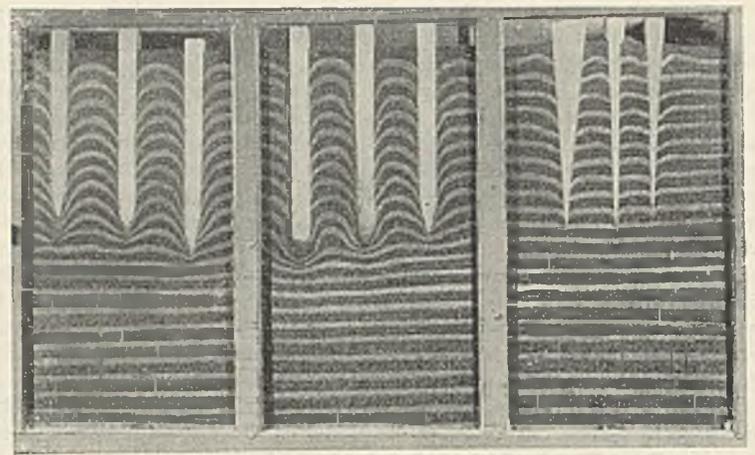


Abb. 4. Modellversuche hinter einer Glasscheibe.

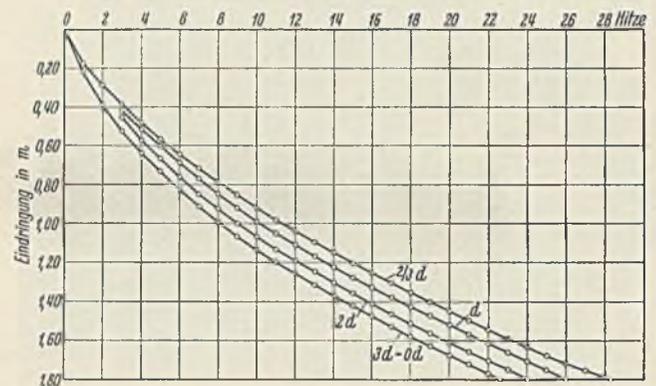


Abb. 5. Rammdiagramme der 1,80 m langen Versuchspfähle.

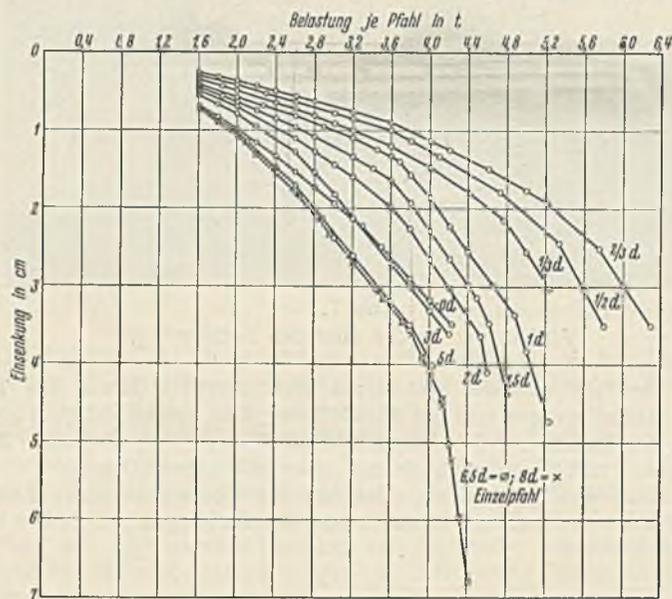


Abb. 6. Setzungen der Pfähle (Abb. 5) infolge Belastung.

0,385 mm großen Körnern eingerammt. Es wurden, und zwar doppelt in den Boden getrieben: Einzelpfahl und 2 Pfähle im Abstände von $\frac{2}{3}d$, $\frac{1}{2}d$, $\frac{1}{3}d$, $\frac{1}{4}d$, $1d$, $1,5d$, $2d$, $3d$, $4d$, $5d$, $6,5d$, $8d$, $0d$.

Abb. 6 zeigt als Mittelwerte von je zwei Versuchen die Setzungswerte dieser Pfähle. In Abb. 7 sind wiederum die Setzungen bei den verschiedenen Belastungen in Beziehung zum Abstände der Pfähle aufgetragen. Abb. 8 enthält die an den Pfählen bei Zugversuchen

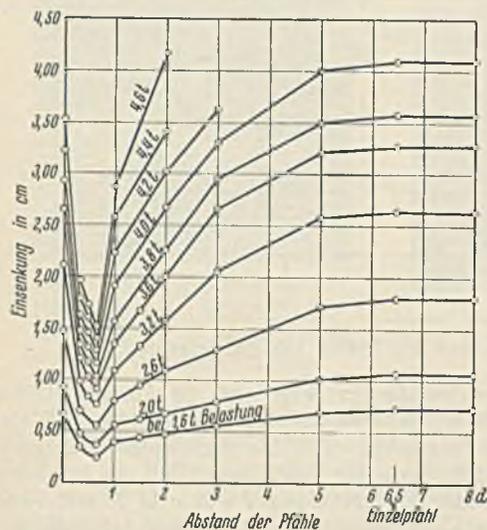


Abb. 7. Setzungen der Pfähle (Abb. 5) in Beziehung zum Abstände.

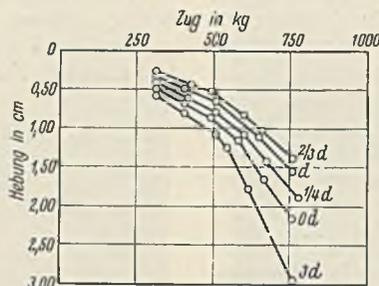


Abb. 8.

Zugversuche an den Pfählen (Abb. 5)

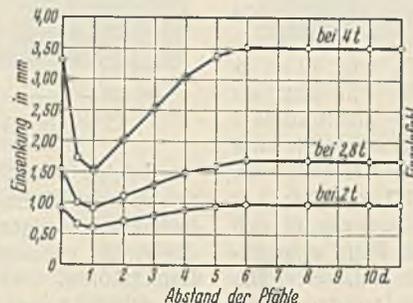


Abb. 10. Setzungen der Pfähle (Abb. 9) in Beziehung zum Abstände.

gemessenen Werte. — Wie aus den Kurven ersichtlich, ist die Tragfähigkeit der Pfähle im Abstände $\frac{2}{3}d$ bei diesem Fall die größte. Mit der Entfernung der beiden Pfähle voneinander nimmt entsprechend der immer geringer mit dem größeren Abstand werdenden Zusatzverdichtung und -verspannung des Bodens zwischen den Pfählen die Tragfähigkeit ab bis zur Tragfähigkeit des Einzelpfahles.

Abb. 9 gibt die Setzungswerte von 3 m langen Versuchspfählen von 15 cm ϕ in einem Berliner Sandboden vom Raumgewicht 1,74 wieder. Es wurden, jeweils doppelt, ein Einzelpfahl gerammt und 2 Pfähle im Abstände von $1d$, $\frac{1}{2}d$, $2d$, $3d$, $4d$, $5d$, $6d$ (als + -Werte aufgetragen), $8d$ (als \ominus aufgetragen),

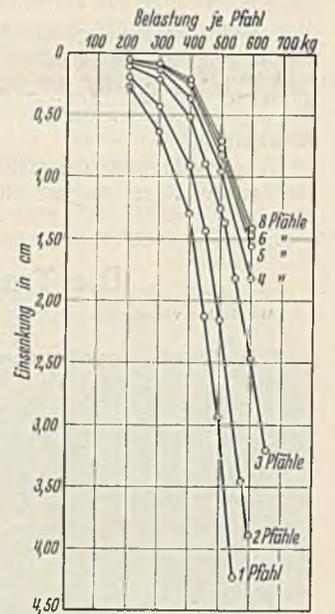


Abb. 12. Setzungen infolge Belastung der Pfähle (Abb. 11).

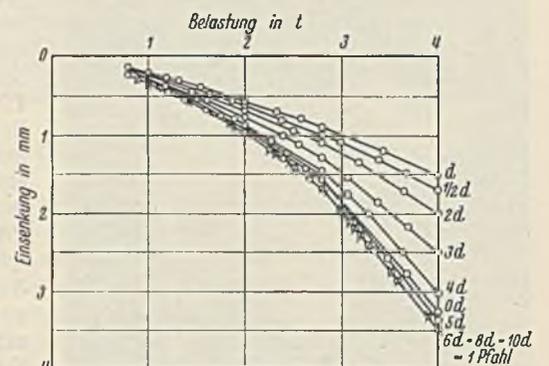


Abb. 9. Setzungen von 3 m langen Versuchspfählen infolge Belastung.

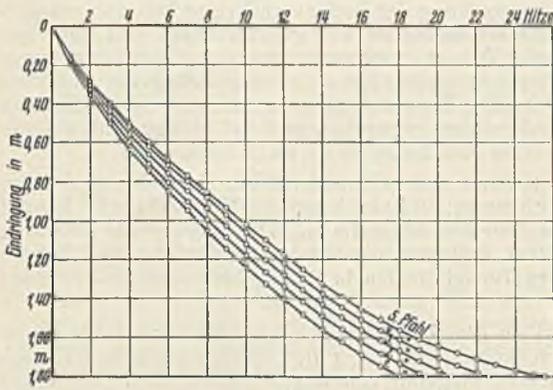


Abb. 11. Rammdiagramm von 1,80 m langen Versuchspfählen im Boden D.

10 d (als \oplus aufgetragen), 0 d. Die Setzungen der Pfähle Abb. 9 in Beziehung zum Abstände sind in Abb. 10 aufgetragen. In Abb. 11 sind die durch Rammen erzielten Eindringungswerte der Pfähle ϕ 12 cm von 1,80 m Länge im Boden D vom Raumgewicht 1,68 und von 0,49 bis 0,3 mm großen Körnern aufgetragen. Die Pfähle wurden in Gruppen von 2, 3, 4, 5, 6, 8 bei jeweils gleichem Pfahlabstand = 3,3 d gerammt. Zum Vergleich wurde ebenfalls ein Einzelpfahl gerammt und belastet.

Abb. 12 zeigt die Setzungen der Pfähle, Abb. 13 gibt die Setzungen in Beziehung zur Pfahlanzahl bei gleicher Belastung und gleichem Abstände der Pfähle wieder. Abb. 14 schließlich weist die Werte der an

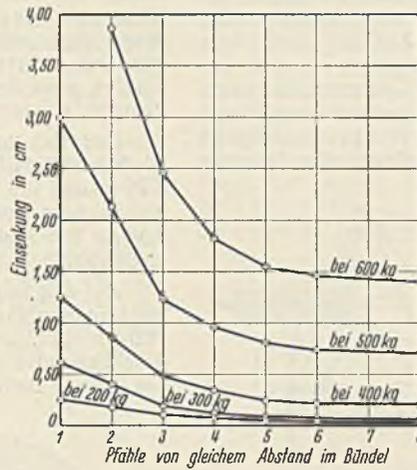


Abb. 13. Setzungen der Pfähle von Abb. 12 in Beziehung zur Pfahlanzahl.

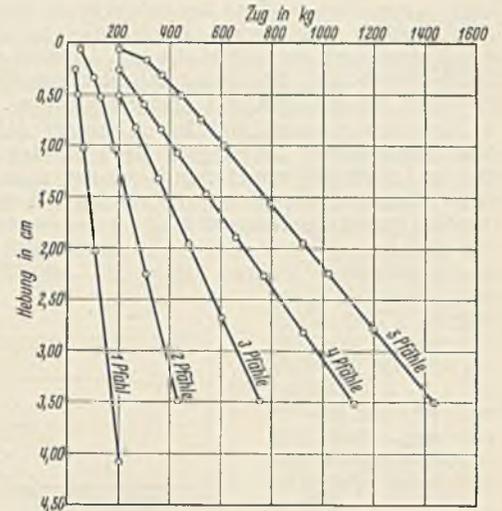


Abb. 14. Zugversuche an den Pfählen von Abb. 12.

den Pfahlgruppen 1 bis 5 vorgenommenen Zugversuche auf. — Mit der größeren Anzahl der Pfähle wird der gewählte Boden immer mehr verdichtet, so daß die Tragfähigkeit bei dem bestimmten Abstände mit der Anzahl der Pfähle wächst. Diese Zunahme wird aber entsprechend der immer geringer werdenden Zunahme der Verdichtung bei den gegebenen Umständen mit der Anzahl der Pfähle dem Werte nach immer kleiner.

Vermischtes.

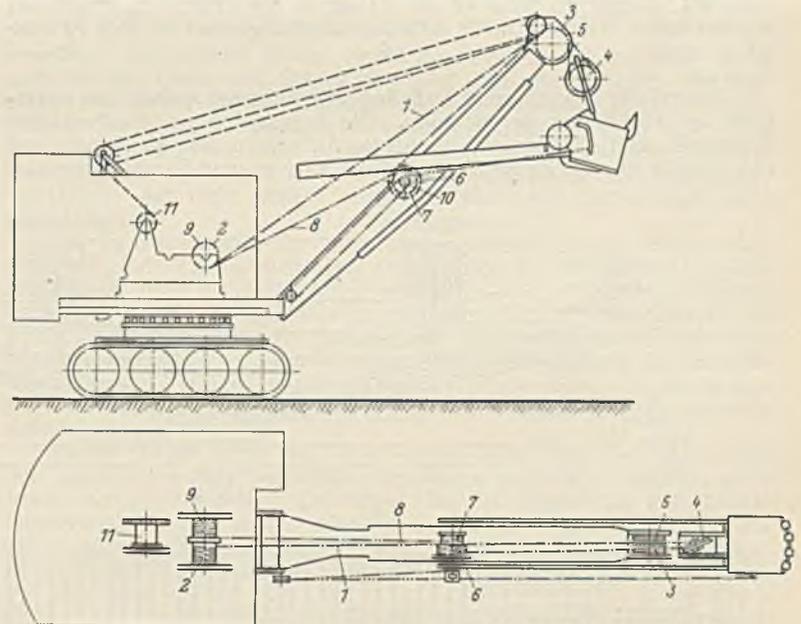
Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing †. Am 5. Oktober d. Js. verschied unerwartet infolge eines Herzschlages im 61. Lebensjahre der Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Heinrich Helbing, Mitglied des Vorstandes der Emscher-Genossenschaft und des Lippeverbandes. Geboren am 2. Januar 1873 in St. Johann (Saar), studierte er an der Technischen Hochschule Berlin das Bauingenieurwesen und war von 1897 bis 1900 als Regierungsbauführer in Frankfurt (Main) und Essen, darauf von 1901 bis 1904 als Regierungsbaumeister bei der Eisenbahndirektion Essen tätig. Am 1. Mai 1904 trat er zur Emscher-Genossenschaft über, bei der er im Januar 1906 zum stellvertretenden Baudirektor und am 1. November 1911 zum Baudirektor und Vorstandsmitglied ernannt wurde. Außerdem wurde er 1914 Baudirektor der Seseke-Genossenschaft und 1927 das gleiche beim Lippeverband. 1927 wurde er als ordentliches Mitglied zur preußischen Akademie für Bauwesen berufen, 1929 wurde er Ehrenbürger der Technischen Hochschule Karlsruhe, nachdem er schon 1925 von der Technischen Hochschule Darmstadt die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber erhalten hatte. Außerdem war Dr. Helbing Mitglied des Weser-Ems- und des Rheinwasserstraßenbeirats, Vorstandsmitglied des Vereins für Wasser-, Boden- und Lufthygiene, Mitglied des Landesgesundheitsrates u. a. m.

Baudirektor Helbing hat sich bekanntlich für die Entwicklung der Wasserwirtschaft im rheinisch-westfälischen Industriegebiete, besonders für die Abwasserbeseitigung die größten Verdienste erworben; der Ausbau der Anlagen der Emscher-Genossenschaft ist größtenteils sein Werk. Ein Hauptverdienst besteht auch in der rechtzeitigen Gründung des Lippeverbandes, eine Aufgabe, die er gegen viele Widerstände gelöst und durchgeführt hat. Den Erfolg seiner Bemühungen um eine hygienische Gestaltung der Abwasserbeseitigung seines Bezirks hat er noch erleben dürfen; sein Werk ist im großen und ganzen vollendet. Unter den Männern, die für die Innere Gestaltung des Industriebezirks eine entscheidende Rolle spielten, wird der Verstorbene stets an erster Stelle genannt werden.

22. Verbandsversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. Die Versammlung findet am 24. und 25. Oktober 1933 in Essen statt. Am 24. Oktober ab 10³⁰ Uhr öffentliche Sitzung im „Hause der Technik“, Saal I, in der u. a. Vorträge von Prof. Dr. Körber, Dr. Mailänder und Prof. Dr. Siebel gehalten werden; am 25. Oktober sind Besichtigungen von Versuchsanstalten und industriellen Werken in Essen, Dortmund und Düsseldorf-Grafenberg vorgesehen. Anmeldungen bei der Geschäftsstelle Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40.

Ein neuer, vielseitig verwendbarer Löffelbagger. An dem neuen, in verschiedene Formen umwandelbaren kleinen Löffelbagger von Menck & Hambrock G. m. b. H. sind große Leistungsfähigkeit und geringes Gewicht miteinander vereinigt, so daß sich eine hohe Wirtschaftlichkeit ergibt. Der Bagger hat drei Seiltrommeln. Mit der dritten Trommel läßt sich der Ausleger bei jedem Hub mit dem gefüllten Grabgefäß verstellen, so daß besonders der Betrieb als Greifbagger und als Kran sehr vorteilhaft wird. Am Löffelbagger wird das Grabgefäß durch die dritte Seiltrommel in jeder Stellung vollkommen und ohne Streuen entleert. Der Löffelvorschub des gewöhnlichen Löffelbaggers wird durch Seile von der Hub- und Senktrommel gesteuert. Das Hubseil (1) (Abb. 1)

führt von der Hubtrommel (2) über eine Seilrolle (3) im Auslegerkopf, von dort zur Seilrolle (4) im Löffelgehänge, dann über eine zweite Seilrolle (5) im Auslegerkopf und zu einer Trommel (6) auf dem Ausleger, die auf der Getriebewelle (10) (Zahnrad und Zahnstange) zum Vorschub des Löffels sitzt. Mit derselben Welle (10) ist eine Trommel (7) gekuppelt, die durch ein Seil (8) mit der Senktrommel (9) verbunden ist. Durch die Bremse an der Senktrommel (9) wird über das Seil (8) die Trommel-



1 Hubseil. 2 Hubtrommel. 3, 4, 5 Seilrollen. 6, 7 Seiltrommeln. 8 Seil nach der Senktrommel. 9 Senktrommel. 10 Welle, auf der die Trommeln (6, 7) sitzen. 11 Seiltrommel zum Halten und Verstellen des Auslegers.

Abb. 1. Löffelbagger mit drei Seiltrommeln (Einrichtung als Löffelhochbagger).

welle (10) auf dem Ausleger festgehalten. Soll der Löffel vorgestoßen werden, löst der Führer die Bremse an der Senktrommel (9), so daß sich das Seil (8) entsprechend abwickelt und die Trommelwelle (10) infolge des Zuges durch das Hubseil (1) die Bewegung (im Uhrzeigersinne) für den Löffelvorschub ausführt. Geregelt wird die Größe des Vorschubes durch mehr oder weniger starkes Lüften und Anziehen der Senktrommelbremse. Zum Einziehen des Löffels wird die Senktrommel (9) in Bewegung gesetzt, wodurch das nach der Trommel (7) führende Seil (8) aufgewickelt und die Trommel (7) mit der Welle (10) in anderer Richtung gedreht wird. Die Senktrommel (9) und die Hubtrommel (2) arbeiten unabhängig voneinander. Unabhängig ist auch die Trommel (11) zum Halten und Verstellen des Auslegers. Da sich alle Bewegungen des

Bagger von einem Mann besonders leicht schalten lassen, ist auch der Löffelvorschub sehr genau und leicht einzustellen. In Verbindung mit der Bremsklappe am Löffel ist die Verstellbarkeit des Auslegers für solche Bauarbeiten, bei denen mit steil gestelltem Ausleger hoch ausgeschüttet werden muß, von großer Bedeutung.

Der besondere Löffelhochbagger (Abb. 1) unterscheidet sich vom gewöhnlichen Löffelbagger dadurch, daß die Grabkraft erhöht ist und der Löffelinhalt um etwa 50% wächst, wobei die Hubgeschwindigkeit entsprechend vermindert ist. Im Betrieb hat der Ausleger eine Neigung von 50° gegen die Waagerechte.

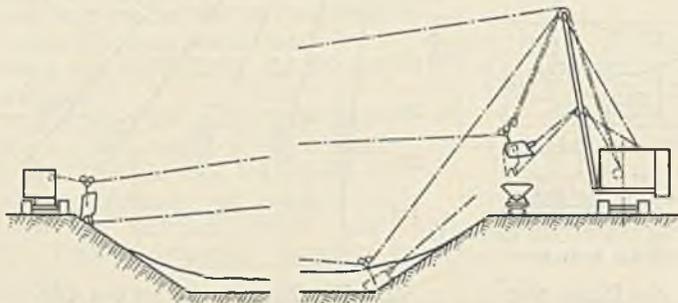


Abb. 2. Das in einen Kabelbagger umgebaute Gerät.

Durch Beschaffung einiger Ergänzungsteile kann das Gerät auch als Kabelbagger (Abb. 2) umgebaut und zum Ausheben von Kanälen u. dgl. verwendet werden. Im allgemeinen ist nur ein Bagger mit zwei Seiltrommeln nötig. Das Zugseil wird auf der gegenüberliegenden Seite über eine Umlenkrolle geführt, die im Erdboden verankert oder auf einem fahrbaren Wagen angebracht ist. Wird mit zwei Baggern gearbeitet, so erzeugt der eine Bagger die Grabbewegung, während der andere den Schürfkübel zurückzieht.

Die Leistung des Baggers wird durch die leichte Steuerbarkeit gesteigert. Im Mittel beträgt sie bei einem Löffel von 0,8 m³ Inhalt 105 m³/h oder bei einem Löffel von 1,1 m³ Inhalt 135 m³/h (Bodenklasse 2). Der besondere Löffelhochbagger leistet bei einem Löffelinhalt von 1,2 m³ 80 m³/h oder mit einem 1,65-m³-Löffel 105 m³/h (Bodenklasse 4). Die genannten Leistungen beziehen sich auf gelöstes Material bei einem Schwenkwinkel von 90°, genügend großen Abtragshöhen und Wagen, die auf der Sohle am Bagger vorbeifahren, und können in flottem Betrieb sicher erreicht werden.

Der Bagger wird durch einen kompressorlosen Zweitakt-Dieselmotor angetrieben, der bei 550 oder 475 U/min 93 oder 132 PS leistet. Da die Drehzahl des Motors während des Arbeitens um etwa 70% vermindert werden kann, lassen sich die Arbeitsgeschwindigkeiten an jede Arbeitsart anpassen.

R.—

Tunnel für Wagen- und Fußgängerverkehr bei Antwerpen unterhalb des Flußbettes der Schelde. Der belgische Staat, die Provinzen Antwerpen und Ostflandern, die Städte Antwerpen und St. Nicolas und die Gemeinden von Zwijndrecht, Melsele Beveren und Burght haben sich

Bohrproben zwecks Untersuchung der Bodenverhältnisse hat man auf Vorschlag der „Compagnie internationale des Pieux Franki“ sich zur Ausführung zweier getrennter Tunnel entschlossen, und zwar dient der eine nur dem Fußgängerverkehr, wohingegen der andere für Fuhrwerke bestimmt ist. Der erstere der beiden Tunnel liegt an einer schmalen Stelle des Flusses, etwa dem Stadtzentrum gegenüber, und hat an den Enden keine Rampen, sondern lotrechte Aufzüge.

Der Fahrtunnel ist, wie wir Gén. Civ. 1933, Bd. 103, Nr. 5 vom 29. Juli, S. 101 ff., entnehmen, 2110 m lang, die Fahrbahnbreite beträgt 6,75 m und die lichte Durchfahrhöhe 4,5 m. Die Neigung der Zufahrten bis zu dem etwa 150 m langen, waagrecht liegenden Mittelteil beträgt 3,5%. Die Enden des Tunnels laufen in leichtgekrümmten Seitenkurven aus (Abb. 1).

An den ungedeckten Einfahrtrampen besteht der Tunnel aus einem trogförmigen Eisenbetonkörper, der unter den Seitenmauern auf Franki-Pfählen ruht, die für eine Tragkraft von 75 t bemessen sind. Die daran anschließenden gedeckten Teile sind, wie aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich ist, aus einem Betonrohr von 8,66 m Durchm. i. L. und 0,80 m Wanddicke

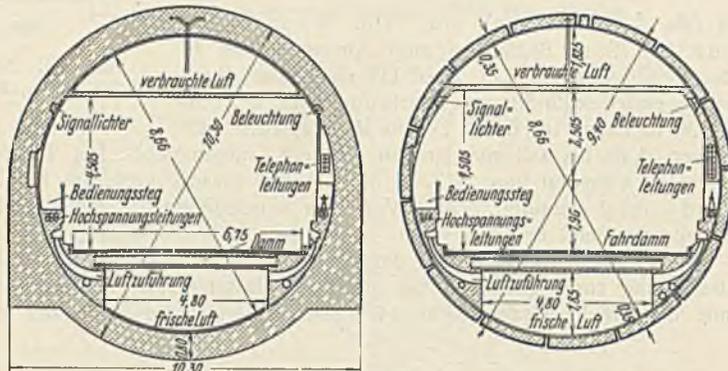


Abb. 2.

gebildet. Der Rohrquerschnitt weist an den Außenseiten unten Absätze auf. Der Mittelabschnitt des Tunnels besteht aus einem mit Stahlplatten bekleideten Rohr von 35 cm Wanddicke (Abb. 2). Die aus reinem Eisenbeton hergestellten Tunnelteile, und zwar die Strecken von 253 m am rechten und von 280 m am linken Ufer mit Wanddicken von 0,80 m, sind durch Erdaushub unter freiem Himmel erbaut, wohingegen der mittlere Teil durch Schildvortrieb hergestellt wurde. Die Arbeiten wurden unter Preßluft ausgeführt. Die Ausbildung der Arbeitskammer zeigt Abb. 3. Der Vortrieb geschah unter Anwendung von 32 Wasserdruckpressen, von denen jede einen Druck von 200 t ausüben konnte. Die Druckluft wurde in die Arbeitskammer durch eine Rohrleitung von 300 mm Durchm. eingeführt.

Gedichtet wurden der Tunnel und die Rampen durch eine Bitumendecke an der Außenseite. Die Fahrbahn wird, wie aus Abb. 2 ersichtlich,

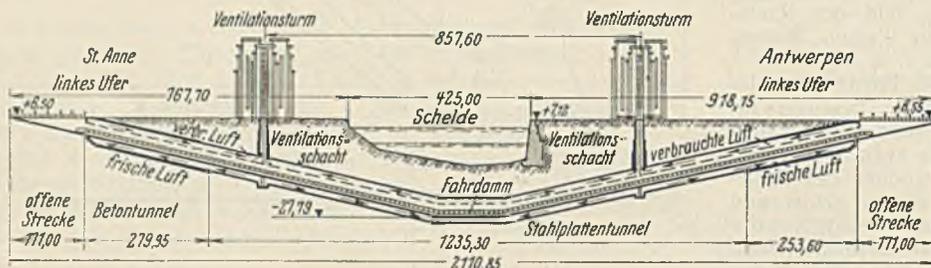


Abb. 1.

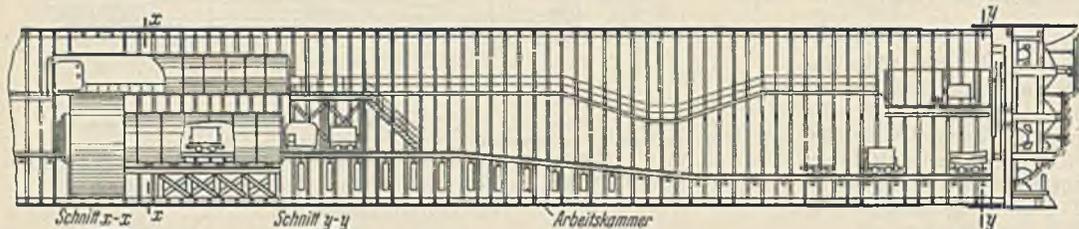


Abb. 3.

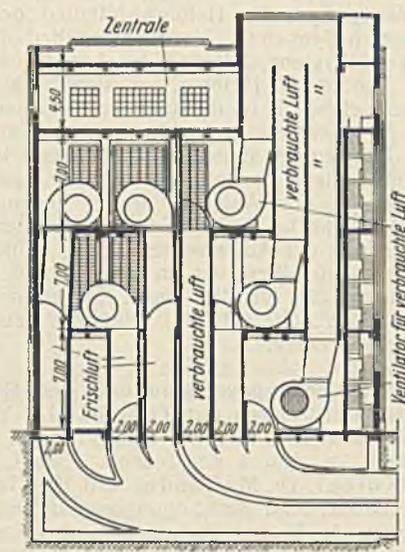


Abb. 4.

in Beton eingebetteten Querträgern getragen. Der unter der Fahrbahn liegende Abschnitt des Tunnels dient als Luftzuführungskanal, ein entsprechender oberer, durch eine Betondecke abgetrennter Abschnitt ist für die Abführung der verbrauchten Luft bestimmt. Beide Luftkanäle sind seitlich des Flußbettes an lotrechte, im Geißlerverfahren hergestellte Schächte angeschlossen, die oben in auf dem Ufergelände errichteten Lüftungsbauten ausmünden. Einen lotrechten Schnitt zur Veranschaulichung dieser Bauwerke zeigt Abb. 4. Eine Reihe von elektrisch angetriebenen Ventilatoren sorgt für die Zuführung von Frischluft und Absaugung der verbrauchten Luft.

— Zs. —

vor einigen Jahren unter dem Namen „Société Intercommunale de la Rive gauche de l'Escaut“ zusammengefaßt, um die verschiedenen Möglichkeiten für eine Verbindung der Stadt Antwerpen mit dem am linken Ufer der Schelde gelegenen Industrieviertel zu studieren. Nach Durchführung von

Zuschriften an die Schriftleitung.

Schweißen im Brückenbau bei der RBD Wuppertal. Zu dem Aufsatz des Herrn Reichsbahnoberrat Leopold in der Bautechnik 1933, Heft 25 u. 30, erlaube ich mir, unter Bezugnahme auf die auf S. 426 bis 427 dargestellte und beschriebene Querträgerausbildung der Siegburger Brücke, folgende Bemerkung zu machen:

Die Querträger bestehen laut Abb. 14a, S. 426, aus I 40, die am Auflager in Stegmitte aufgetrennt und deren untere Hälften viertelformig heruntergebogen sind. Der entstandene Zwischenraum ist durch ein 14 mm dickes eingeschweißtes Blech ausgefüllt. Diese an sich gut ausgebildete Querträgerform hätte m. E. zweckmäßiger ausgeführt werden können, wenn die Trennfuge nicht in die Mitte des Steges, sondern näher an den unteren Flansch des Trägers gelegt worden wäre (Abb. 1). Da die Biegung des I-förmigen Profils um die Schwerlinie stattfindet, die bei diesem Querschnitt stark an den Flansch heranrückt, wird im ersten Falle der Steg nach dem Rande zu sehr stark gestreckt (Abb. 2).

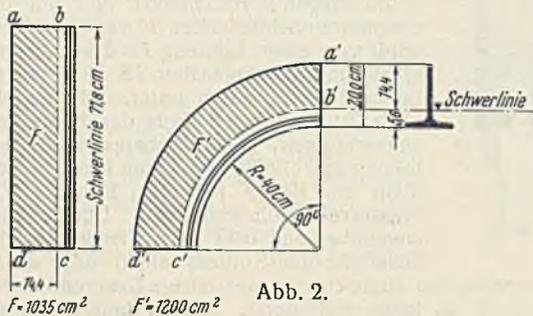


Abb. 2.

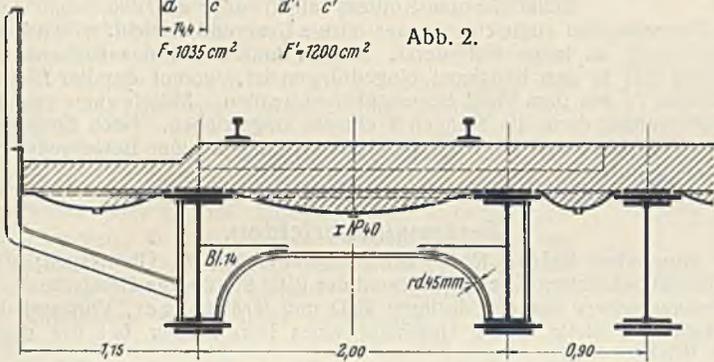


Abb. 1.

Unter der Annahme eines Halbmessers $R = 40$ cm, bezogen auf Querträgerunterkante I 40, hat die Schwerlinie eine Länge von $l = 71,8$ cm. Diese Länge muß das zu biegende Trägerende, vom Beginn der Biegung an gerechnet, haben. Die Fläche $F = a b c d$ enthält rd. 1035 cm^2 , die gebogene Fläche $F' = a' b' c' d'$ dagegen rd. 1200 cm^2 , also 165 cm^2 mehr. Dieses Mehr der Fläche ist naturgemäß nur aus der Dicke des Steges herauszuholen. Unter der Annahme, daß die Höhe des halben Trägerprofils sich beim Biegen nicht wesentlich ändert, wird bei fertiger Biegung der ursprünglich $14,4$ mm dicke Steg am Rande nur noch eine Dicke von rd. 10 mm haben. Da das halberzähnliche Füllblech entsprechend der normalen Stegdicke des Trägers eine Dicke von 14 mm hat, wird an der unteren Schweißnaht ein merkbarer Dickenunterschied vorhanden sein, der besonders bei fertig gestrichener Konstruktion ins Auge fallen wird. Zu erwähnen ist auch die beim Biegevorgang auftretende Gefügeverlagerung des Werkstoffs, die leicht zur Rissebildung führen kann.

Alle diese Begleiterscheinungen lassen sich vermeiden, wenn der Querträger nach meinem Vorschlage gemäß Abb. 1 ausgeführt wird. Diese Ausführungsart ist auch werkstatentechnisch leichter herzustellen, da fast nur der Flansch allein gebogen wird und die Stegdicke keine Verminderung erfährt, was beim Einschweißen des Füllblechs von Vorteil ist. Es bestehen auch in statischer Hinsicht gegen die Ausführung keine Bedenken, denn an der Schweißstelle sind die Biegungsspannungen nur gering. Die Schubspannungen lassen sich bei der von mir vorgeschlagenen Anordnung der Schweißnähte einwandfrei aufnehmen, da die untere Naht, ebenso wie bei der von Herrn Leopold gewählten Anordnung, nicht ganz in die Kehle zwischen Steg und Flansch fällt.

F. W. Badenhausen, Hannover-Herrenhausen.

Erwiderung.

Um eine schweißtechnisch gute, an den Enden abgerundete Einfügung des Einsatzstückes in den Querträgeranschluß zu erzielen, wurde in Mitte Steg des I 40 ein 30 mm weites Loch gebohrt, so daß für den Schlitz mit doppeltem Trennschnitt ein 30 mm breiter Streifen entfiel (Abb. 1). Für die Steghöhe der abzubiegenden unteren Hälfte des I 40 verblieb dann nur das Maß von 185 mm. Die Biegevorrichtung bestand aus einem hebelartig wirkenden Werkzeug, an dem Rollen gelagert sind, die an den oberen Flächen des zu biegenden Flansches der warm gemachten I-Stücke angreifen und ihnen über einer kreisförmig gestalteten, die untere Fläche des Flansches stützenden Unterlage die gewünschte Form geben. Letztere wird in zwei Arbeitsgängen erreicht, durch ein Vorwalzen und ein Nachwalzen. Dabei stellen sich aber die vor der Biegung parallelen Quer-

schnitte I, II usw. nicht radial ein (Abb. 2). Die Querschnitte bleiben auch nicht eben, sondern sie werden nach dem freien Ende des I-Stückes zu immer mehr uneben. In jedem Querschnitt bleibt nämlich der Steg zurück gegen den gewissermaßen voreilenden Flansch, und zwar vom Flansch aus nach der freien Kante des Steges zunehmend. Der Punkt a (Abb. 2) bleibt schließlich am weitesten zurück. Die Steghöhe nimmt ebenfalls nach dem freien Ende des I-Stückes zu allmählich ab. Da die obere Stegkante einen vollen Viertelkreis bilden muß, ist es nötig, den Flansch noch ein kleines Stück weiter in den nächsten Viertelkreis hineinzubiegen. Die Praxis hat gezeigt, daß sich die beschriebene Bearbeitung für die erforderliche Länge (Abb. 1) ohne Anstände ausführen läßt, vorausgesetzt, daß das zu biegende Stück gut warm ist. Das in den zweiten Viertelkreis soweit

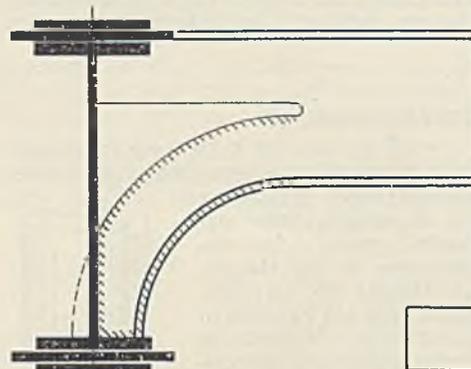


Abb. 3.

nötig hineingebogene Ende des I-Stückes fällt weg, ebenso ein Teilstück des Steges nach Abb. 3.

Aus vorstehendem geht hervor, daß der von Herrn Badenhausen theoretisch

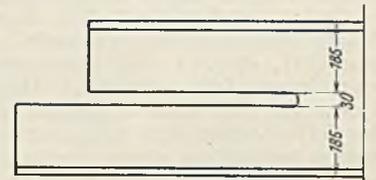


Abb. 1.

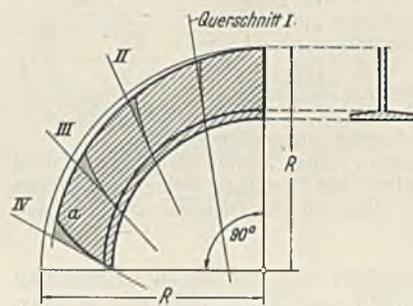


Abb. 2.

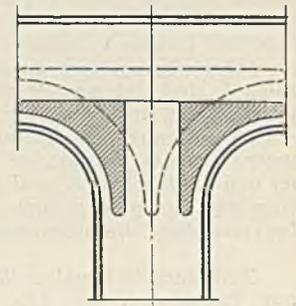


Abb. 4.

errechnete Unterschied in der Größe der Vergleichsflächen und damit auch in der Dicke des Steges vor und nach dem Biegen praktisch doch nicht in der Größe vorhanden ist. Die Stegdicke sinkt an keiner Stelle, wie durch Nachmessen festgestellt wurde, unter 13 mm. Das würde also auf jeder Seite gegenüber dem eingeschweißten halbherzförmigen Blech von 14 mm Dicke nur einen Dickenunterschied von $0,5$ mm ausmachen, der nicht auffällt, zumal er durch die Schweißnaht ausgeglichen wird.

Bei Konstruktionen, die größeren Biegungsspannungen unterworfen sind, z. B. Portalen, Rahmenecken usw. werden die Schweißnähte zweckmäßig mehr nach der Mitte des Querschnittes verlegt (Abb. 4 punktiert). Es wäre hier nicht richtig, die einzuschweißenden Füllbleche etwa in der schraffiert dargestellten Lage anzuordnen. Man würde dadurch an hoch beanspruchten Stellen das Ursprungsmaterial beseitigen und die Schweißnähte, die zur Verbindung mit den Einsatzstücken dienen, in ungünstige Lage nach außen bringen, abgesehen von einer Vergrößerung der Schweißnahtlänge.

Da das Biegen in der von uns gewählten Form keine Nachteile gezeigt hat, wurde das mittige Aufschlitzen des Steges auch für die weniger stark beanspruchten Köpfe der Querträger für die Siegburger Brücke beibehalten. Selbstverständlich ließe sich hier der Schlitz nach dem Vorschlage des Herrn Badenhausen auch in die untere Querschnittshälfte verschieben; er muß aber vom Flansch so weit entfernt bleiben, daß die X-Naht noch gut ausgeführt werden kann.

Leopold.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Die Wiederherstellung der Wiener Brücke über den Landwehrkanal in Berlin. Zu diesem in der Bautechn. 1933, Heft 37, S. 502 ff., erschienenen Aufsatz bemerke ich bezüglich der Abdichtung der Kämpfer nach dem Verfahren von Dr. Joosten noch folgendes:

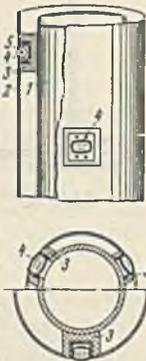
Wenn in dem Aufsatz gesagt wird, daß kapillar aufsteigendes Wasser nicht völlig zurückgehalten werden kann, so ist hierfür keinerlei Beweis am Bauwerk selbst erbracht worden, sondern es sollte damit wohl nur angedeutet werden, daß allgemein alle Stoffe, die in Wasser gelöst in ein Bauwerk eingebracht werden, durch späteres Verdunsten des Wassers feinste Hohlräume bestehen lassen, durch die die Kapillarkräfte des Wassers nicht aufgehoben werden könnten. Ich bin allerdings der Meinung, daß in einem Bauwerk, in das gleichmäßig Gel bildende Lösungen unter höchstem Druck eingepreßt werden, jedes Aufsteigen von Wasser, auch

das des kapillaren Wassers, verhindert werden kann. Dabei verweise ich nur auf die Abdichtung eines Lagedammes auf dem Kaliwerk Sachsen-Weimar, die gegenüber einem Lagedruck von 80 at so völlig gelang, daß nicht die geringste Feuchtigkeit auch nach Jahren sichtbar wurde. Auf jeden Fall dürfte die chemische Abdichtung auch bei dem beschriebenen Bauwerk die bestmögliche Lösung darstellen, da die Herstellung einer metallischen oder einer bituminösen Zwischenlage im Widerlager etwa in Wasserspiegellhöhe bei dem vorliegenden statischen Brückensystem technisch nicht möglich war. Dipl.-Ing. Graefenhan.

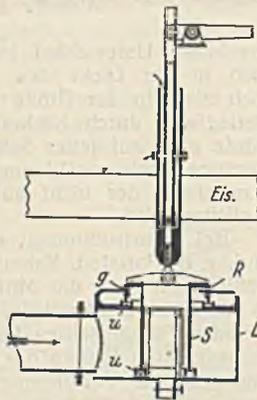
Der vorstehenden Äußerung des Herrn Dipl.-Ing. Graefenhan ist zuzustimmen. Mit dem beanstandeten Satze sollte nur zum Ausdruck gebracht werden, daß es rein theoretisch nicht möglich ist, durch chemische Umsetzung von wässrigen Lösungen Hohlräume in Gesteinen usw. restlos mit fester Masse auszufüllen. Cornehlis.

Patentschau.

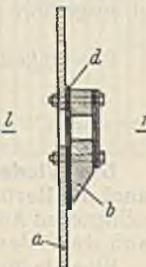
Rammjungfer. (Kl. 84c, Nr. 541 674 vom 18. 6. 1930 von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) Um beim Ziehen der Jungfer die Reibung zwischen Vortreibrohr und Jungfer zu verringern, sind in die äußere Begrenzungsfläche der Jungfer Druckrollen mit waagrecht liegender Achse eingearbeitet, die sich beim Einrammen an die Hülsenwand legen. Der gegenseitige Abstand der einzelnen Rollenlager wird dabei so gewählt, daß ein Eindringen des Vortreibrohres nicht zu befürchten ist. Die konische Jungfer besteht aus einem nahtlos gezogenen, zylindrischen Rohr 1 und einem auf ihm befestigten Blechmantel 2, die beide durch das Lager 3 miteinander verbunden sind, in denen die Druckrollen 4 untergebracht werden. Das Rohr 1 und die Lager 3 sind am unteren Ende der Jungfer verhältnismäßig schmal, während sie am oberen Ende stark ausgeführt sind. Die Druckrollen 4 sind auf waagrecht gelagerten Wellen 5 so befestigt, daß sie etwas über den Mantel 2 hinausragen und beim Einrammen die auf die Jungfer ausgeübten Drücke auf das Vortreibrohr übertragen. Zum Ziehen der Jungfer wird auf den oberen Rand des Vortreibrohres ein Druckring gelegt, auf diesen Ring der Bär gesetzt und mittels einer an der Ramme angebrachten Zugvorrichtung die Jungfer gezogen.



Zylinderschützartige Wasserstrahlbremse für einen Grundablaß von Talsperren. (Kl. 84a, Nr. 547 607 vom 12. 2. 1930 von Dr.-Ing. Werner Heyn in Rahlstedt bei Hamburg.) Im Druckkessel L befindet sich der zum Auf- und Niederschrauben eingerichtete zylindrische Ventilkörper S mit dem einfachen unteren Rande und dem umgebördelten oberen Rande R mit verstellbarer Schneide g. Wenn der Ventilkörper S um ein geringes Maß angehoben wird, entstehen unter den beiden Rändern zwei schmale ringförmige Durchflußöffnungen für das Wasser, dessen Strömungsenergie nun teils durch gegenseitigen Zusammenprall, teils durch Anprall an den gegenüberliegenden Wänden vernichtet wird. Der obere Rand R soll infolge der Umbördelung und der Schneide g Auftrieb erzeugen und das Gewicht des Schützes in gewissem Umfange ausgleichen; ferner soll er in geschlossenem Zustande den in der Decke des Druckkessels L liegenden zweiten Ausflußschlitz wasserdicht überdecken. Die Schneide g und der untere Rand des Schützes ruhen bei geschlossenem Schütz auf Ventilsitzen u, die als Rinnendichtungen ausgeführt sind.



Spundwandverankerung mit Auflageplatten für die Ankerenden. (Kl. 84c, Nr. 557 496 vom 25. 10. 1930 von Dipl.-Ing. Hermann Blum in Dortmund.) Um die Verankerung der Spundwand unter dem Wasserspiegel zu ermöglichen und die teure Taucherarbeit zu ersparen, werden die Auflagerplatten als wasserseitig geschlossene und abgedichtete Kappen b mit Innengewinde ausgeführt. Vor dem Rammen werden die Spundbohlen entsprechend der Zahl der gewünschten Verankerungen gelocht. Auf die Wasserseite r der Spundwand a wird eine durchlochte Platte b aufgeschraubt, deren Durchlochung dem zugehörigen Loch in der Spundbohle entspricht. Die Löcher erhalten Innengewinde, so daß die Anker von der Landseite b aus eingeschraubt werden können. Die Gewindelöcher werden wasserseitig durch aufgelegte oder aufgeschweißte Gewindestopfen wasserdicht verschlossen. Die Zwischenräume zwischen Platte und Bohle werden durch Dichtungsscheiben d oder durch Verschweißung abgedichtet. Die Platten werden abgeschrägt, so daß sie sich gut rammen lassen.



Vortreibrohr zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton auf mit Erdboden überdecktem felsigem Baugrund. (Kl. 84c, Nr. 557 086 vom 15. 6. 1929 von Johan Albert Dährén in Gotenburg, Schweden.) Um solche Pfähle nicht nur bis zum felsigen Grund vortreiben zu können,

sondern das Eindringen bis zu einer gewissen Tiefe in den Fels zu ermöglichen, ist in der Spitze des Vortreibrohres, in dessen Innern ein Fallbär angeordnet ist, ein unten schlagmeißelartig ausgebildeter Stufenkolben verschiebbar gelagert, der die Schläge des Fallbärs entweder allein oder gemeinsam mit dem Vortreiber aufnimmt. Die U-Eisen 1 des Vortreibrohres sind mit den Flanschen einander zugekehrt und durch Bolzen 2 zusammengehalten. Am unteren Ende des Rohres ist die Vortreibspitze 4 mittels Bolzens 3 angebracht. Dieser Teil ist von einem zentralen senkrechten Kanal durchzogen, dessen oberer Teil 5a enger ist als der Teil 5b, so daß ein Absatz 5c entsteht. Im Kanal 5a, 5b ist ein zwei Stufen 6a, 6b bildender Kolben verschiebbar gelagert, dessen unteres Ende 7 schlagmeißelartig ausgebildet ist und dessen oberes Ende etwas in das Rohr 1 hineinragt. Vier senkrechte Stangen 8 sind in Bohrungen 9 verschiebbar und am oberen Ende mit erweiterten Schlagköpfen 10 versehen. Der Kolben 6a, 6b wird von einer Bohrung 11 durchzogen, die unten mit einem mit Zweigkanälen 12 versehenen Mundstück 13 verbunden ist, dessen untere Fläche Kehlen 14 aufweist (Abb. 2); am oberen Ende der Bohrung ist ein Rohr 15 angeschlossen, dessen oberes Ende an eine Wasserleitung anschließbar ist. Zum Heruntertreiben des Pfahles dient ein Bär 16 mit einer Bohrung 17, durch die das Wasserzufuhrrohr geführt ist. Der Bär wird durch Seile 18 angehoben und trifft beim Niederfallen entweder auf den Schaft 6a des Kolbens allein oder auf den Schaft und die Vortreibspitze zugleich. Ist der felsige Baugrund erreicht, so wird die Bearbeitung so lange fortgesetzt, bis der untere Teil des Kolbens genügend tief in den Baugrund eingedrungen ist, worauf der Bär 16 und das Rohr 15 aus dem Pfahl herausgehoben werden. Mittels eines zweiten Bären werden dann die Stangen 8 einzeln eingetrieben. Nach Entfernen dieses zweiten Bären wird der Pfahl nach Einlegen einer Bewehrung mit Beton gefüllt.

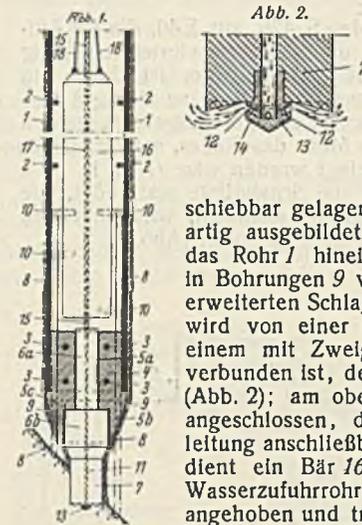


Abb. 2.

sondern das Eindringen bis zu einer gewissen Tiefe in den Fels zu ermöglichen, ist in der Spitze des Vortreibrohres, in dessen Innern ein Fallbär angeordnet ist, ein unten schlagmeißelartig ausgebildeter Stufenkolben verschiebbar gelagert, der die Schläge des Fallbärs entweder allein oder gemeinsam mit dem Vortreiber aufnimmt. Die U-Eisen 1 des Vortreibrohres sind mit den Flanschen einander zugekehrt und durch Bolzen 2 zusammengehalten. Am unteren Ende des Rohres ist die Vortreibspitze 4 mittels Bolzens 3 angebracht. Dieser Teil ist von einem zentralen senkrechten Kanal durchzogen, dessen oberer Teil 5a enger ist als der Teil 5b, so daß ein Absatz 5c entsteht. Im Kanal 5a, 5b ist ein zwei Stufen 6a, 6b bildender Kolben verschiebbar gelagert, dessen unteres Ende 7 schlagmeißelartig ausgebildet ist und dessen oberes Ende etwas in das Rohr 1 hineinragt. Vier senkrechte Stangen 8 sind in Bohrungen 9 verschiebbar und am oberen Ende mit erweiterten Schlagköpfen 10 versehen. Der Kolben 6a, 6b wird von einer Bohrung 11 durchzogen, die unten mit einem mit Zweigkanälen 12 versehenen Mundstück 13 verbunden ist, dessen untere Fläche Kehlen 14 aufweist (Abb. 2); am oberen Ende der Bohrung ist ein Rohr 15 angeschlossen, dessen oberes Ende an eine Wasserleitung anschließbar ist. Zum Heruntertreiben des Pfahles dient ein Bär 16 mit einer Bohrung 17, durch die das Wasserzufuhrrohr geführt ist. Der Bär wird durch Seile 18 angehoben und trifft beim Niederfallen entweder auf den Schaft 6a des Kolbens allein oder auf den Schaft und die Vortreibspitze zugleich. Ist der felsige Baugrund erreicht, so wird die Bearbeitung so lange fortgesetzt, bis der untere Teil des Kolbens genügend tief in den Baugrund eingedrungen ist, worauf der Bär 16 und das Rohr 15 aus dem Pfahl herausgehoben werden. Mittels eines zweiten Bären werden dann die Stangen 8 einzeln eingetrieben. Nach Entfernen dieses zweiten Bären wird der Pfahl nach Einlegen einer Bewehrung mit Beton gefüllt.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Übertragen: den Reichsbahnoberräten Kreß, Dezerent der RBD Stettin, die Geschäfte eines Abteilungsleiters bei der dortigen RBD und Bräuninger, Vorstand des Betriebsamts Halle 2, die Geschäfte eines Dezerenten bei der dortigen RBD.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung Cornelius in Berlin, die Reichsbahnrate Stüve, Vorstand des Betriebsamts Sulingen, und Budde, Vorstand des Betriebsamts Dortmund 2.

Aus dem Reichsbahndienst entlassen: Direktor bei der Reichsbahn Koester, Abteilungsleiter der RBD Frankfurt (Main); die Reichsbahnoberräte Lambert, Vorstand des Betriebsamts Stuttgart 2, und Walz, Vorstand des Betriebsamts Konstanz; die Reichsbahnrate Storr, Vorstand des Betriebsamts Crailsheim, und Biell, Vorstand des Betriebsamts Stargard (Pom.) 1.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat (W.) Damm bei der Regierung in Breslau ist zum Oberregierungs- und -baurat, die Regierungsbauräte (W.) Kuwert bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. und Goede bei der Wasserbaudirektion in Münster i. W. sind zu Regierungs- und -bauräten ernannt worden. Die Regierungsbaumeister (W.) Schuster beim Kulturbauamt in Düsseldorf, Tockus beim Kulturbauamt in Aurich und Herbst beim Kulturbauamt in Osnabrück sind zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden.

Versetzt worden sind: der Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Petzel von Harburg-Wilhelmsburg an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, der Regierungsbaurat (W.) Herbert Witte vom Wasserbauamt in Magdeburg an das in Brier, der Regierungsbaurat (W.) Früh (beurlaubt) von Berlin an das Wasserbauamt in Rathenow. In den dauernden Ruhestand sind versetzt worden: die Strombaudirektoren Dr.-Ing. chr. Zander bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg und Fabian bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau, der Oberregierungs- und -baurat i. e. R. Wichmann in Potsdam, der Regierungs- und Baurat i. e. R. Lekve in Hildesheim, der Regierungs- und Baurat Holtvogt bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau.

Auf Grund des Gesetzes zur Wiederherstellung des Berufsbeamten-tums vom 7. April 1933 ist aus dem Staatsdienste entlassen worden: der Regierungs- und Baurat (W.) Fechner beim Polizeipräsidium (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen) in Berlin, in den Ruhestand versetzt worden: der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Freund beim Wasserbauamt in Breslau.

INHALT: Baustoffversuche für den Umbau des Weserwehres bei Dörverden. — Montage einer stählernen englischen Eisenbahnbrücke ohne Gerüst über eine stark belebte Straße in Magdeburg. — Die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen in Beziehung zu der des Einzelpfahles. — Vermischtes: Baudirektor Dr.-Ing. chr. Heibing f. — 22. Verbandsversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. — Neuer, vielseitig verwendbarer Löffelbagger. — Tunnel für Wagen- und Fußgängerverkehr bei Antwerpen unterhalb des Flußbettes der Scheide. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.