

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 25. August 1939

Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuzeitliche Bauweise von Erdstaudämmen in den VStA und ihre Anwendungsmöglichkeit in Deutschland.

Von Bauassessor W. H. Rabe, Berlin.

I. Der Stand des Dammbaus in den VStA.

In den VStA wird zur Zeit der Erschließung und dem Ausbau der Wasserwirtschaft große Aufmerksamkeit gewidmet. Die Notwendigkeit dafür trat in erster Linie im „trockenen Westen“ auf; hier ist die Erhaltung und Aufspeicherung des Wassers die erste Voraussetzung für die Entwicklung der weiten Gebiete. In den Rahmen der Wasserwirtschaft fallen in erster Linie alle Anlagen für die Wasserversorgung, die Aufspeicherung und Erhaltung von Wasser (water conservation), den Bau von Bewässerungsanlagen, den Hochwasserschutz und die Wasserkraftanlagen; dazu kommen in neuerer Zeit die Aufgaben für die Boden-erhaltung (soil conservation). Dieselbe Anlage mag mehreren Zwecken dienen. Die vielseitigen Aufgaben beeinflussen die Lage der Stau-becken und der Sperren in hohem Maße. Es war selbstverständlich, daß die von der Natur für Talsperren geschaffenen guten Lagen zunächst ausgebaut wurden. Diese be-fanden sich im Hoch-gebirge, wo guter Fels anstand. Rücksichten auf den Betrieb und auf die Verkürzung der Zuleitungen machen es vielfach wünschenswert, die Spei-cherbecken näher an die Mittelpunkte des Gebrauchs heranzuschleppen. Der Hauptbedarf von Wasser tritt in den Talniederungen auf; der gegebene Platz für die Sperre ist somit der Punkt, wo der Fluß-lauf von den Vorbergen in die Talebene abfällt. Auch in den Fällen, wo ein Stau-becken im Hochgebirge vorhanden ist, besteht oft die Notwendigkeit zur Anlage von Verteilungs-becken in der Nähe der Ortschaften.

In diesen Lagen ist vielfach genügender Beckenraum vorhanden; jedoch schalten die Untergrundverhältnisse sowie die große Breite der Täler zumeist die Errichtung von Schwergewichtsmauern oder Bogen-sperren aus.

In Frage kommen somit hauptsächlich Sperren in aufgelöster Pfeilerbauweise (Bogen oder Platten), Erdstau- oder Steinschüttdämme.

Die neuere Entwicklung in den VStA ist in erster Linie zugunsten des Erdstaudammes ausgefallen; als Beweis hierfür mag die folgende Auf-stellung über die nach dem Jahre 1931 vom U. S. Reclamation Service erstellten oder im Bau befindlichen Sperren und die dabei angewendeten Dammbauarten dienen¹⁾.

¹⁾ Dams and Control Works. U. S. Reclamation Service 1938, S. 258 bis 261.

Aufstellung 1.

Lfd. Nr.	Sperre oder Damm	Anzahl der Bauwerke	Angaben über die Höhen der Bauwerke in m
1	Schwergewichtsmauern (z. T. mit Bogenwirkung)	5	Die höchsten Bauwerke
2	Bogensperren	3	50, 87, 93 m
3	Gewölbereihensperre	1	87 m
4	Plattenreihensperren	2	21, 14 m
5	Steinschüttdamm	—	—
6	Erdstaudämme	19	11 von 10 bis 30 m 6 von 30 bis 60 m 2 über 60 m

Auch bei Sperren, die von den einzelnen Staaten oder sonstigen Kreisen in den letzten Jahren gebaut worden sind, läßt sich eine ähnlich vorherrschende Stellung des Erdstaudammes bei Bauwerken niedriger und mittlerer Höhe erkennen. Die maßgeblichen Gründe dafür sind folgende:

1. die neueren Erkenntnisse in der Bodenmechanik und über die Wasserbewegung im Dammkörper und im Untergrunde;
2. der günstige Umstand, daß die für die Ausführung benötigten Dammsstoffe meistens in erreichbarer Nähe der Baustelle vorhanden sind;
3. die Entwicklung zweckmäßiger Dammbauweisen und Schaffung leistungsfähiger und geeigneter Großgeräte für den Einbau und die Verdichtung der Massen und ferner die bessere Bauüberwachung und
4. Fortschritte bei der Gründung der Bauwerke.

Dazu kommen noch die besonderen Vorzüge der Erd- und Steinschüttdämme in ihrem Verhalten bei Erdbeben. Diese Gesichtspunkte sollen in einem besonderen Aufsatz behandelt werden.

II. Form und Aufbau des Dammkörpers.

Abb. 1 u. 1a lassen die in den VStA herausgebildeten Querschnittformen und die Abstufung der Dammsstoffe erkennen²⁾. Die beiden Darstellungen unterscheiden sich im wesentlichen in den Untergrundbedingungen. Abb. 1 zeigt eine Sperre, wo der Fels ziemlich flach ansteht; im zweiten Falle (Abb. 1a) ist der Fels von einer stärkeren Deckschicht

überlagert. Die wesentliche Abweichung dieser Querschnitte gegenüber früheren Ausführungsweisen ist der Wegfall des Kerns; aus den weiteren Darlegungen wird hervorgehen, daß dadurch eine wesentliche Vereinfachung der Bauweise eingetreten ist. Die in den Abbildungen gekennzeichneten Herdmauern haben den Zweck, den aufgehenden Dammkörper wasserdicht an den Fels anzuschließen; sie dienen sozusagen als durchgehende Schweißnähte. Sie greifen etwa 0,6 bis 1 m in den Fels ein; ihre gesamte Höhe beträgt 2 bis 4 m.

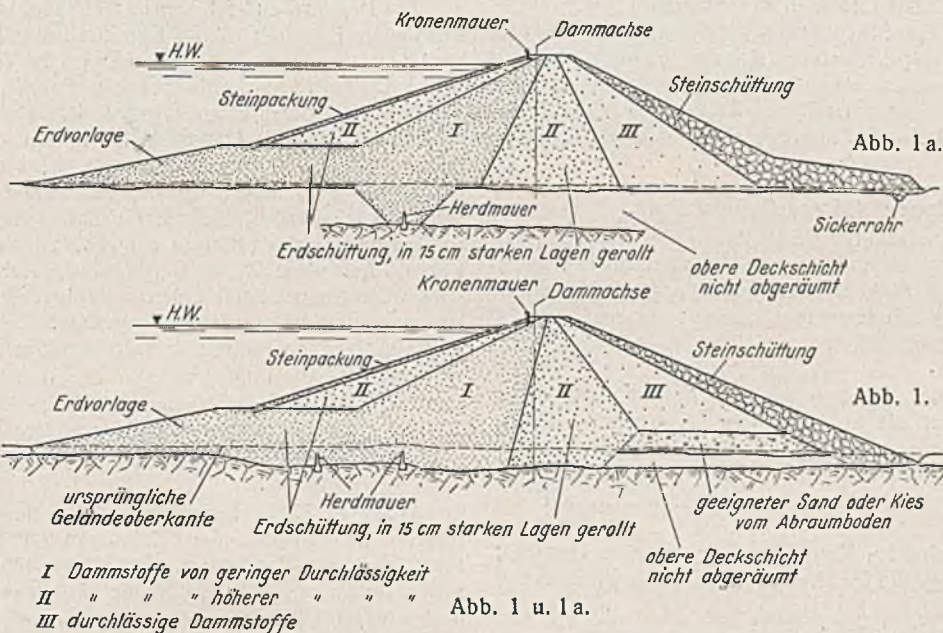
Bei unmittelbarem Anschluß des Dammkörpers an den Fels (Abb. 1) schwankt ihre Anzahl zwischen einer bis drei Mauern, je nach der Druckhöhe und Bodenart.

Zur Sicherung gegen Unterspülung unter der Dammsohle ist die Deckschicht auf der Wasserseite etwa auf $\frac{3}{4}$ der gesamten Sohlenbreite abzuräumen.

Im Falle, daß der Fels in größerer Tiefe ansteht, wird ein offener Sohlengraben angeordnet (Abb. 1a). Er wird in gleicher Weise durch eine Herdmauer an die Felsschicht angeschlossen; bei sehr großer Tiefe der Alluvialdeckschicht wird ebenfalls ein Sohlengraben angewendet; seine Breite und Tiefe ist je nach der Druckhöhe und der Durchlässigkeit der darunterliegenden Schichten zu bemessen. Die verschiedenen Formen der Gründung werden in einem besonderen Abschnitt behandelt.

Die Dammsstoffe werden nach folgenden Gruppen abgestuft: Gruppe 1 stellt den undurchlässigen Teil des Dammes dar. Demgemäß ist das Verhältnis von feinen zu groben Teilen am höchsten;

²⁾ Entnommen und umgezeichnet von Dam and Control Works. U. S. Reclamation Service 1938, S. 254.



- Gruppe 2 weist einen etwas höheren Grad von Durchlässigkeit auf; demgemäß steigt der Gehalt an gröberen Teilen;
- Gruppe 3 enthält durchlässige Dammstoffe, in der Hauptsache Sand, Kies oder Schotter, mit nur einem geringen Anteil an Feinstoffen.

Die Trennlinie zwischen den einzelnen Gruppen ist beim Einbau nicht so scharf ausgeprägt wie in den Abbildungen; für den allmählichen Übergang von einer Gruppe zur anderen wird beim Einbau Sorge getragen.

III. Verschiedene Belastungsweisen des Dammkörpers.

Maßgebend für die wasser- und luftseitigen Böschungsneigungen sind in erster Linie die Beschaffenheit und die Eignung der Dammstoffe mit Rücksicht auf die verschiedenen während des späteren Betriebes vorkommenden Belastungsfälle. Die Stauhöhe in dem Becken kann naturgemäß von Null bis auf den höchsten Wasserstand anwachsen; sie mag sich lange Zeit auf dieser Höhe halten und wird während des späteren Betriebes zwischen diesen zwei Hauptlagen spielen. Der zeitliche Verlauf dieser Spiegelschwankungen ist für jedes Staubecken verschieden. Je plötzlicher die Stauhöhe anwächst bzw. abfällt, um so mehr sind die Einwirkungen auf die inneren Druck- und Strömungsverhältnisse im Dammkörper zu untersuchen.

Es ist zu erwarten, daß diese Schwankungen um so beschleunigter eintreten:

1. je trockener das Klima ist;
2. je kleiner der Beckeninhalte im Verhältnis zum Umsatz ist und
3. je unregelmäßiger die Wasserabgabe im weiteren Betrieb vor sich geht.

Die größten Tagesschwankungen werden bei kleineren Verteilungsbecken eintreten; aber auch größere Staubecken für Bewässerungsgebiete weisen zur Zeit der Hauptanspruchnahme ein starkes Abfallen des Wasserspiegels auf. In hochtrockenen Gegenden kann es vorkommen, daß das Becken im Laufe mehrerer trockener Jahre leerläuft und in kurzer Zeit durch eine Reihe heftiger Sturzregen bis zur vollen Wasserhöhe aufgefüllt wird.

IV. Die verschiedenen Untersuchungsweisen.

Die Untersuchung des Druckgefälles geschieht in den VStA im allgemeinen nach denselben Gesichtspunkten wie in Deutschland; nach Vorlage der Prüfungsergebnisse der Bodenproben kann die Durchströmungslinie mit angemessener Genauigkeit festgelegt werden; zur Nachprüfung wird das elektrische Vergleichsverfahren³⁾ und die Modellnachprüfung angewendet.

Auch die Untersuchung der Bodenproben im Erdbaulaboratorium stützt sich im wesentlichen auf die in Deutschland üblichen Verfahren. Der U. S. Reclamation Service hat sich in Denver, Colorado, ein Erdbaulaboratorium für die Prüfung der Dammstoffe seiner gesamten Bauten eingerichtet. Die regelmäßigen Untersuchungen richten sich auf die folgenden Punkte:

1. physikalische Eigenschaften, Kornaufbau, spezifisches Gewicht;
2. Widerstandsfähigkeit gegen Druck- und Scherkräfte, Verlagerung und Eindringung;
3. Kapillarität und Durchlässigkeit;
4. Verdichtung und Setzen unter verschiedenem Druck und bei Änderung des Wassergehalts; Feststellung des Schwindens und Schwellens;
5. Ermittlung der löslichen Teile und besonderer chemischer Einflüsse.

In Anbetracht der großen Bedeutung der Scherfestigkeit bei Erdstaudämmen wurde neuerdings eine Prüfmaschine für Probekörper von 0,30 × 0,30 m Grundfläche und 15 t Leistung (für Abscheren wie für Druck) aufgestellt.

Der günstigste Wassergehalt für die einzelnen Bodenproben für verschiedene Verdichtungsgrade wird nach dem bekannten Proctorschen⁴⁾ Verfahren ermittelt. Hand in Hand damit läuft die Ermittlung des Widerstandes gegen Eindringen der Prüfnadel. Über die Ergänzung der Feldproben bei der Bauausführung wird in einem weiteren Abschnitt eingegangen.

Neben der üblichen Durchlässigkeitsprüfung werden Versuche über die Fortschrittsgeschwindigkeit beim Anwachsen oder Abfallen des Druckgefälles gemacht. An einem Ende eines Prüfkörpers wird eine Druckzelle eingebaut; darauf wird dieses Ende wasserdicht verschlossen. Am anderen Ende des Prüfkörpers wird allmählich Druck bis zur gewünschten Höhe aufgeladen; gleichzeitig wird das Anwachsen des Druckes in der

³⁾ J. Vredenburg u. O. Stevens, Elektrodynamische Untersuchung von Potentialströmungen in Flüssigkeiten, insbesondere angewendet auf ebene Grundwasserströmungen. 1. Intern. Talsperrenkongreß von Stockholm 1933.

⁴⁾ R. R. Proctor, The Design and Construction of Rolled Earth Dams. Eng. News-Rec. 1933, 31. Aug., 7., 21., 28. Sept.

Zelle durch Selbstschreiber verfolgt. Dann wird ein starker Druckabfall erzeugt, wobei gleichzeitig das Verhalten der Druckzelle verfolgt wird. Aus diesen Versuchen glaubt man Schlüsse auf das hydraulische und elastische Verhalten von Dammstoffen bei Auftreten starker Spiegelschwankungen in Staudämmen herleiten zu können.

Andere Versuche richten sich auf die Ermittlung der besonderen Druckverhältnisse im Dreistoffsystem: Feststoff — Wasser — Luft unter verschiedenen Kräftespielen, wie Druck-, Stoß- oder Schwingkräften.

Es ist ersichtlich, daß das Einkapseln von Luft im Dammkörper von wesentlichem Einfluß auf die im Innern auftretenden Spannungen nach späterem Füllen des Dammes sein wird. Andererseits wird der Gehalt an eingeschlossener Luft gemäß dem Vorgang der Bauweise: Rollen, Stampfen, Kneten, Erschüttern und sonstigen Umständen, wie Dichte der Dammschüttung und Wassergehalt, in weiten Grenzen schwanken. Zwecks Feststellung dieser Einflüsse wird eine Druckzelle in der Mitte eines Probestückes eingebaut; ihr Verhalten bei den verschiedenen Kräftespielen und Belastungsformen wird beobachtet. Es ist ersichtlich, daß bei der Verdichtung einer betreffenden Bodenart je nach dem angewandten Verfahren unnötige Energie aufgewendet werden kann⁵⁾. Bei den Versuchen wird der besondere Vorgang der Kräftewirkung: Rollen, Stampfen, Kneten oder Erschüttern sorgfältig nachgeahmt. Es ist zu erwarten, daß diese Untersuchungen Licht auf die im Innern der Probekörper bei den verschiedenen Belastungsformen eintretenden Spannungen werfen; sie mögen zur Ausbildung zweckmäßigerer Verdichtungsweisen führen.

Zur weiteren Prüfung und besseren Erkenntnis des Kräftespiels der Spannungsverhältnisse, die im Innern eines Erdammes auftreten, werden neuerdings in allen neueren vom U. S. Reclamation Service aufgeführten Erdstaudämmen Druckzellen mit Fernschreiber eingebaut.

Die Druckzellen bestehen aus kleinen, luft- und wasserdichten Dosen; sie stehen je durch dünne Kupferrohre mit einem gemeinsamen Überwachungsschrank auf der Dammkrone in Verbindung. Der Wärter kann den an jeder Einbaustelle herrschenden Wasserdruck jederzeit während des Betriebes durch Einpressen von Druckluft aus einem Sammelbehälter prüfen. Sowie der Luftdruck im Innern der Dose auf die Höhe der äußeren Spannung angewachsen ist, wird ein Stromkreis unterbrochen; ein Zeiger gibt selbsttätig die gemessene Druckhöhe an. Die Dosen werden nach Fertigstellung der Erdarbeiten im Innern des Dammkörpers an den gewünschten Stellen eingebaut; für die Absenkung dienen 15-cm-Rohre. Auf diese Weise werden feste Belege über das Kräftespiel im Innern des Dammes unter den verschiedenen, während des Betriebes vorkommenden Belastungsfällen geschaffen. Zur Verfügung stehen schließlich drei verschiedene Formen von Unterlagen:

1. die Voruntersuchungen der Baustoffe im Erdbaulaboratorium;
2. die stetige Überwachung beim Einbau auf der Baustelle und die gleichzeitigen Bodenprüfungen im Laboratorium;
3. die Schlußbeobachtungen im fertigen Bauwerk während des Betriebes.

Hand in Hand laufen sorgfältige Beobachtungen über das Setzen und die waagerechten Verschiebungen von eingebauten Festpunkten nach Inbetriebnahme der Sperre. Ein Vergleich lehrt, daß diese einseitliche Prüfweise im wesentlichen den bei Betonsperren durchgeführten Verfahren nachgebildet ist. Es ist zu erwarten, daß im Laufe der Zeit wertvolle Erkenntnisse über den Verlauf der inneren Spannungen in Erdstaudämmen gewonnen werden; diese können beim Entwurf später geplanter Sperren große Dienste leisten.

V. Die Auswahl der Dammbaustoffe.

Die Bestimmung der Entnahmestellen der Einbaustoffe ist von maßgeblichem Einfluß auf die Querschnittform und die weitere Bauausführung. Zunächst ist festzustellen, ob und inwieweit die abzuräumende Deckschicht wieder verwendet werden kann. Zweckmäßig werden die geologischen Aufschlüsse in der Bausohle der Sperre gleichzeitig für die Gewinnung ungestörter Bodenproben benutzt. Für diesen Zweck werden offene Schachtabteufungen Bohrungen vorgezogen. Die geographische Lage des Dammbaues, ob in feuchtem oder trockenem Klima, und die besondere Form der Ablagerung der Massen im Talgebiet spielen eine wesentliche Rolle.

Feuchtböden sind reicher an Humus; sie mögen einen verhältnismäßig hohen Säuregehalt aufweisen, während bei Trockenböden ein zu hoher Gehalt von löslichen Salzen nachteilig wirken kann. Die Lagerung der Geschiebe ist in Trockengebieten häufig sehr unregelmäßig.

Die Aufschlüsse müssen den Wechsel der Schichten und das Korngefüge mit genügender Sicherheit feststellen. Sie bieten die Unterlagen zur Ermittlung der für den späteren Einbau verwendbaren Massen. Ein an sich ungeeigneter Boden kann vielleicht durch Zusatz anderer Stoffe mit Erfolg verwendet werden, vorausgesetzt, daß sich dies bei

⁵⁾ Auf die Bedeutung dieser Gesichtspunkte hat bereits Keil in seinen Veröffentlichungen „Der Dammbau neuzeitlicher Verkehrsstraßen 1938“ hingewiesen.

der Bauausführung ohne besondere Umstände durchführen läßt. Da drei verschiedene Bodengruppen eingebaut werden, liegen mehrere Verwendungsmöglichkeiten vor.

Wichtig ist ferner die Feststellung des Wassergehalts in dem ungestörten Boden. In Trockengebieten ist dieser Wassergehalt zumeist niedriger, als er für die Baustoffe beim Einbau erforderlich ist. Es hat sich in den VStA als zweckmäßig herausgestellt, die nötige Erhöhung des Wassergehalts nicht beim Einbau vorzunehmen, sondern den ungestörten Braumboden zu durchfeuchten. Zur Erzielung der erforderlichen Gleichmäßigkeit wird künstliche Beregnung mit Erfolg angewendet; die Durchführung kann je nach der Bodenart und der Höhe des Abraums wenige Tage bis zu mehreren Wochen in Anspruch nehmen. Abb. 2 zeigt den Vorgang bei der Durchfeuchtung der Entnahmemassen bei der Bouquet Canyon-Sperre. Wie aus dem Bilde ersichtlich, ist eine ebene Bodengestaltung erwünscht.

In feuchten Gebieten mag der gegensätzliche Vorgang erforderlich werden; es kann notwendig sein, zu hohen Wassergehalt der Entnahmestelle künstlich durch Ableitung herabzusetzen.

Staubecken, die in erster Linie dem Hochwasserschutz dienen, können, insbesondere in Trockengebieten, für lange Zeit wenig oder kein Wasser enthalten und dann plötzlich aufgefüllt werden. Diese Inanspruchnahme begünstigt das Auftreten von Schwindrissen in dem Dammkörper; für geringes Schwindmaß der eingebauten Massen ist demgemäß Sorge zu tragen.

Während bei diesen Staudämmen die auftretenden Sickerverluste vom wirtschaftlichen Gesichtspunkte aus im allgemeinen keine Rolle spielen, fällt dieser Gesichtspunkt bei Anlagen für Wasserversorgungszwecke mehr ins Gewicht. Demgemäß steigen die Ansprüche auf Dichtigkeit der Sperren — sonstige bautechnische Rücksichten ausgeschaltet — nach der Bewertung des Wassers; sie sind in Trockengebieten am höchsten.

Die Frage der besonderen Eigenschaften von Böden hinsichtlich ihrer Eignung zur Herstellung von Staudämmen wurden bereits auf dem 1. Internationalen Talsperrenkongreß in Stockholm (1933) eingehend behandelt⁹⁾.

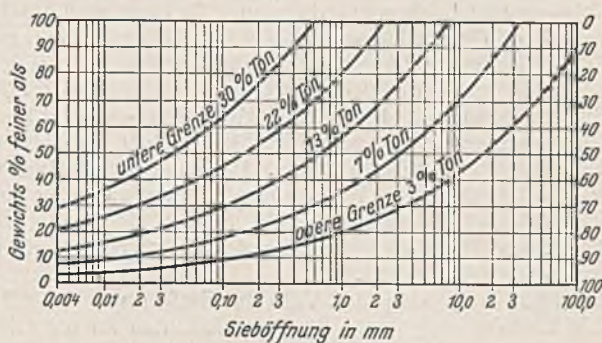


Abb. 3.

Es lag nahe, Sieblinien für den Aufbau der Stoffe aufzustellen in ähnlicher Weise, wie dies für den Kornaufbau der Mischstoffe von Beton und im Straßenbau durchgeführt wird⁷⁾. Charles H. Lee hat die Verwendung von Sieblinien neuerdings vorgeschlagen⁸⁾. Abb. 3 zeigt die Leeschen Sieblinien. In der Aussprache traten verschiedene Meinungen über die Zweckdienlichkeit der Siebproben auf. Dies ist ganz naturgemäß in Anbetracht der unendlichen Verschiedenheit der Bodenarten auf der Erde und den mit diesen gemachten Erfahrungen. Gemäß dem Meinungsaustausch gibt die mechanische Siebprobe einen schnellen Anhalt für die Eignung der Stoffe; das schließt jedoch nicht aus, daß in besonderen Fällen Stoffe, die diesem Aufbau nicht voll entsprechen, auch geeignet

sind. Entscheidend ist in allen Fällen auch für die Böden, die in den Bereich der Sieblinien fallen, der Ausfall der im Vorgang beschriebenen Bodenprüfungen.

C. H. Hogentogler⁹⁾ bezeichnet die notwendigen Eigenschaften von Einbaustoffen für Staudämme wie folgt:

- ein ausreichender Gehalt an körnigen Bestandteilen zur Erzielung hoher Standfestigkeit;
- ein genügender Tongehalt, um die Einbaustoffe zu einer wasserdichten Masse zu binden, und
- Beschränkung des Gehalts an Feinteilen zur Vermeidung schädlichen Kapillaranstiegs des Wassers.

Er empfiehlt, den Wassergehalt ein wenig über der Schrumpfgrenze zu halten, um damit kleinen Verlusten beim Einbau durch Verdunstung Rechnung zu tragen.

Eine Verdichtung über eine gewisse Grenze ist unzweckmäßig; diese Grenze ergibt sich aus den angestellten Bodenprüfungen.

Von wesentlichem Einfluß auf die Wahl der Einbaustoffe sind auch bautechnische Rücksichten; sie werden im weiteren Verlauf behandelt.

VI. Einzelheiten des Entwurfs.

Die Kronenbreite der Staudämme schwankt je nach ihrer Höhe zwischen 6 bis 12 m. Die Freibordhöhe wird reichlich bemessen; in Anbetracht des Auflaufens der Wellen an der wasserseitigen flachen

Böschung ist die aus der bekannten Stevensonschen¹⁰⁾ Formel errechnete größte Wellenhöhe reichlicher zu bemessen. Die Höhe der Kronenmauer ist etwa 0,75 bis 1 m.

Die Böschungsneigungen schwanken in weiten Grenzen, je nach den zur Verfügung stehenden Einbaustoffen. Maßgebend für die wasserseitige Böschung ist der Scherwiderstand der Böden und der Geschwindigkeitsgrad der Wasserspiegelsenkung während des späteren Betriebes des Beckens. Je feiner die Einbaustoffe der Gruppe 2 an der wasserseitigen Böschung sind, desto mehr sind die Feinteile bei plötzlichem Abfallen des Wassers der Gefahr ausgesetzt, ausgewaschen zu werden; ein Umstand, der den inneren Zustand des Damms gefährden kann. Wenn zugänglich, sind für diese Zone gröbere Stoffe zu wählen. In den meisten Sperren schwankt die Neigung zwischen 2 $\frac{1}{2}$:1 bis 4:1; sie mag jedoch in ungünstigen Fällen bis zu 8:1 fallen.

Die luftseitige Böschung ist im wesentlichen durch die Rücksicht auf die Standsicherheit des Damms und die Durchströmungslinie festgelegt. Die luftseitigen Neigungen schwanken nicht in so weiten Grenzen. Die Dammmassen von Zone 3 erhalten zumeist eine Neigung von 1 $\frac{1}{2}$:1 und die Steinschüttung 2:1 bis 2 $\frac{1}{2}$:1; letztere wird vielfach am Fuß ganz abgeflacht, um die Strömungslinie vollkommen innerhalb des eigentlichen Dammschnitts zu halten (Abb. 1a). Die Sickerrohre sind nahe dem unteren Dammsfuß einzubauen.

Zum Schutze des eigentlichen Dammkörpers gegen die Angriffe der Wellen an der Wasserseite dient die Verkleidung mit Steinblöcken von 0,60 bis 0,90 m Dicke. Eine Eisenbetondecke stellt sich in den meisten Fällen teurer. Ihre Dicke beträgt je nach der Dammhöhe 0,15 bis 0,20 m, die Eisenbewehrung wird in den VStA zumindest zu 0,3% des Betonquerschnitts nach jeder Richtung hin gewählt. In der Karamount Creek-Sperre wurde eine wasserdichte Bekleidung von geschweißten Stahlplatten angeordnet¹¹⁾.

Zur Herabsetzung der Durchsickerung an der Dammsohle wird im Bedarfsfalle die Sickerwegstrecke durch eine breite Vorlage der undurchlässigen Schicht weit vorgeschoben (Abb. 1 u. 1a).

VII. Die Bauweise.

Die Herstellung der Erdstaudämme fällt im wesentlichen in den Rahmen der Erdarbeiten. Die Erzielung größtmöglicher Dichte im Dammkörper ist gleichfalls die leitende Richtlinie bei der Herstellung von Dammbauten für neuzeitliche Straßenbauten.

⁹⁾ C. H. Hogentogler, Soil Technology in Earth Dam Construction as employed in Back Creek Dam. Public Works, June 1935.

¹⁰⁾ $h = 2,5 + 1,5\sqrt[3]{d} - \sqrt[3]{d}$, worin h = Wellenhöhe von Berg zu Tal in Fuß, d = die dem Winde ausgesetzte Länge des Beckens in engl. Meilen.

¹¹⁾ Eng. News-Rec. 1936.

⁷⁾ Vol. III, Frage 2a, S. 1 bis 332.

⁸⁾ E. W. Lane, Materials in Existing Earth. Eng. News-Rec. 1929.

⁹⁾ Charles H. Lee, Selection of Materials for Rolled Earth Dams. Proceedings Am. Soc. Civ. Eng. 1936 u. 1937.

Bei der Herstellung von Erdstaudämmen sind folgende Punkte in erster Linie zu beachten:

- a) die Auswahl der geeigneten Dammstoffe für die Erzielung ausreichender Standfestigkeit und Undurchlässigkeit und
- b) die für diese Zwecke dienliche Einbauweise.

Es hat sich in den VStA herausgestellt, daß die zur Ausführung großer Erdbauten eingeführten Geräte diesen Bedingungen im allgemeinen gut entsprechen und mit Erfolg verwendet werden können.

Eine besondere Erscheinung beim Bau von Erdstaudämmen in der neueren Zeit ist das stetige Anwachsen der eingebauten Massen. Im letzten Jahre ist der Kajalco-Staudamm in Südkalifornien mit insgesamt 5 700 000 m³ dem Betrieb übergeben, und neuerdings ist der Bau der Hansen-Sperre mit etwa 10 000 000 m³ Damminhalt, gleichfalls in Südkalifornien, in Auftrag gegeben. Ein ähnliches Anwachsen der Massenbewegung ist beim Bau neuzeitlicher Straßenbauten zu beobachten.

Kurze Bauzeit ist der maßgebende Gesichtspunkt für alle Dammbauten; er hat eine besondere Bedeutung bei Erdstaudämmen. Hiermit begründet sich einerseits die stete Hinaufschraubung der Leistungsfähigkeit der Geräte, andererseits tritt das Bestreben hervor, ihre Umlaufgeschwindigkeit möglichst zu steigern.



Abb 4.

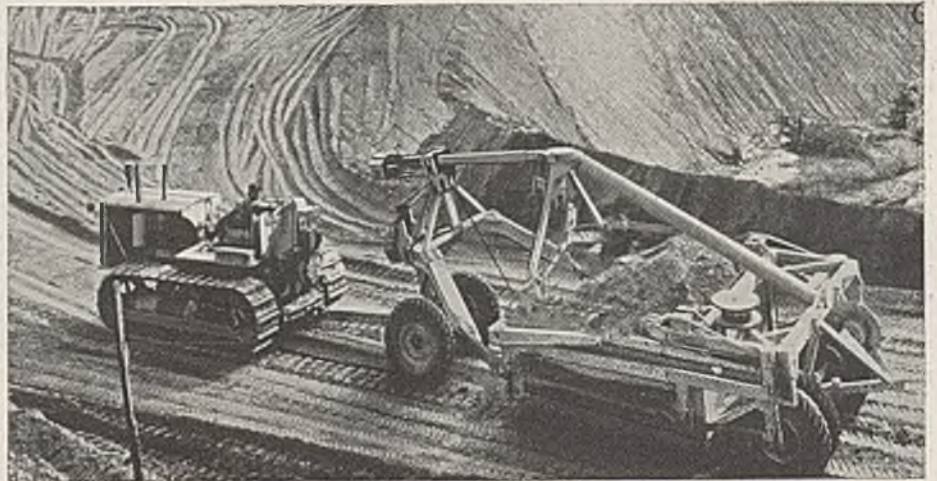


Abb. 5.

Der Baubetrieb mit starrer Förderweise (Gleise mit Kippwagen) hat in den VStA seit dem Weltkriege dem Lastkraftwagen mit Selbstkipper Platz gemacht; dazu kommen in neuerer Zeit die beweglichen Abraum-, Verschiebe- und Einbaugeräte. Der gesamte Betrieb ist vollkommen mechanisiert; Zeitverluste und tote Punkte sind soweit als möglich ausgeschaltet; die einzelnen Geräte arbeiten wie am laufenden Bande.

Die besondere Form der Arbeitsgeräte und ihrer Arbeitsweise ist so ausgebildet, daß sie für viele Zweige von Bauarbeiten, wie Straßen, Eisenbahnen, Staudämme, Kanäle und Deiche, eingesetzt werden können. Diese Vielseitigkeit der Verwendung sichert dem Unternehmer eine weitgehende Ausnutzung der Geräte. Bemerkenswert soll noch werden, daß sich der Dieselmotor in den VStA bei Baugeräten das Feld erobert hat.

Am Schluß des Aufsatzes sind einige Angaben über mittlere Einheitspreise beim Bau von Erdstaudämmen gemacht; sie erscheinen im allgemeinen nicht zu hoch.

Nachfolgend werden die verschiedenen gebräuchlichen Geräte und ihre Verwendungsweise besprochen.

a) Die Verschieberaupe (bulldozer).

Die Verschieberaupe hat den Vorzug vielseitiger Verwendung und Beweglichkeit; aus diesem Grunde ist sie fast auf jeder Großbaustelle

anzutreffen. Sie ist ausgezeichnet für die Vorbereitung der Arbeitsstellen zum Einsatz der Großgeräte, für den Verschub von Böden auf kürzere Entfernungen und in steilen Neigungen sowie für die Ausarbeitung von Zwickeln und engen Stellen, wo Großgeräte nicht mit Vorteil eingesetzt werden können. Die Verschiebegeschwindigkeit ist der Bodenart und der Gefälleneigung anzupassen. Bei zu hoher Geschwindigkeit türmt sich die Erde vor der Schneidfläche auf und stürzt über.

Die Verschieberaupe eignet sich recht gut zum Einebnen und Abstreichen der von Selbstkippern auf dem Damm in Haufen abgelagerten Massen. Zum Einebnen wird neben der Verschieberaupe auch der gewöhnliche Bodenhobel (blade grader) mit Erfolg eingesetzt.

Festgelagerte oder stark verfestigte Bodenarten werden zweckmäßig erst mit dem Aufreißer (scarifier) gelockert. Abb. 4 zeigt eine Verschieberaupe bei der Arbeit.

b) Der Schürfwagenzug (carry-all scraper).

Der Schürfwagen schürft den Boden, befördert ihn in dem Kastenraum und setzt ihn an der gewünschten Stelle ab. Die Höchstleistung

des Motors tritt im Augenblick des Schürfens auf; während der Beförderung ist seine Inanspruchnahme erheblich geringer; dieser Umstand hat dazu geführt, bei Arbeiten, wo mehrere Schürfwagen zusammenarbeiten, einen weiteren Traktor als Druckmaschine beim Schürfen einzusetzen.

Abb. 5 zeigt den Schürfwagen mit Vollast auf dem Wege zur Einbaustelle. Wie ersichtlich, läuft der Wagen auf Gummireifen, der Schlepper jedoch auf Raupen. Besonders hohe Fördergeschwindigkeiten lassen sich beim Schürfwagenbetrieb nicht erreichen. Geschwindigkeiten von 8 bis 10 km/h als mittlere Leistung für Hin- und Rückweg sind als hoch zu bezeichnen, 6 bis 7 km/h können als mittlere Leistungen angenommen werden. Die Ladezeit während des Schürfvorganges schwankt gemäß dem Kasteninhalt und der Bodenart; sie kann etwa zu 20 bis 30 sek für kleinere Schürfwagen von 4 bis 6 m³ Inhalt und etwa zu 1 min und darüber für Großraumwagen von 15 bis 20 m³ Inhalt angesetzt werden. Die Entleerungszeit ist erheblich kürzer. Die zweckmäßige Beförderungsweite für das Einsetzen des Geräts hängt naturgemäß von einer Reihe von Umständen ab, wie Rauminhalt des Wagens, Geländeneigung, Witterung und Bodenart usw. Die Ladeausnutzung des Geräts beträgt etwa 75 bis 80% des gewachsenen Bodens.

Schürfwagen werden in den VStA in Größen von 3 bis 24 m³ in einer Reihe von Werken gebaut. Die Bauvorschriften für die Ausführung

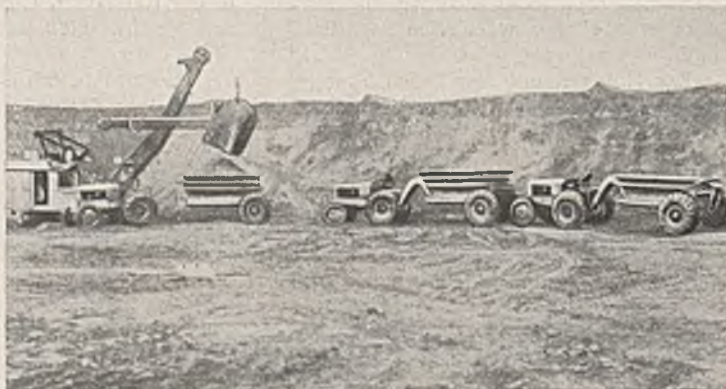


Abb. 6.

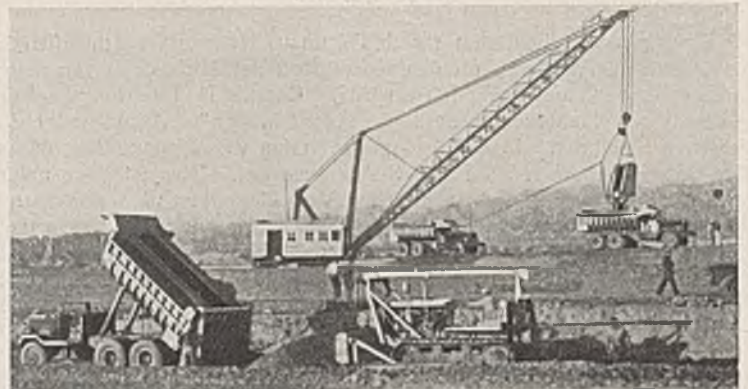


Abb. 7.

der Erdstaudämme sehen, je nach den vorliegenden Boden- und Feuchtigkeitsverhältnissen, zum Teil eine Begrenzung der Höchstlasten der Geräte (etwa 20 bis 25 t Nutzlast) vor; die Unternehmer ziehen bei diesen Arbeiten zumeist Fahrzeuge von mittlerem Fassungsraum vor, um ein zu tiefes Einsinken der Geräte in den frisch geschütteten Boden zu vermeiden.

c) Der Anhänger-Kippwagen und der Lastkraftwagen ohne Anhänger.

Zum Losen und Laden der Massen dient zumeist der Löffelbagger, aber auch der Schleppseilbagger kommt bei geeignetem Boden zur Anwendung. In früherer Zeit waren die Anhänger zumeist mit Raupen ausgestattet, in neuerer Zeit wird Gummibereifung vorgezogen.

Abb. 6 zeigt die Schleppwagen beim Bau der Alova-Sperre. Die Entnahmestelle lag bei diesem Bau in 1,3 bis 1,7 km Entfernung von den Einbaustellen; zur reibungslosen Abwicklung der Arbeiten wurden elf Eilschleppwagen mit 4,5 bis 7 m³ Fassungsraum eingesetzt. Sowohl der Schlepper wie die Anhänger hatten Gummireifen. Die Fahrgeschwindigkeiten schwankten zwischen 8 km/h in der Steigung und 29 km/h in ebenem Gelände. Die erreichte mittlere Nutzgeschwindigkeit, mit Einschluß der Lade- und Kippzeit, betrug rd. 13,7 km; gearbeitet wurde in drei Schichten von je 7 Stunden. Die Leistung für einen Schleppwagen von 6 m³ Inhalt bei 1,3 km Förderweite belief sich täglich auf etwa 720 m³ Boden.

Die Wagenkasten sind fast durchweg geschweißt; die Ausbildung ist zumeist formgerecht. Abb. 7 zeigt eine Reihe der Großgeräte beim Bau der neuen Hansen-Sperre an der Arbeit.

Die Kippwagen sind der bei der Boulder-Sperre verwendeten Bauart von 17 m³ Fassungsraum nachgebildet.

Die Lastwagen werden in den VStA bei Erdarbeiten fast stets ohne Anhänger verwendet; auf besondere Beweglichkeit und Beschleunigung bei allen Arbeitsvorgängen wird großer Wert gelegt; die erreichbaren Nutzgeschwindigkeiten sind etwa 25 bis 35% höher als bei Schlepperbetrieb. Die große Wendigkeit macht den Lastwagen in begrenztem Raum und für Sonderzwecke unentbehrlich; die Bauart ist der harten Beanspruchung im Baubetriebe angepaßt.

d) Der Einfluß geeigneter Entnahmestellen; der Arbeitsplan.

Der Dammbau ist eine Massenarbeit; neben dem Gesichtspunkte der technischen Eignung der Baustoffe sind die Rücksichten auf leichte Lösbarkeit und günstige Lage zur Einbaustelle (kurze Beförderungsstrecke, gute Neigungsverhältnisse) maßgeblich auf die Gestaltung des Baubetriebs und die Gesteigungskosten der eingebauten Massen. Ein weiter Abstand der Entnahmestellen kann den Erdstaudamm gegenüber anderen Bauarten ausschalten. Da die für die Steinschüttung und den Beton benötigten Massen nur einen geringen Anteil der erdigen Stoffe ausmachen, ist für diese ein längerer Beförderungsweg eher zulässig.

Fast auf allen Baustellen sind Verschleberaupen, Löffelbagger und Kippplastwagen für die Erledigung der vielseitigen Bauarbeiten anzutreffen. Inwieweit daneben Schürfwagen und Schleppzüge zweckmäßig eingesetzt werden, hängt von den besonderen baulichen Umständen (Bodenart, Gefällsneigungen, Förderweiten) ab; die zweckdienliche Zusammenstellung wird auf Grund eines Arbeitsplanes ermittelt. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Das Gabelungsbauwerk der Reichsautobahn bei Hattenbach in Kurhessen.

Von Reichsbahnrat Immo Zillinger, Kassel.

(Schluß aus Heft 34.)

Die Lager und Stützen.

Der längste Hauptträger ist von A_0 bis A_{11} 80,26 m lang (Abb. 13). Bei einer Wärmeschwankung von $\pm 35^\circ$ beträgt seine Längenänderung $\pm 33,6$ mm. Von den Endquerträgern ist der längste von A_0 bis B_0 30,02 m lang. Seine Längenänderung ergibt sich zu $\pm 12,6$ mm. An den übrigen Lagerpunkten finden sich ähnliche Maße. Die erhebliche, in Richtung der Endquerträger auftretende Bewegung glaubten wir nicht einfach durch seitliche Spielräume der üblichen Rollenlager aufnehmen zu können; wir hielten es für erforderlich, den verschiedenen Bewegungsrichtungen durch die Ausbildung der Lager genau zu entsprechen.

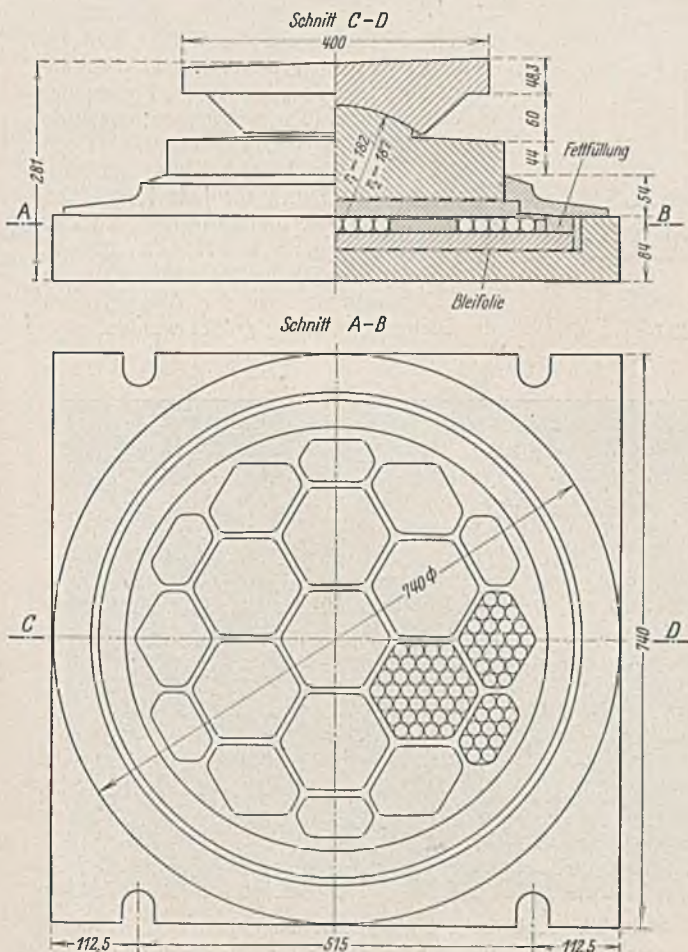


Abb. 17. Allseitig bewegliches Hauptlager.

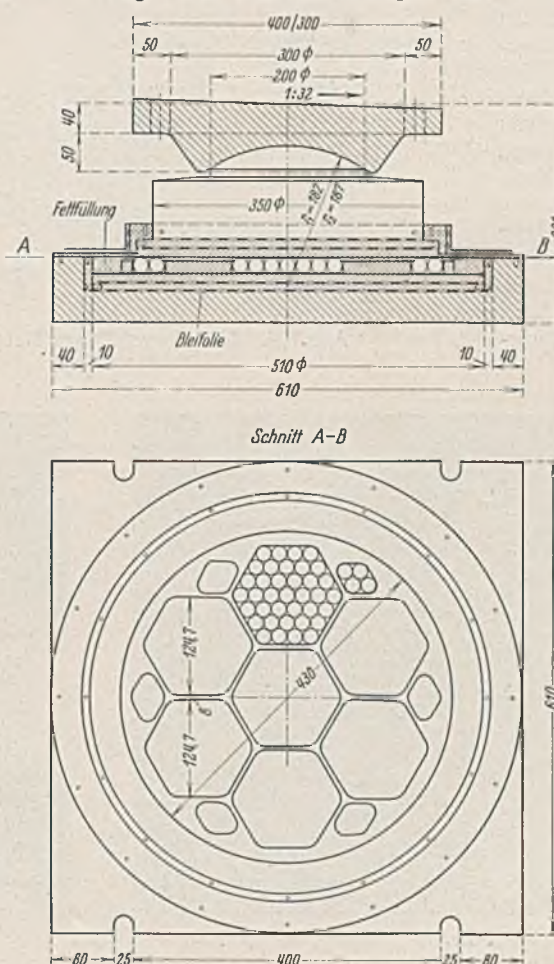


Abb. 18. Allseitig bewegliches Zwischenlager.

Abb. 13 zeigt die Lagerung der Überbauten. Jeder Trog besitzt auf jedem Widerlager zwei Lager für die Hauptträger und ein Zwischenlager zur Unterstützung des langen Endquerträgers. Die Pendelstützen unter den Hauptträgern bei A_1 und B_1 sowie bei C_1 und D_1 sind allseitig beweglich und bleiben hier außer Betracht. Von den vier Hauptlagern jedes Troges ist eins fest (B_0 und D_0), zwei gestatten eine Längsbewegung in der Pfeilrichtung (A_0 und B_{11} sowie C_0 und D_{11}), ein Hauptlager jedes Troges ist nach allen Seiten beweglich (A_{11} und C_{11}). Auch die Zwischenlager für die Endquerträger sind allseitig beweglich. Auf dem Widerlager mit dem festen Lager hätte zwar für das Zwischenlager eine Bewegungsrichtung genügt; wir haben aber durch die allseitige Beweglichkeit erreicht, daß Längskräfte nur durch die Hauptlager A_0 und B_0 oder C_0 und D_0 von den Überbauten auf das Widerlager übertragen werden können, und daß der schwache Endquerträger frei von Beanspruchungen bleibt, die quer zu seiner Längsachse wirken.

Bei der Entscheidung über die Gestaltung der Lager kam die Anordnung von Rollen in zwei Lagen verschiedener Bewegungsrichtungen übereinander nicht in Frage. Solche Lager sind groß und unförmig, sie hätten bei der geringen Höhe unseres Bauwerks häßlich ausgesehen. Wir brauchten möglichst niedrige Lager und wählten eine von Prof.

Dr.-Ing. Schönhöfer (Braunschweig) erdachte und entworfene, neuartige Ausführung¹⁾, die allen Ansprüchen gerecht wurde. Als Bewegungskörper dienen hierbei Stahlkugeln von 20 mm Durchmesser.

¹⁾ Zum Patent angemeldet.

Der Bau der Lager geht aus Abb. 17 bis 22 hervor. Abb. 17 zeigt das allseitig bewegliche Hauptlager, Abb. 18 u. 19 veranschaulichen das allseitig bewegliche Zwischenlager und Abb. 20 u. 21 das längsbewegliche Hauptlager. Abb. 22 gibt das Äußere der fertigen Lager wieder. Bei allen drei Ausführungen werden die Kugeln in Zellenrahmen geführt. Sie liegen zwischen zwei Gleitplatten aus Sonderstahl, die die Aufgabe haben, den Druck gleichmäßig auf die Kugeln zu verteilen. Die Kugeln sind genau kalibriert, sie bestehen aus Sonderstahl, die übrigen Lagerteile aus Stg 52.81 S und aus Stg 38.81 R. Die für die Streckgrenze, für die Festigkeit und für die Dehnung dieser Teile geforderten Werte wurden bei der Lieferung gut erreicht. Die Dehnung betrug bei Stg 52.81 S sogar 24% statt der vorgeschriebenen 16% und bei Stg 38.81 R 30% statt der verlangten 25%. Über der oberen und unter der unteren Gleitplatte befinden sich Bleifolien von 0,5 mm Dicke. Die Rahmen und die Gleitplatten liegen in Kugelfett. Die äußere Grundrißform der allseitig beweglichen Lager ist rund, die der längsbeweglichen rechteckig. Die Bewegungsrichtung dieser Lager wird durch kleine Stahlzylinder gesichert, die zwischen dem Zellenrahmen und der Kastenwand stehen, wie aus Abb. 21 deutlich zu erkennen ist. Alle Lager sind gleich hoch, und zwar nur 281 mm.

Der Auflagerdruck aus Haupt- und Nebenkräften beträgt bei den allseitig beweglichen Hauptauflagern 136,2 t; bei den längsbeweglichen ist der errechnete Druck etwas geringer. Der Einfachheit wegen wurden alle Hauptauflager für 140 t gebaut. Die größte Bewegung infolge von Temperatur ist, wie oben gesagt, $\pm 33,6$ mm. Unter Berücksichtigung der Durchbiegung der Träger wurde als Bewegungsmaß ± 50 mm festgesetzt.

Aus Versuchen, die Prof. Schönhöfer durchführte, ergab sich, daß jede Kugel mit 400 kg belastet wer-

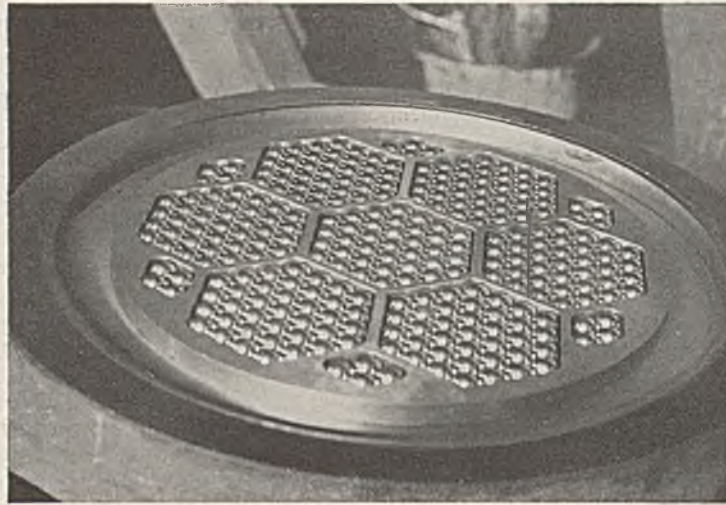


Abb. 19. Allseitig bewegliches Zwischenlager, offen.

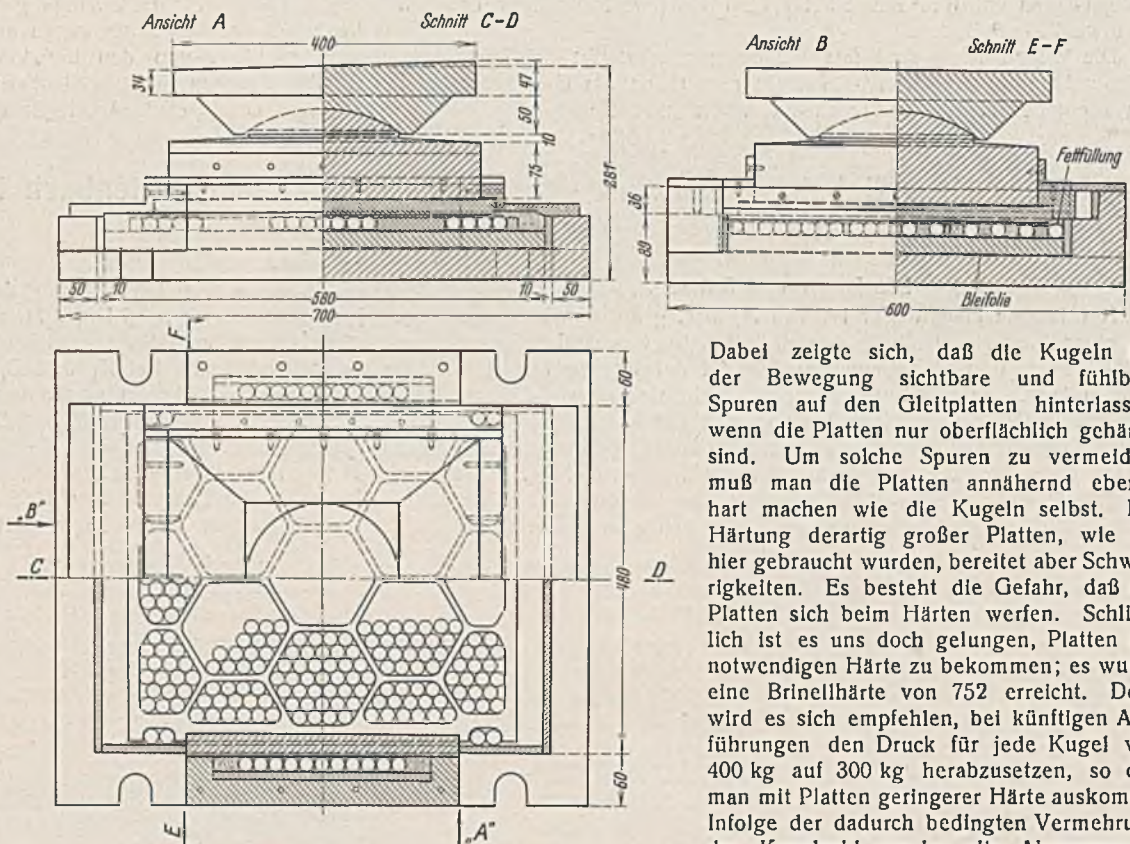


Abb. 20. Längsbewegliches Hauptlager.

den darf. Das allseitig bewegliche Hauptauflager enthält 475 Kugeln, von denen die obere Lagerplatte in jeder Stellung 361 berührt. Das längsbewegliche umfaßt 431 Kugeln, hiervon werden immer 375 Stück belastet. Erforderlich sind in beiden Fällen $\frac{140\,000}{400} = 350$ belastete Kugeln.

Die allseitig beweglichen Zwischenlager sind für den größten vorkommenden Druck von 92 t ausgebildet. Der Rahmen enthält 283 Kugeln, von denen die obere Gleitplatte in jeder Lage 237 berührt. Notwendig sind 230 belastete Kugeln.

Die Lager wurden bei der Herstellerfirma, dem Gußstahlwerk Wolgast, durch Versuche mit ruhender Last und durch Gleitversuche geprüft.

Dabei zeigte sich, daß die Kugeln bei der Bewegung sichtbare und fühlbare Spuren auf den Gleitplatten hinterlassen, wenn die Platten nur oberflächlich gehärtet sind. Um solche Spuren zu vermeiden, muß man die Platten annähernd ebenso hart machen wie die Kugeln selbst. Die Härtung derartig großer Platten, wie sie hier gebraucht wurden, bereitet aber Schwierigkeiten. Es besteht die Gefahr, daß die Platten sich beim Härten werfen. Schließlich ist es uns doch gelungen, Platten der notwendigen Härte zu bekommen; es wurde eine Brinellhärte von 752 erreicht. Doch wird es sich empfehlen, bei künftigen Ausführungen den Druck für jede Kugel von 400 kg auf 300 kg herabzusetzen, so daß man mit Platten geringerer Härte auskommt. Infolge der dadurch bedingten Vermehrung der Kugelzahl werden die Abmessungen der Platten ein wenig größer werden.

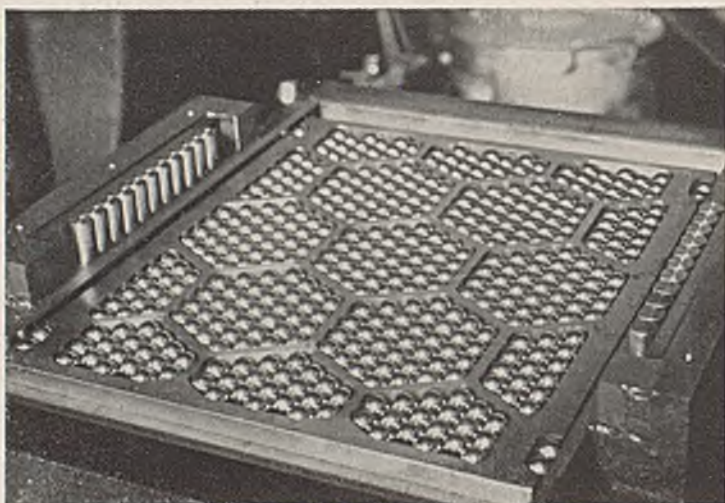


Abb. 21. Längsbewegliches Hauptlager, offen.

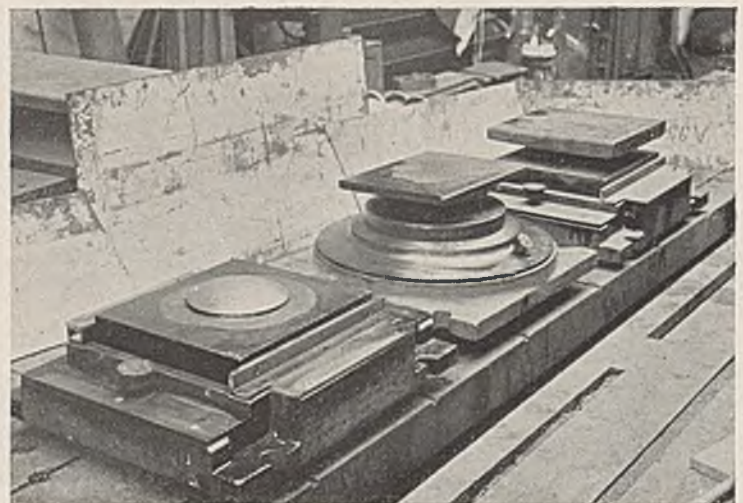


Abb. 22. Äußeres der geschlossenen Lager. Links und rechts das längsbewegliche Hauptlager, in der Mitte das allseitig bewegliche Zwischenlager.

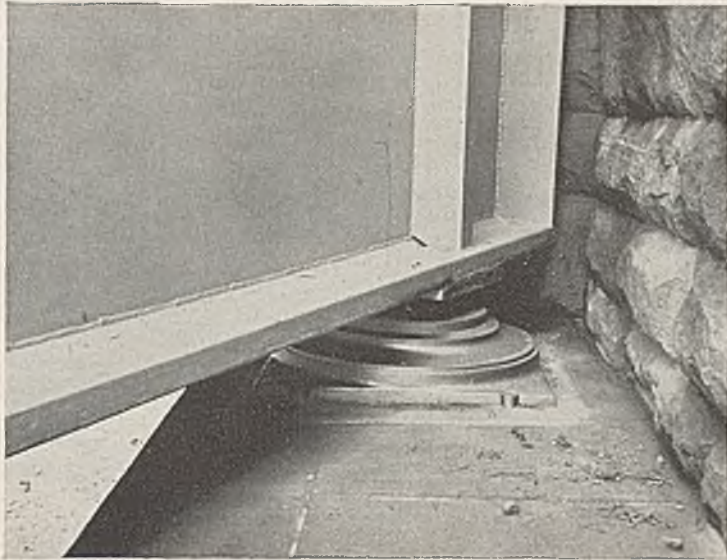


Abb. 23. Allseitig bewegliches Hauptlager im Bauwerk.

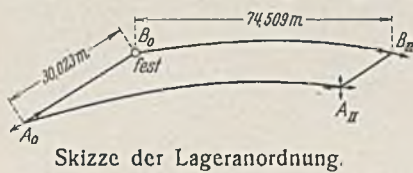
Der Verschiebungswiderstand eines der allseitig beweglichen Zwischenlager wurde durch Versuche beim Staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem festgestellt. Mit steigender Vertikallast wuchs der Verschiebungswiderstand fast geradlinig an und erreichte bei der Höchstbelastung von 90 t und bei einem seitlichen Verschiebungsweg von 10 mm schließlich 390 kg. Danach ist die Reibung

$$\mu = \frac{390}{90\,000} = 0,0043$$

vom Auflagerdruck. Dieser Wert ist äußerst günstig. Die „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)“ nehmen für Rollenlager $\mu = 0,03$ an, während Prof. Dr.-Ing. Kayser (Darmstadt) bei seinen Versuchen $\mu = 0,068$ ermittelt hat²⁾.

Abb. 23 zeigt das befriedigende Aussehen eines der allseitig beweglichen Hauptlager im Bauwerk.

²⁾ Kayser und Kühl, Die Reibungswiderstände an den beweglichen Lagern von Eisenbahnbrücken. Z. d. Vdl 1935, S. 1119 u. f.



Skizze der Lageranordnung.

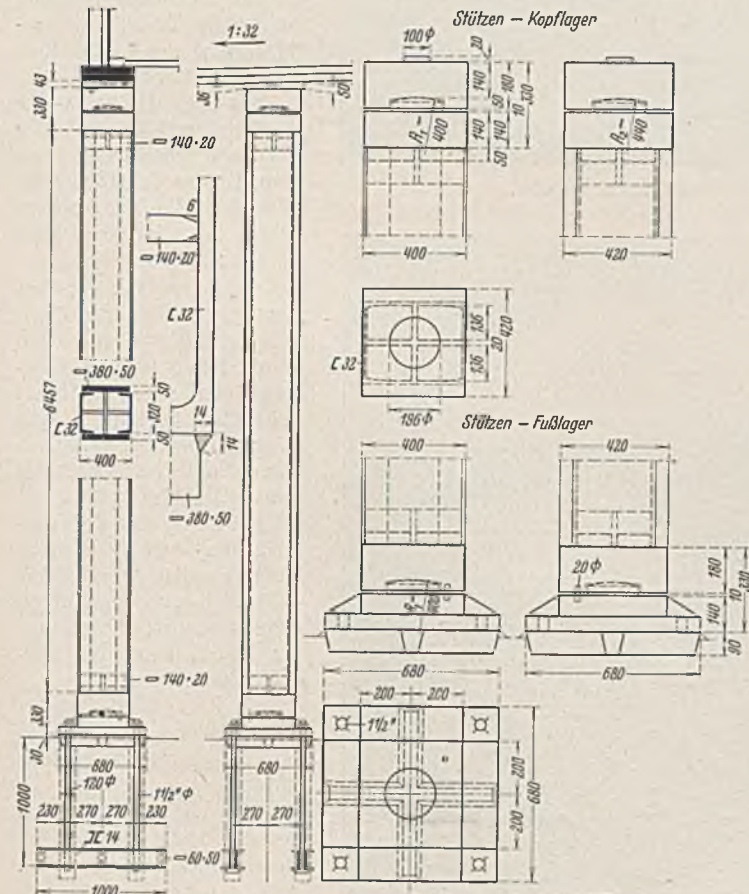


Abb. 24. Stütze und Stützenlager.

In den Monaten Januar bis April 1939 wurden die Bewegungen der Lager mehrfach gemessen. Bei $+4^\circ$ wurden Marken an den Lagern angebracht, die als Ausgangspunkte für die Messungen dienten. In der Tafel sind die Ablesungen zusammengestellt; die errechneten Bewegungen stehen zum Vergleich daneben. Man sieht, daß die Werte gut übereinstimmen, daß die beweglichen Lager also einwandfrei in der erwarteten Weise arbeiten.

Tag	Temp.	Bewegung Lager A_0		Bewegung Lager A_{II}		Bewegung Lager B_{II}	
		gemessen mm	errechnet mm	gemessen mm	gemessen mm	errechnet mm	
9.1.39	$+4^\circ$	0	0	0	0	0	
11.1.	$+2$	-1	-1	-2	-2	-2	
3.2.	-8	-2	-4	-10	-10	-11	
13.2.	$+4$	0	0	0	0	0	
11.3.	-4	-1	-3	-5	-5	-7	
31.3.	$+20$	$+5$	$+6$	$+15$	$+16$	$+14$	
11.4.	$+26$	$+6$	$+8$	$+19$	$+21$	$+20$	
13.4.	$+32$	$+8$	$+10$	$+21$	$+23$	$+25$	

Die festen Lager B_0 und D_0 sind Punktkipplager üblicher Bauart. Sie sind ebenso wie die beweglichen Lager 281 mm hoch.

Die Pendelstützen wurden aus zwei $\square 32$ und zwei Flachstäben $380 \cdot 50$ zusammengeschweißt. Zur Verstärkung des Kopfes und des Fußes dienen kreuzweise angeschweißte Rippen. Sie greifen in Aussparungen der Lagerteile ein, wie in Abb. 24 zu erkennen ist. Die unteren Platten der Fußlager wurden in den Betonfundamenten verankert.

Aus der statischen Berechnung.

Die Brücke wurde für die Verkehrslasten der Brückenklasse I berechnet. Die ständige Last der Fahrbahn beträgt:

10 cm Fahrbahnbeton	240 kg/m ²
3 cm Isolierung und Schutzschicht	75 .
Füllung der Buckelbleche mit Beton	200 .
Buckelbleche selbst	63 .
	<hr/>
	578 kg/m ² .

Die Berechnung der Längsträger und der Querträger bietet nichts Besonderes.

Bei den Hauptträgern war die Krümmung zu berücksichtigen. Nach den Erfahrungen, die wir bei der Berechnung anderer gekrümmter Brücken gemacht hatten, haben wir auf eine genaue Berechnung des Einflusses der Krümmung verzichtet und zum Ausgleich die zulässige Beanspruchung der Hauptträger von 1400 auf 1350 kg/cm² herabgesetzt. Diese Ermäßigung um 3,7% genügt durchaus.

Die gedrückten Obergurte der Hauptträger sind zwischen den Querträgern auf eine Länge von 8,13 m frei, sie wurden nach dem Verfahren von Vianello auf Knickung untersucht. Es ergab sich eine Sicherheit gegen Knicken von $\nu = 4,06$. Zum Vergleich wurde ein Stab gleicher Schlankheit nach dem ω -Verfahren berechnet. Man ging von der Druckspannung aus, die nach DIN 1073, § 12 zulässig ist, und fand, daß dieser Druckspannung für unseren Stab eine Knicksicherheit von $\nu = 3,88$ entspricht. Die vorhandene Sicherheit von 4,06 ist also größer als die geforderte.

Es wurde geprüft, ob bei Berücksichtigung des Winddrucks negative Auflagerdrücke auftreten könnten, und es erwies sich, daß dies nicht möglich ist.

Die Pendelstütze haben wir für eine waagerechte Kraft von 100 t untersucht. Diese Kraft wurde in Richtung der unteren Autobahn angenommen und zur Spannungsberechnung der Stütze in zwei Kräfte zerlegt, die in den Hauptachsen des Stützenquerschnitts wirken. Die Stütze kann den Stoß aufnehmen, wir durften daher auf die unschönen Prellsäulen verzichten.

Bauvorgang.

Vom Bauvorgang sollen nur einige Punkte erwähnt werden. In der Werkstatt wurden die Wulste der Dörnen-Profile vor dem Schweißen bis auf das blanke Material abgeschliffen, und die Stegbleche wurden zugescharft, so daß beim Schweißen der Halsnähte auf beiden Seiten nur blanker Werkstoff vorhanden war. Auf die Herstellung der Halsnähte verwendete man die größte Sorgfalt. Von einer Schweißmaschine aus schweißten zwei Schweißer ohne Unterbrechung, indem sie sich gegenseitig ablösten. Während der eine schweißte, wechselte der andere seine Elektrode aus, säuberte seine Nahtteile und stellte sich für die weitere Schweißarbeit günstig auf. Dabei blieb ihm noch Zeit zum Ausruhen. War inzwischen bei dem ersten Schweißer die Elektrode abgebrannt, so nahm der bereitstehende zweite dessen Lichtbogen mit einer neuen Elektrode auf. Schweißtechnisch erreicht man durch dieses



Abb. 25. Beförderung eines Werkstücks auf dem Damm der Autobahn.

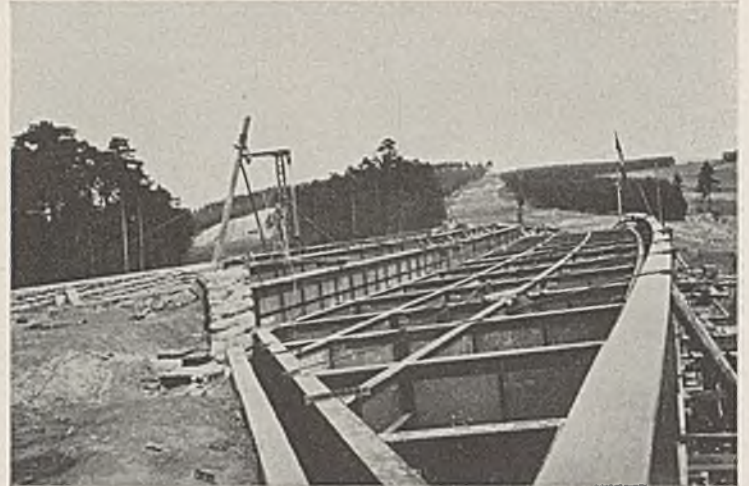


Abb. 27. Zusammenbau der Überbauten.

Verfahren den Vorteil, daß das Werkstück sich mehr und gleichmäßiger erwärmt, als wenn nur ein Schweißer allein arbeitet. Ein Schweißer kann nämlich nur 55% seiner Zeit wirklich schweißen; die übrigen 45% braucht er, um die Elektrode zu wechseln, die Nähte zu putzen, sich zurechtzustellen usw. Währenddessen wird dem Werkstück keine Wärme zugeführt, es fließt vielmehr Wärme ab. Die Arbeitsweise mit zwei Schweißern bringt also nur eine geringe Mehrausgabe an Löhnen, aber sie sichert gleichmäßige Nähte, die auch in unserem Fall frei von Fehlstellen und von Rissen blieben.

Nach der Fertigstellung der Halsnähte erhielten die Hauptträger die zeichnungsmäßige Krümmung. Man stellte sie lotrecht auf und sorgte dafür, daß sie sich seitlich etwas bewegen konnten. Nun wärmten zwei Männer gleichzeitig den Obergurt und den Untergurt eines Querschnitts von einer Seite an. Durch die Ausdehnung der erwärmten Seite der Gurtplatten ergab sich zunächst eine Krümmung des Hauptträgers nach der den Arbeitern abgewandten Seite. Bei der Abkühlung zog sich dann die anfangs erwärmte Seite mehr zusammen, als sie sich zuerst ausgedehnt hatte, so daß der Träger sich nach den Arbeitern zu krümmte. So wurde ein Querschnitt nach dem andern in geringen Abständen erwärmt. Aus dem Grade der Erwärmung und dem Abstände der erwärmten Querschnitte folgt das Maß der Krümmung. Das Ganze beruht auf der erstaunlichen Erfahrung der Männer, die die Erwärmung ausführen. Sie stellten die verschiedenen Krümmungen der Haupt-

träger für unser Bauwerk mit der größten Sicherheit und Gleichmäßigkeit her. — Schwierig gestaltete sich die Aufgabe, die Werkstücke zur Baustelle zu schaffen. Das Bauwerk liegt in einer verkehrsfernen Gegend; die vorhandenen schlechten Feldwege konnten nicht zur Beförderung der Hauptträger dienen. Es war nur möglich, die Werkstücke auf dem bereits fertig geschütteten Planum der Autobahn von dem etwa 4 km entfernten Bahnhof Kleba aus heranzubringen. Wenn wir auf die Herstellung der Fahrbahndecke hätten rechnen müssen, wäre zuviel Zeit verlorengegangen. Wir warteten also ein paar Frosttage des Februar 1938 ab; sie machten den weichen Damm zu einer leidlich festen Fahrbahn für den schweren Transport. Abbild. 25 zeigt ein Werkstück auf dem Wege.

In welcher Weise die Hauptträgerstöße auf der Baustelle geschweißt wurden, ist aus dem Schweißplan Abb. 26 zu ersehen. Die Anweisung dafür lautete:

1. Schweißen der oberen und der unteren Gurtplatten. Wurzellage von oben legen (1a), Gegenseite von unten halbvollschweißen (1b), dann Wurzellage von oben aushauen und auch halbvollschweißen (1c).
2. Schweißen der Stegblechnähte von unten nach oben, Wurzellage legen (2a), Naht 2b legen, dann Wurzellage aushauen, Gegenlage 2c legen, dann 2d vollschweißen.
3. Fertigschweißen der Gurtplatten.
4. Schweißen der Halsnähte.

Sowohl das Stegblech wie die Gurtplatten wurden durch X-Nähte verbunden. Die gekrümmten Hauptträger konnten natürlich



Abb. 28. Blick auf das fertige Bauwerk nach Westen.

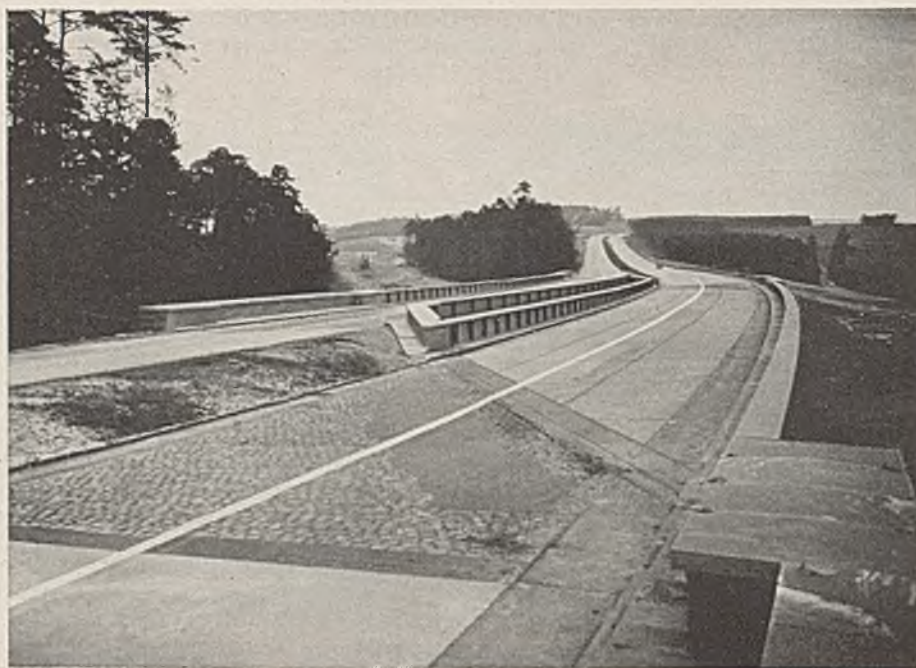


Abb. 29. Blick auf das fertige Bauwerk nach Osten.

nicht gedreht werden, die unteren Teile der X-Nähte mußten also überkopf geschweißt werden. Trotzdem gelangen die Schweißungen gut, wie die Röntgenaufnahmen erwiesen. Zur Sicherheit hatte die Firma schon während der Ausführung jede Lage der Nähte mit Hilfe der magnetischen Durchflutung geprüft. Hierbei haben sich keine Fehler gezeigt. Das Reichsbahn-Zentralamt München prüfte die Halsnähte, die sich schlecht röntgen lassen, auf der Baustelle mit dem Durchflutungsgerät. Es beschränkte sich dabei auf die Halsnähte im Zuggebiet und bemühte sich besonders, Risse senkrecht zur Naht in den Gurtplatten und im Stegblech zu finden. Um solche Risse besser sichtbar zu machen, beseitigte man den Anstrich an den zu untersuchenden Nahtabschnitten vorher mit dem Schweißbrenner und strich dafür eine helle Aluminiumbronze auf. Trotz sorgfältiger Beobachtung konnten aber weder an den Halsnähten noch an den Gurtplatten und Stegblechen Fehlstellen gefunden werden, die vom Schweißen herrührten.

Abb. 27 zeigt das Bauwerk während des Zusammenbaus. Die Fahrbahnträger sind deutlich zu sehen, die Buckelbleche sind noch nicht aufgebracht.

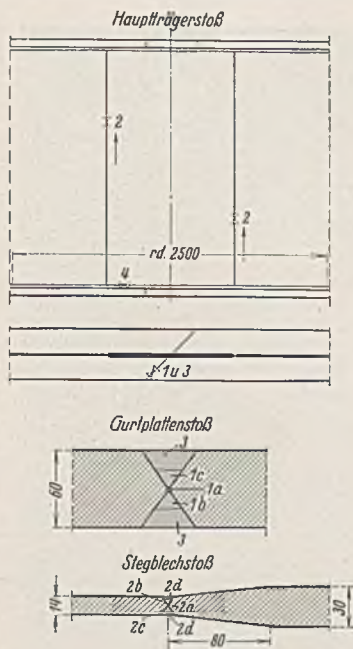


Abb. 26.
Anordnung der Schweißnähte
beim Hauptträgerstoß.

Baufirmen, Kosten.

Die Stahlkonstruktion wiegt 570 t. Sie wurde von der Firma Johannes Dörnen, Dortmund, in gewohnter Güte ausgeführt. Die vielen schiefen Anschlüsse paßten vorzüglich. Das Bauwerk ist ein Beispiel dafür, was im Schweißen geleistet werden kann. In genieteter Bauweise hätten sich schwerfällige Konstruktionen mit erheblich höherem Gewicht ergeben.

Die Unterbauten errichtete die Firma Karl Brandt, Düsseldorf. Beide Firmen arbeiteten einwandfrei mit der Bauleitung zusammen.

Die Kosten betragen:

1. Unterbauten	
Baustelleneinrichtung	11 000 RM
8800 m ³ Erdaushub	32 000 „
6200 m ³ Beton einschl. Versetzen der Werksteine	70 000 „
Beschaffung der Betonzuschlagstoffe	60 000 „
Beschaffung von 1650 m ² Werksteinen	50 000 „
Anfuhr von 14 700 t Baustoffen auf schlechten Wegen	74 000 „
2. Überbau	
570 t Stahlkonstruktion	312 000 „
Lager	12 000 „
3. Verschiedenes	
Ausfüllung der Buckelbleche und Gehwege	14 000 „
Baustoffe hierzu	5 000 „
Dichtung	15 000 „
Anstrich	7 000 „
Restarbeiten	8 000 „

Im ganzen 670 000 RM.

Das Teilstück der Reichsautobahn Kassel—Gießen—Frankfurt a. M., in dem die Brücke liegt, ist seit dem 1. Oktober 1938 im Betrieb. Abb. 28 u. 29 zeigen, wie gut sich das fertige Bauwerk in die Linie der Autobahn einpaßt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die akustische Wandlung des Theaters des Volkes in Berlin.

Von Prof. d. M. und a. o. Prof. Johannes Biehle, Bautzen.

Ein Ereignis für die Reichshauptstadt und für die gesamte Theaterwelt bildete im Januar 1920 die Einweihung des „Großen Schauspielhauses“, jetzt „Theater des Volkes“. Das Außergewöhnliche bestand nicht allein in der weiten Ausdehnung von rd. 60 m Durchm. und in dem Fassungsvermögen dieses Gebäudes mit 3200 Sitzplätzen sowie in seiner romantischen Vergangenheit — ursprünglich als Markthalle erbaut, dann für einen Zirkus von Weltruf umgestaltet —, sondern noch mehr in dem Wiederaufleben der Idee der hellenischen Theaterkunst und ihrer Darstellungsweise auf einer arenenartig nach der Mitte vorgeschobenen und somit allseitig von einer Zuhörerschaft umgebenen Bühne.

Dieser Bruch mit dem Gewohnten sollte keineswegs das Mittel sein, durch Absonderliches die Volksmasse anzuziehen; vielmehr lag der bedeutsame Beweggrund vor, die im Logentheater Darsteller und Teilnehmer trennenden Schranken fallen und ein unmittelbares Erleben und passives Mithandeln bei dem Zuschauer erstehen zu lassen. Mit Recht war damals diese Neuerung Gegenstand lebhafter Erörterungen seitens der Öffentlichkeit, wobei nur nebenbei die Hörsamkeit des gesprochenen Wortes als eine Selbstverständlichkeit erwähnt wurde, ohne zu ahnen, daß dieses Theater das schwierigste Problem für den Fachmann und der Erfolg einen Triumph der Raumakustik als Wissenschaft darstellte.

Denn die Gruppierung der Zuschauer ringförmig um eine Kreisfläche als Bühne ergab für die Darsteller die ungewohnte Schwierigkeit, die Hörer nur zum kleineren Teile im Bereiche ihrer Sprechachse, die Mehrzahl dagegen beiderseits rechtwinklig zu dieser und zu einem Drittel ihr entgegengesetzt, also im Rücken zu haben. Schon in Kirchen mittlerer Ausdehnung mit nicht einwandfreier Sprechakustik ist die Benachteiligung der Besucher, die nicht im Schallkegel des Redners sitzen, deutlich spürbar. — Hierüber liegt eine Abhandlung des Verfassers vor, die diese Beziehungen und die Folgen im Kirchenraume eingehend untersucht und deren Ergebnisse — sinngemäß übertragen — für alle Räume der Rede, insbesondere für Theater gelten¹⁾.

Bei einem Theater von insgesamt 34 000 m³ Rauminhalt, mit dem Maßstabe eines Sprechraumes gemessen, mußte ein Vorhaben, wie das hier geplante, zum Verhängnis werden auch angesichts der Tatsache, daß selbst die Berufssprecher für eine solche Aufgabe nicht geschult sind und ihre Sprache vielfach nicht hinreichende Tragfähigkeit besitzt. Diese ersten Bedenken verlangten erhöhte Vorsicht in der Berechnung des nach den vorliegenden Bauplänen zu erwartenden akustischen Zustandes, die die Unmöglichkeit ergab, den Raum gebrauchsfähig zu gestalten,

¹⁾ Biehle, Die Stellung der Kanzel als Problem der Raumakustik im Bericht über den Kongreß für Kirchenbau 1928 in Magdeburg. Verlag Buchdruckerei des Waisenhauses in Halle (Saale).

wenn gleichzeitig eine zweite Forderung des Bauprogramms, nämlich die Beibehaltung der in mächtiger Ausdehnung die Arena und die ersten Ringe der Zuhörerschaft überspannenden Kuppel, erfüllt werden sollte.

Die akustische Gefährlichkeit großer Gewölberäume ist auch dem Laien hinlänglich bekannt. In Berlin bildet hierfür der Dom ein viel beklagtes Beispiel. Auch die Nicolaikirche in Potsdam hat eine warnende Baugeschichte. Ferner sei an die Stadthalle in Hannover und an die alles irdische Ertönen in unwirkliche Klänge umformende Kuppel des Völkerschlachtdenkmal in Leipzig erinnert.

Nach diesen Erfahrungen, noch mehr nach den theoretischen Ermittlungen mußte der die Gewähr für das Gelingen übernehmende Raumakustiker von der ursprünglichen Planung dringend abraten. Der Theaterfachmann dagegen glaubte, die Kuppel —, architektonisch gleich einem Himmelsgewölbe gestaltet —, mit ihren Illusionen für seine darstellerischen Absichten nicht entbehren zu können. Ihre Monumentalität sollte die klassische Größe der in diesem Theater zu pflegenden Tragödie sinnbildlich widerspiegeln. Auch sollte aus diesem Hohlraume die Arena von unsichtbarer Quelle mit Licht und Farbe, je nach dem Stimmungsgehalt der szenischen Vorgänge, überflutet werden können.

In der Tat hatte der Wissenschaft ein solcher Fall, der die Schwierigkeiten stark zusammenballte, noch nicht vorgelegen; er stellte den Fachmann vor eine große Verantwortung. Man bedenke, daß noch beim Bau des Berliner Domes der berühmte Physiker Dove in seinem Gutachten für die Akademie der Wissenschaften über die akustische Gestaltung dieses Kirchenraumes die Hilflosigkeit der Wissenschaft eingestand und erklärte, „daß die Gesetze über die den Schall erregenden und fortpflanzenden Schwingungen noch so neu wären, daß sie keineswegs zu einer Theorie über die Ausbreitung des Schalles oder Tones in freier Luft geführt haben, und daß es somit auch keine wissenschaftlichen Regeln für die akustische Gestaltung großer Räume bei uns geben könne“. — So erklärt es sich auch, daß die Architekten sich bei Schaffung ihrer für die Hörsamkeit bestimmten Bauten frei von jeder Verantwortung fühlten und den Erfolg dem Zufall überließen, auch dann noch, als eine Theorie der Raumakustik geschaffen und in der Lage war, vor Enttäuschungen zu schützen. Um so verdienstlicher war vor 20 Jahren der Klarblick von Professor Poelzig, dem Neugestalter dieses Hauses, der es ablehnte, den Bau ohne Mitarbeit des Akustikers zu übernehmen.

Für diesen konnten keine Zweifel bestehen, daß das Absonderliche der Aufgabe auch ungewöhnliche Maßnahmen verlangt, die selbst vor ästhetischen Rücksichten nicht zurückschrecken dürfen. Allerdings war damals die Auswahl an akustischen Baustoffen noch gering und das Meßverfahren wenig entwickelt, so daß der Fachmann auf die eigene Erfahrung angewiesen blieb. Vielfache Erwägungen führten schließlich

zu einem zwar wirksamen, aber baukünstlerisch gewagten Mittel einer Auflösung der weiten Flächen der Kuppel in eine nach bestimmten akustischen Bedingungen zerklüftete Form.

Hier war es das große Verdienst Poelzigs, diesen Forderungen volles Verständnis entgegengebracht und dann für die Durchführung den genialen Gedanken der Zergliederung der Kuppelfläche in Stalaktitenringe gefunden zu haben (Abb. 1 u. 3). Als Innenarchitektur war dieser Ausweg gewiß künstlerisch an sich bedenklich und für den Laien befremdend. Aber wer den inneren Zusammenhang dessen kennt, was sich dem Auge bietet, und dem, was das Ohr verlangt, wird in dieser geistigen Verbindung des Sichtbaren mit dem Hörbaren die architektonische Form, weil zweckmäßig, auch schön empfinden. Es handelte sich also damals nicht um die Sensationslust eines „neuzeltlich“ eingestellten Raumgestalters oder um eine Architektenschulle, wie Unverständige urteilten, sondern umgekehrt um die Opferung der eigenen künstlerischen Absichten und ihre Unterordnung unter eine Zweckbestimmung.

Dieses verständnisvolle Zusammenwirken des Baukünstlers mit dem Akustiker führte zu einem vollen Erfolg. Der sich sonst in Räumen von solch bedeutenden Ausdehnungen ausbreitende und die Gebrauchsfähigkeit zerstörende Nachhall war bereits im leeren Zustande zur Unschädlichkeit herabgedrückt und bei besetztem Hause praktisch verschwunden. Dieser Riesenraum wies eine überraschende Klarheit des gesprochenen Wortes wie in einem Wohnraume auf; selbst Sprache im Schwachton war in der Sprechachse bis in die hintersten Reihen verständlich.

Auch in den Einzelheiten wurde der Ausführung der Bauidee, so in der Behandlung der Oberflächen größte Sorgfalt geschenkt. Der Putzmörtel erhielt eine besondere Zusammensetzung und wurde als Grobputz aufgetragen, wobei die Stuckarbeiter mit den Absichten und der zu beobachtenden Handhabung vertraut gemacht wurden.

Nach Beendigung des Umbaus und Erprobung des Raumes wurden die theoretischen Berechnungen nochmals durchgeführt und völlige Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Zustande gefunden, somit an diesem Beispiele des „Großen Schauspielhauses“ der Nachweis erbracht, daß die Raumakustik als Wissenschaft sehr wohl imstande ist, selbst Aufgaben mit ungewöhnlichen Ansprüchen zu lösen. —

Diese Aufklärung zu geben, ist der wesentliche Zweck dieser Einführung in die Behandlung und Bedeutung einer raumakustischen Aufgabe, da auch heute noch in den Kreisen der Bauherren und Architekten Zweifel an der Leistungsfähigkeit der Raumakustik bestehen.

Aber der Gedanke, die Spieler in die Mitte der Zuhörer zu stellen, die Grenzen zwischen jenen und diesen aufzuheben und Darsteller- und Zuschauer-raum ineinanderfließen zu lassen, konnte auf die Dauer nicht

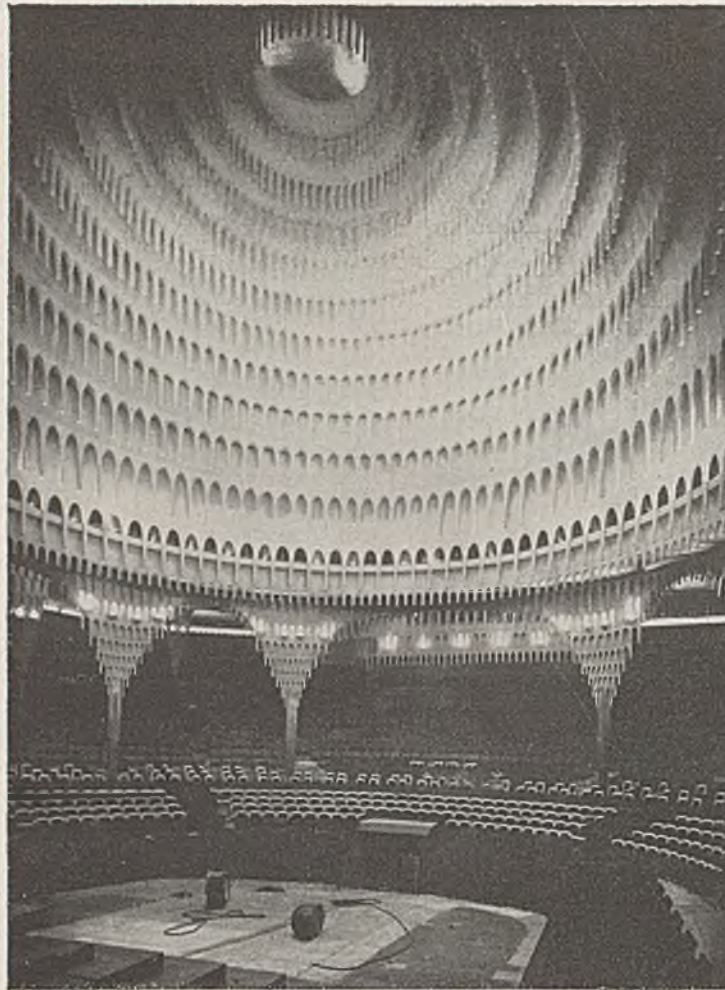


Abb. 1. Kuppel von Poelzig nach Biehle.

aufrechterhalten werden. Nicht nur die beschränkte Wahl gewissermaßen in „Freilicht“ darstellbarer Dramen, auch die hohe künstlerische Beanspruchung und Belastung der mangels Schutz und Unterstützung durch Staffage ganz auf sich und eigenes Können gestellten Spieler, schließlich wohl auch ein Nachlassen in der Bereitschaft und Willigkeit des Publikums, mit eigener Phantasie den abstrakt-nüchternen Vorgängen in das Reich des rein Geistigen zu folgen, führte zurück zur sogenannten Guckkastenbühne, die hier allerdings mit einer Öffnung von 18 m Breite wiederum Ungewöhnliches darstellt.

Die verlassene Arena wurde zum „Parkett“, die bisher konzentrisch und radial nach der Mitte orientierte Blickrichtung nach der Außenseite gewendet und dadurch die Sicht vielen Plätzen genommen. Aber auch die Hörsamkeit wurde anders beansprucht, indem nun die Musik für Oper und Operette dem gesprochenen Worte gleichberechtigt wurde, wofür aber seinerzeit das Theater akustisch nicht berechnet war. Ferner erfuhr durch diese Umordnung die kreisförmige Verteilung der Schallintensität eine merkliche Verschiebung, so daß die Theaterleitung zunächst zur Selbsthilfe durch Einbau eines Baldachins über die Vorbühne griff, der jedoch erst nach seiner akustischen Verbesserung eine Wirkung zeigte, wie meine Schallmessungen vor und nach seiner Umgestaltung nachwiesen.

Den unmittelbaren Anlaß, das Unzulängliche zu beseitigen, gab die dringlich gewordene Verbesserung der Sicht von mehreren hundert Plätzen zur Bühne durch Beseitigung zu tief hängender Stalaktiten. Gleichzeitig sollte architektonisch eine Hebung des Gesamteindrucks versucht werden, etwa durch Umformung der Stalaktiten. In der Erwägung, daß das Erreichbare trotz hoher Kosten nur ein Behelf sein würde, empfahl ich, wenn auch überzeugt, so doch mit Bedauern, eine völlige Umwandlung der Raumwirkung durch einen tiefgehenden Eingriff, nämlich durch gänzliche Entfernung des Stalaktitensystems und Ausschaltung der Kuppel durch Einziehen einer Decke, deren akustisch erforderliche Gestalt entwickelt wurde mit dem Ziele einer gleichmäßigeren Verteilung des Schalles im Raume und der klanglichen Verbesserung der Musik, jedoch ohne die Rede zu benachteiligen (Abb. 2 u. 3).

Dieser Vorschlag entsprach den Wünschen aller Beteiligten, insbesondere den mehrfachen Erwägungen des zunächst nur mit einer Erneuerung des ganzen Hauses betrauten Architekten Fuß, der der einzuziehenden Decke das künstlerische Gewand gab, und des Intendanten Müller, dank dessen Umsicht die Deutsche Arbeitsfront der völligen Umgestaltung zustimmte, die in verständnisvoller Zusammenarbeit zu einem vollen Erfolge führte.

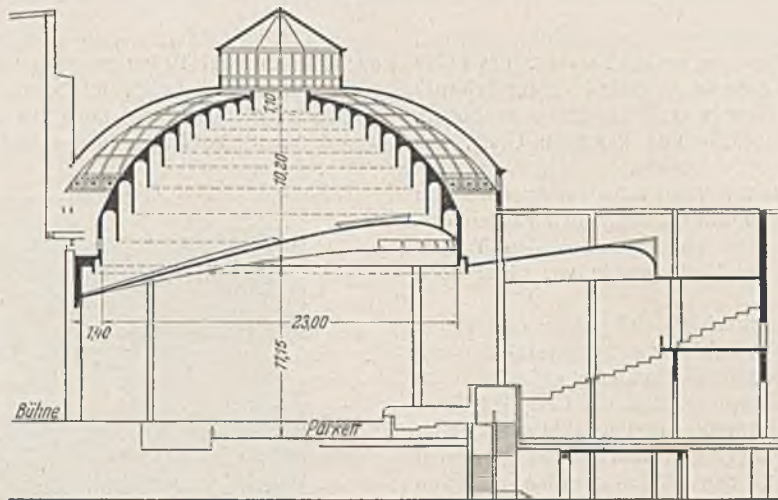
Trotz der von Grund aus veränderten Raumwirkung hat das gesprochene Wort nicht nur seine frühere Deutlichkeit behalten, sondern an Tragfähigkeit gewonnen, so daß selbst in den entferntesten Teilen, wo dem Auge der Darsteller auf der Bühne klein erscheint, dieser dem Zu-



Abb. 2. Neue Decke von Fuß nach Biehle.

schaer gleichsam nahegebracht ist. Auffällig ist diese Wahrnehmung von der Vorbühne aus. — Auch der Operettensänger kann den Raum noch füllen, während sich das Orchester durch seine klangliche Geschlossenheit als ein Begleikörper von idealer Schönheit erweist. — Gleichzeitig ist der neue Raum für symphonische Veranstaltungen großen Stils besonders geeignet.

Alle diese Vorzüge der Hörsamkeit kamen in der Einweihungsaufführung am 14. September 1938 bei überfülltem und festfreudigem Hause zur vollen Geltung und bestätigten sich in der Folge immer deutlicher:



Dieser Theaterbau dürfte klanglich zu den besten gehören und bildet in seiner Geschichte einen lehrreichen Vorgang für das Theaterwesen, aber ebenso für die Wissenschaft.

Für die letztere bedeutet die Beseitigung der aus Unwissenheit vielfach geschmähten „Tropfsteinhöhle“ den Verlust einer einzigartigen Lösung eines ebenso einzigartigen Problems, die als ein einmaliges Beispiel Erhaltung für die Dauer verdient hätte.

Abb. 3. Längsschnitt vor und nach dem Umbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Kabelunterführungen unter Betriebsgleisen.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin-Dahlem.

Bei zahlreichen in den letzten Jahren mit der Durchführung größerer Bauvorhaben ausgeführten Kabelverlegungen mußten Betriebsgleise gekreuzt werden. Nachstehend sind einige der durchgeführten Arbeiten, wobei Kabel mehrere Meter tief Gleise kreuzen mußten, beschrieben.

1. Unter einem zweigleisigen Bahndamm von 4,8 m Höhe über Gelände mußten in 2,0 m Tiefe unter Gelände mehrere Kabel hindurchgeführt werden. Bei diesem Bauvorhaben wurden zunächst am Fuße der Böschungen beiderseits Baugruben, die gleichzeitig zur Herstellung der späteren beiden Revisionsschächte dienten, ausgehoben.

Sodann wurde von der einen Seite ein Stahlblechrohr von 30 cm Durchm. in den Bahndamm waagrecht eingetrieben und mittels Erdbohrer der Bodenkern aus dem Rohr herausgeholt und das Rohr durch Hin- und Herbewegen weiter in den Bahndamm hineingebohrt.

Die Arbeiten gingen, da der Bahndamm aus feinem Sand bestand, gut vonstatten. Die Stahlblechrohre von 4 mm Wanddicke waren innen asphaltiert. Es wurden jeweils Stücke von 3,0 m Länge angeliefert, die an Ort und Stelle, nachdem das vorhergehende Rohrstück hinreichend in den Bahndamm eingedrungen war, aufgeschweißt wurden. Die Schweißstellen wurden mit einer langen Bürste innen gut mit Asphaltose gestrichen.

Das zweite, neben dem ersten angeordnete Rohr stieß beim Bohren auf Steinhindernisse, die jedoch, da sie im vorderen Teil lagen, mit 3,0 m langen Brechseisen zertrümmert werden konnten.

Durch die Rohre wurden die Kabel durchgezogen, nachdem zuvor die Schächte hergestellt waren.

3. Bei der Kreuzung zahlreicher Kabel mit einer umfangreichen Gleisanlage, wobei die Kabel i. M. 6,0 m unter S.-O. zu liegen kamen, war man genötigt, rechteckige Baugruben auszuführen. Unter den stark befahrenen D-Zug-Gleisen, Gleisen mit Stromschienen für die elektrischen Bahnen des Vorortverkehrs und den äußerst stark befahrenen durchgehenden Gütergleisen wurden dabei die Baugruben mit Rammträgerbohlwänden ausgeführt, während unter den wenig befahrenen und untergeordneten Gleisen nur kanalmäßige Baugrubenverkleidung — selbstverständlich entsprechend der auftretenden Lasten berechnet — angewendet wurde.

Bei den Baugruben mit Trägerbohlwand wurde zunächst in der Bahndammböschung eine Rammbohle gebaut, auf der die Ramme gerichtet wurde. Sodann wurden nach genauer Abstimmung — wobei auf die späteren Gleisbrücken Rücksicht zu nehmen war — alle 1,5 m beiderseits für die Baugrube in den kurzen Betriebspausen Rammträgerlöcher ausgeschachtet und durch Holzkasten verkleidet, die so groß im Lichten waren, daß die Träger gerade hineinpaßten. Diese Holzkasten wurden durch das Ausbohren des Erdreichs und Tiefschlagen der Kasten, die aufeinander gesetzt wurden, bis 3,5 m unter Gelände getrieben.

Nachdem die Fahrbahn für die Rammen außerhalb und zwischen den Schienen hergestellt und die Stromschienen in diesem Teil unterbrochen waren, wurden in jeder längeren nächtlichen und sonntäglichen Betriebspause die Rammen auf den Fahrbahnen längs der Baugrube bewegt, die Träger in die Rammträgerlöcher gebracht und gerammt.

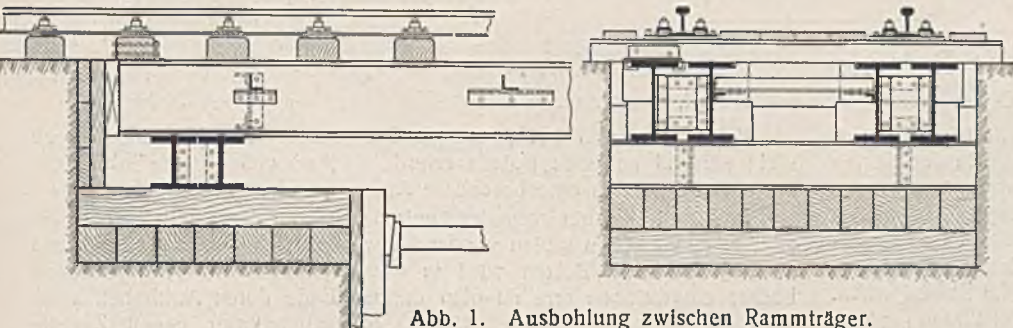


Abb. 1. Ausbohlung zwischen Rammträger.

2. Bei einem dreigleisigen Bahndamm von 2,3 m Höhe waren die Kabel rd. 2,5 m tief unter Gelände hindurchzuführen. Der Bahndamm bestand aus sandigem Lehm.

Bei dieser Kreuzung wurde zunächst eine 4,0 m breite Baugrube an dem einen Böschungsfuß hergestellt und die dem freien Gelände zu gegenüber der Böschung liegende Baugrubenwand, die senkrecht abgeschachtet war, durch Schwellen und Balken ausgekleidet. Sodann wurde das erste Stück der je 3,5 m langen, 10 cm im Durchmesser großen eisernen Rohre mit Gewinde vorn mit einer abschraubbaren massiven Stahlspitze versehen und zwischen Bohlwand und Bahndamm in Lage gebracht. Das Rohr wurde nun mittels Pressen, die zwischen Rohrende und Bohlwand angeordnet wurden, in den Bahndamm gepreßt. Das zweite und jedes weitere Stück Rohr wurde auf das zuvor eingetriebene aufgeschraubt und gleichfalls in den Bahndamm gepreßt.

Unter Verwendung der jeweils wieder abschraubbaren Spitze wurden so fünf Rohre durch den Bahndamm getrieben, durch die dann die Kabel verlegt werden konnten.

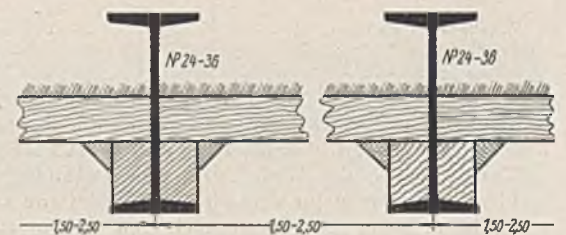


Abb. 2. Schnitt durch die Gleisbrücke mit Auflager.

Es gelang so, in der zur Verfügung stehenden größten nächtlichen Betriebspause von 2 1/2 Stunden einschließlich Ramm-Hin- und -Rücktransport mit einer Ramme fünf Träger von je 9,0 m Länge zu schlagen. Die Kasten der Rammträgerlöcher wurden nach dem Rammen gezogen und die Hohlräume mit Sand zugeschlamm.

Auf das Trägerrammen folgte das Abfangen der Gleise mit Schienenbündelabfangungen zur Herstellung von Gleisbrückenauflegern. Zu diesem Zweck wurden beiderseits jeder Schiene eines Gleises zwei Schienen aufrecht und eine weitere umgekehrt dazwischen verlegt und diese Schienenbündel durch Bolzen und Bügel mit den Schwellen verbunden.

Unter dem Schutze dieser Aufhängungen wurden die aus Schwellenstapel bzw. bei den D-Zug-Gleisen aus Beton bestehenden Gleisbrückenaufleger in Betriebspausen hergestellt.

Schließlich wurden in nächtlichen Betriebspausen mittels Gleiskrans die Gleisbrücken eingebaut. Hierzu waren jeweils am Tage zuvor schon Schienenschnitte und neue Gleisverbindungen ausgeführt sowie, soweit wie möglich, der Schotter ausgekoffert.

Der in der Betriebspause antransportierte Kran nahm zunächst, nachdem zuvor die oberen Gleisabfahrungen entfernt waren, das Gleis hoch und legte es beiseite. Sodann wurde in Akkordarbeit der Schotter und Boden, soweit zum Einbau der Brücke erforderlich, ausgehoben. Der Kran verlegte daraufhin die Gleisbrücke und dann das Gleis, das wieder angeschlossen wurde (Abb. 1).

Unter dem Schutze der Gleisbrücken wurden mit dem Ausschachten der Baugrube zwischen den Rammträgern die erforderlichen Bohlen eingezogen, fest gegen den Boden gepreßt und zwischen den Trägerflanschen eingekieilt. Zur Sicherung der Keile wurde vor diese noch eine Lelste genagelt (Abb. 2).

Es wurde immer nur so viel ausgeschachtet, daß gerade eine Bohle eingezogen werden konnte. Der Boden wurde, damit nicht zuviel Boden entfernt wurde, nach Schablone, entsprechend der Bohlendicke, genau entfernt.

Mit dem Ausschachten und Ausbohlen wurden die Längs-L-Eisen zur Aufnahme der Steifen und zur Verbindung und Lastübertragung an die Träger angeschraubt, die Steifen eingezogen und die waagerechten und senkrechten Verbände angebracht. Die Steifen wurden alle von einer Seite angekeilt und die Keile besonders gegen Herausfallen gesichert. Auf die sorgsamste Ausführung der senkrechten und waagerechten Verbände, die aus □- und L-Eisen bestanden, und deren rechtzeitigem Einbau wurde besonders geachtet (Abb. 3).

Bei der Stärkebemessung der Träger, Bohlen und Steifen wurden die durch die Versuche des Verfassers „Stiefendrucke und ihre Veränderungen mit dem Baufortschritt“) und „Druckverteilung hinter ausgesteiften Bohlwänden und Stiefendrucke“) sich ergebenden Folgerungen entsprechend beachtet.

Der Boden wurde aus der Baugrube mittels an Trägern, die neben den Gleisbrückenträgern lagen, aufgehängter Förderbänder herausgeschafft. Auf der Sohle wurde mit den Förderbändern eine Kieslage eingebracht, auf die die Kabelformsteine neben- und übereinander verlegt wurden. Schließlich wurde mit Hilfe der Förderbänder der Verfüllboden eingebracht, der gut gestampft und gewässert werden mußte.

Sodann folgte in den nächtlichen Betriebspausen der Ausbau der Gleisbrücken. Hierzu hatte zunächst der Kran wieder das Gleis über der jeweiligen Brücke beiseite zu setzen, dann die Gleisbrücke herauszunehmen und sogleich auf einen auf das Nachbargleis gestellten Eisenbahnwagen zu laden; inzwischen wurden die Schwellenaufleger von Hand entfernt bzw. der obere Teil der Betonaufleger mit Preßluftgeräten abgestemmt. Der Kran faßte während dieser Zeit einen voll Schotter geladenen Kasten mit Bodenöffner, der über dem Gleisbett geöffnet wurde. Von Hand wurde weiterer beiseite gesetzter Schotter eingebaut. Der Kran verlegte daraufhin wieder das Gleis, das angeschlossen und unterstopft wurde.

In den nächtlichen Betriebspausen folgte nun mittels Trägerziehgeräts, das auf der Rammrüstung stand und wie die Rammen über die Gleise bewegt wurde, das Ziehen der Träger.

1) Bautechn. 1938, Heft 44.

2) Bautechn. 1937, Heft 47/48.

Nicht jeder Träger ließ sich indes ziehen. Einige Träger konnten auch nur in zwei Teilen gezogen werden; da die Zugpause zum Ziehen nicht ausgereicht hatte, mußte der bereits gezogene Teil des Trägers über Schwellenoberkante noch vor Beendigung der Zugpause abgebrannt und der restliche Träger in der nächsten Nacht entfernt werden.



Abb. 3. Aufnahme der Baugrube.

Bei dem kanalmäßig ausgesteiften Teil der Baugrube wurden zunächst die Gleisbrücken, wie beschrieben, eingebaut und dann mit dem Ausschachten die kanalmäßige Ausbohlung und Aussteifung eingebaut.

Der Aufwand an Lohn für diese Aussteifung war zwar um einiges geringer, besonders infolge Wegfalls des Rammens und Ziehens während der nächtlichen Pausen, doch waren die Aushubarbeiten und der Rückbau stark durch dieses Bauverfahren und die Steifen behindert, wodurch hierfür Mehrlöhne entstanden.

Mit dem Verlegen der Formsteine wurden Kabelziehdrahte verlegt und gleichzeitig ein Bautelephonkabel eingebracht. Das Ziehen der Kabel geschah mit Kabelziehgeräten bei telephonischer Übermittlung der Befehle.

Alle Rechte vorbehalten.

Konische Bolzen im Stahlbrückenbau.

Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Haupt, Dortmund.

Das erfreuliche Bestreben, für jedes Bauwerk jeweils die ästhetisch befriedigendste Form auszuführen, hat im Stahlbrückenbau in den letzten Jahren dazu geführt, daß auch bei sehr großen Stützweiten vorzugsweise vollkommen unter der Fahrbahn liegende vollwandige Hauptträger gewählt werden, deren Höhe im Verhältnis zur Stützweite sehr klein ist. Durchlaufende Vollwandträger über mehreren Öffnungen, deren Stützweiten 100, 160 und 190 m betragen, sind bereits gebaut oder im Bau begriffen. Ja, es werden sogar neuerdings Vollwandträger von etwa 250 m geplant. Als Trägerhöhe wird dabei meistens nur ein Maß von etwa $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{30}$ der Stützweite gewählt.

Das ergibt dann Träger, die noch vor nicht allzu langer Zeit von den Ingenieuren für ungeeignet, ja, fast unmöglich erklärt worden sind. Der Grund dafür lag hauptsächlich darin, daß sich bei solchen großen Stützweiten für die Gurtlamellenpakete Dicken ergeben, die mit den normalen Verbindungsmitteln, d. h. Nieten, nicht mehr einwandfrei zusammengehalten werden können. Die GE-Vorschrift der Deutschen Reichsbahn vom Jahre 1938 schreibt z. B. vor, daß von einer Klemmlänge von über $6,5 d$ ab (bei Nieten von 29 mm Durchm., also von 188 mm ab) Niete nicht mehr verwendet werden dürfen. In diesem Falle müssen kalt eingetriebene konische Bolzen genommen werden.

Wenn auch neuerdings die Grenze der Klemmlänge, bis zu der Niete verwendet werden, durch besondere Maßnahmen (gedrehte Niete, Vorstauchen) teilweise bis zu $7,9 d$ (d. h. bei 29er Nieten bis zu rd. 230 mm) hinausgeschoben worden ist, so ergeben sich bei den anfangs genannten großen Stützweiten noch sehr oft größere Gurtdicken, die bis 250 mm und noch mehr betragen.

Es werden also bei derartigen Bauwerken unter Umständen noch viele tausend konische Bolzen erforderlich, so daß es sich lohnt, der Form dieser Bolzen eine besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

In Abb. 1a ist ein normaler konischer Bolzen dargestellt, wie er bis jetzt in den meisten Fällen verwendet wurde. Das Wesen dieser Bolzen ist bekannt. Der Bolzen wird in entsprechend konisch aufgeriebene Löcher eingetrieben und an dem dünnen Ende durch Aufdrehen einer

Schraubenmutter gegen Zurückgleiten gesichert. Durch das Eintreiben in das konische Loch wird der Bolzen fest gegen die Lochwandungen gedrückt, so daß er das Loch vollkommen ausfüllt. Gleichzeitig sollen die Lamellen durch die Verjüngung des Bolzens und durch das Anziehen der unteren Schraubenmutter fest zusammengepreßt werden.

In der Praxis hat sich jedoch gezeigt, daß die oberen Lamellen (am dicken Ende des Bolzens) oft nicht genügend zusammengepreßt werden. Es tritt ein Klaffen der Fugen zwischen den äußeren Lamellen ein, das auch bei noch so starkem Eintreiben des Bolzens

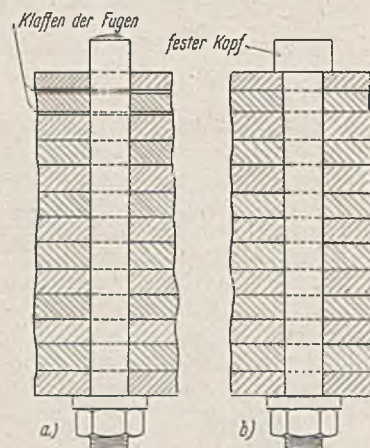


Abb. 1 a u. b.

nicht beseitigt werden kann. Bei der flachen Neigung der Mantellinien des Bolzens macht nämlich die Verjüngung auf die Dicke einer äußeren Lamelle gerechnet nur wenige Zehntel-Millimeter aus, die oft teils infolge der normalen Toleranz der Aufreibwerkzeuge, teils durch die beim Eintreiben des Bolzens auftretenden Seitendrucke verschwinden.

Selbstverständlich ist ein Klaffen der Fugen sehr unerwünscht, ja, sogar schädlich, da, abgesehen vom schlechten Aussehen, derartige Fugen der Rostgefahr besonders ausgesetzt sind.

In Erkenntnis dieser Nachteile ist man hin und wieder dazu übergegangen, konische Bolzen mit einem festen Kopf zu verwenden (vgl. Abb. 1b). Bei derartigen Bolzen mit festem Kopf hat man jedoch nie die Gewähr dafür, daß der Schaft vollkommen an den Lochwandungen anliegt. Ein Nachtreiben des Bolzens wird durch das Anliegen des Kopfes verhindert. Auch haben diese Bolzen mit festem Kopf den weiteren Nachteil, daß entweder der Kopf warm aufgestaucht oder der ganze Bolzen aus einem dicken Rundeisen, dessen Durchmesser gleich dem Kopfdurchmesser ist, abgedreht werden muß.

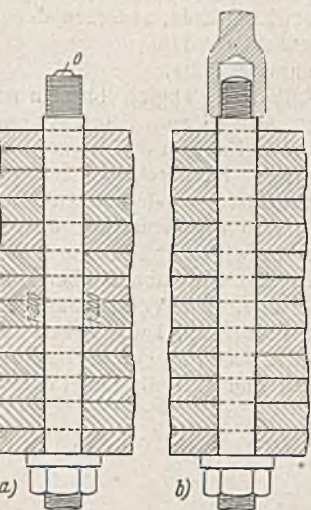


Abb. 2a u. b.

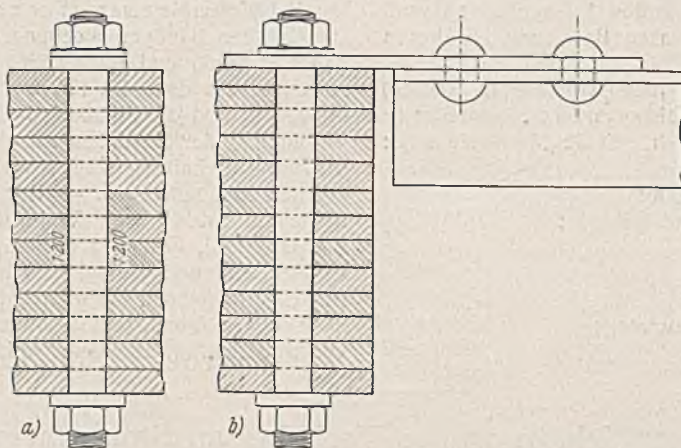


Abb. 3a u. b.

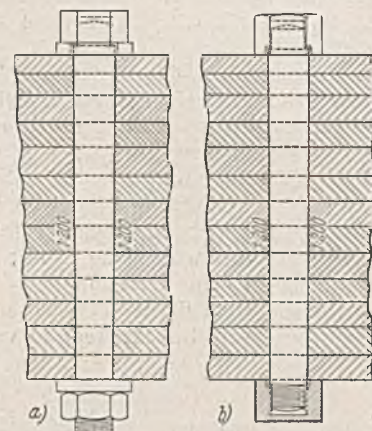


Abb. 4a u. b.

Verfasser hat daher vor einigen Jahren Bolzenformen nach Abb. 2 bis 4 vorgeschlagen, die die Nachteile der bisher verwendeten Bolzen dadurch vermeiden, daß auch am dicken Bolzenende eine Schraubmutter aufgedreht wird.

Dieser Bolzen wird zunächst ohne die obere Mutter eingetrieben wie ein alter Bolzen ohne Kopf, bis er vollkommen fest sitzt (vgl. Abb. 2). Sodann wird die untere Mutter aufgeschraubt und danach die obere Mutter. Infolge des von der oberen Mutter ausgeübten Druckes ist ein Klaffen der Fugen vollkommen ausgeschlossen (vgl. Abb. 3). Trotzdem kann jedoch jederzeit durch Lösen der oberen Mutter geprüft werden, ob der Bolzen fest sitzt.

Der konische Teil des Schaftes muß natürlich so lang sein, daß er sowohl an dem oberen Ende als auch an dem unteren Ende um ein gewisses Maß über die äußeren Lamellen hinausragt. Erfahrungsgemäß genügt dafür ein Überstand von etwa 3 bis 10 mm an beiden Enden. Die Bolzen und Löcher lassen sich so genau bearbeiten, daß die Bolzen innerhalb der vorerwähnten Toleranz vollkommen festgetrieben werden können. Soweit der eine oder andere Bolzen sich etwas mehr oder weniger eintreiben läßt, werden eine oder mehrere Unterlagscheiben oder gegebenenfalls Unterlagscheiben verschiedener Dicke zwischengelegt.

Der vorstehend beschriebene neue Bolzen mit Schraubmuttern an beiden Enden, der patentamtlich geschützt (DRGM. 1352 053) ist, dürfte allen Anforderungen, die man bezüglich des festen Sitzes und bezüglich des Zusammenpressens der einzelnen Lamellen mit Recht stellen muß, genügen.

Er besitzt aber noch einen weiteren Vorteil. Man kann nämlich die obere Mutter jederzeit lösen, ohne die Tragfähigkeit des Bolzen auch nur einen Augenblick lang zu beeinträchtigen oder zu gefährden, und an Stelle der Unterlagscheibe ein Knotenblech oder irgendeinen Konstruktionsstab setzen und mit der Mutter festklemmen (Abb. 3b).

Diese Möglichkeit ist von Bedeutung, wenn man z. B. während der Montage einen Hilfsverband anschließen muß oder am fertigen Bauwerk nachträglich irgendeine Nebenkonstruktion, wie Beleuchtungsmaste, Kabeleisen o. dgl. befestigen will.

Um eine Beschädigung des oberen Gewindes beim Eintreiben des Bolzens zu verhindern, ist es zweckmäßig, am oberen Schaftende eine kleine Erhöhung vorzusehen, deren Durchmesser kleiner ist als der Kerndurchmesser des Gewindes (vgl. Abb. 2a, Punkt 0).

Auch kann man den Bolzen gegebenenfalls mittels eines ringförmigen Schelleisens eintreiben, das auf den überstehenden Rand des konischen Schaftendes aufgesetzt wird (vgl. Abb. 2b). Um den Rand für diesen Zweck genügend groß zu erhalten, kann man den Durchmesser der oberen Schraubmutter um eine oder zwei Nummern kleiner wählen als den Nenndurchmesser des Bolzens.

In Abb. 4a u. b sind noch einige Bolzen dargestellt, bei denen mit Rücksicht auf das bessere Aussehen oben geschlossene Spezialmuttern verwendet sind; in Abb. 4b ist sogar eine Mutter gezeigt, die die Anordnung von Unterlagscheiben entbehrlich macht. Solche Spezialmuttern kommen unter Umständen in Frage bei Trägern, die über die Fahrbahn hinausragen, oder bei Trägern, die aus anderen Gründen besonders sichtbar sind.

Bezüglich der Neigung der Mantellinien der Bolzen sei noch folgendes bemerkt:

In den GE-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn ist eine Neigung der Mantellinien 1 : 100 angegeben. In der Praxis hat sich jedoch gezeigt, daß eine flachere Neigung, z. B. 1 : 200, besser ist, da sich bei dieser

Neigung die Bolzen leichter festtreiben lassen und die Kosten für das konische Aufreiben der Löcher geringer sind. Auch ist die Schwächung der Lamellenquerschnitte durch die Löcher bei einer Neigung der Mantellinien von 1 : 200 geringer als bei einer Neigung von 1 : 100.

Bei der im Jahre 1937 fertiggestellten 472 m langen Straßenbrücke über die Süderelbe in Harburg-Wilhelmsburg wurden rd. 10 000 Stück der neuen konischen Bolzen verwendet, und zwar wurde dabei die Ausführung nach Abb. 3a gewählt. Die vorerwähnte Brücke besitzt u. a. drei Stützweiten von je 102 m und eine Trägerhöhe von rd. 5 m. Sie wurde in Arbeitsgemeinschaft unter Führung der Dortmunder-Union-Brückenbau AG. gebaut. Die neuen Bolzen haben sich dabei sehr gut bewährt.

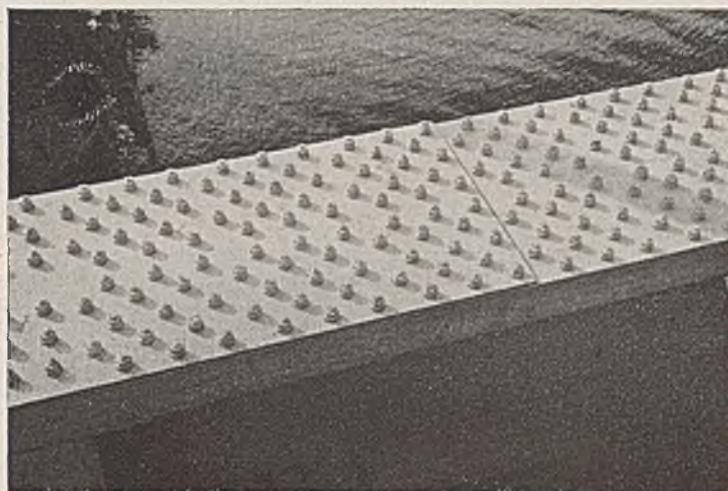


Abb. 5.

Abb. 5 zeigt einen mit den neuen Bolzen ausgeführten Stoß eines Hauptträgerobergurtes während der Montage. Bei der fertigen Brücke ist der Gurt durch die überkragende Fahrbahndecke verdeckt. Auf dem Bilde sichtbar sind die oberen Muttern. Die größte Klemmlänge beträgt bei dieser Brücke 265 mm.

Alle Rechte vorbehalten.

Der „Baugreifer“. Ein Sondergerät für den Strombau.

Von Regierungs- und Baurat a. D. Franz Lohse, Berlin-Steglitz.

An der Oder wird der Sand zum Verfüllen des Packwerks und für den Kern der Buhne entweder auf dem Ufer gewonnen oder in mehr oder minder großer Entfernung von der Baustelle von Baggern in Schuten abgegeben. Nur in Ausnahmefällen ist es möglich, ihn einer Verladung des Bühnenfeldes neben der Buhne zu entnehmen; aber auch dann ist sein Einbringen im Karrbetriebe noch teuer. Es bedarf dagegen nur eines geeigneten Geräts, um ihn mit geringen Kosten neben der Buhne zu gewinnen und auf der Buhne abzusetzen.

Die gewöhnlichen schwimmenden Greifbagger der Wasserstraßenämter sind für diesen Zweck nicht geeignet. Ihrer Aufgabe entsprechend — Baggerungen, für die der Einsatz eines Elmerbaggers nicht lohnt; Heben von Schiffahrtshindernissen, z. B. Steinen und Eichen —, sind sie schwere Geräte. Sie gehen zu tief und können vom Streckenboot nicht gegen die Strömung verlegt werden. Ihre Ausladung reicht nicht aus, um die Buhne zu bestreichen. Ihre Leistung ist für den Bühnenbau zu groß und ihre Arbeit mit der 3 bis 4 Mann starken Besatzung für diesen Zweck zu teuer.

Auf Betreiben des Verfassers (damals Bauamtsvorstand in Küstrin) wurde daher 1929 ein leichtes Sondergerät gebaut und als „Baugreifer 1“ bei der Baustrecke Küstrin in Dienst gestellt. Seine Merkmale sind:

- Tiefgang 0,40 m;
- Ausladung über Seitenbord 7,50 m;
- 1 Greifkorb für Sand, Kies und Schotter;
- 1 Klappkübel für Steine;
- Stundenleistung 15 m³;
- 1 Mann Besatzung;
- stete Betriebsbereitschaft (Dieselmotor);
- vom Streckenboot zu verlegen.

Das Gerät bewährte sich durchaus. Die wachsende Arbeitslosigkeit verbot damals jedoch die Ausschaltung der Handarbeit und unterband die weitere Einführung des Geräts.

Die Arbeit des Baugreifers ist vielseitig.

Er sichert den Lieferkähnen das Anlegen am Ufer durch Beseitigen von Untiefen im Bühnenfelde, löscht ihre Ladung (Steine und Schotter) auf das Ufer oder in Bauschuten, beladet und entladet diese; nimmt alte Bühnen auf; greift den Sand neben der Buhne (oberstrom, wo die Verladung wieder stattfindet), läßt ihn aus etwa 3 m Höhe auf die Buhne fallen, übernimmt damit die Arbeit des Abrammens des Packwerks, spült den Sand in das Packwerk ein mit Wasser, das er greift; sichert die Buhne durch das Rammen und Einspülen gegen Sacken; verhütet damit Schäden und zieht schließlich die Vorschlagpfähle, zwischen denen die Faschinenlagen des Bühnenkopfes abgesehen werden.

Bei Wasserklemmen ist er eine willkommene Hilfe.

Bei den häufigen Stockungen der Schiffahrt befähigen ihn sein geringer Tiefgang und seine weite Ausladung, schnell eine Fahrrinne auszuwerfen, die dem das Fahrwasser sperrenden Kahn das Abschwimmen ermöglicht und die Stockung löst. Er dient der Fischerei, indem er die Verbindung der Schlenken mit dem offenen Wasser wiederherstellt, und der Aufrechterhaltung des Fährverkehrs durch Beseitigen von Aufladungen vor den Anlegebrücken. — Der Baugreifer ist wirtschaftlich dem Handbetrieb und durch seine Vielseitigkeit auch dem Förderband überlegen. Er spart Geld, Zeit und vor allem Arbeitskräfte. Die Verknappung der Arbeitskräfte und die wirtschaftspolitische Forderung, keine Arbeit mit Hand zu verrichten, die wirtschaftlich von der Maschine geleistet werden kann, geben Anlaß, seine Einführung in den Bau und die Unterhaltung von Strombauwerken wieder aufzunehmen.

Alle Rechte vorbehalten.

Verfahren zur Schätzung des Verkehrs an Straßenkreuzungen.

In Großstädten soll oft für die Ausgestaltung und Verkehrsregelung wichtiger Straßenkreuzungen deren Bedeutung für den Verkehr zur Beurteilung der Reihenfolge und Dringlichkeit solcher Maßnahmen im Einzelfalle festgestellt werden. Dies hat den Vorstand der Polizeiverwaltung New Yorks veranlaßt, ein mathematisches Verfahren für diesen Zweck entwickeln zu lassen. Der damit beauftragte Verkehrsingenieur Gibala fand dann auch eine Gleichung zur rechnerischen Bestimmung der jeweiligen Verkehrsbedeutung einer Gruppe von Straßenkreuzungen durch Vergleich der verschiedenen Faktoren einschließlich der Verkehrsmengen für Fußgänger und Fahrzeuge, Straßenbreite, Verkehrsgeschwindigkeit, Unfallhäufigkeit usw. Dazu mußte eine Reihe von Werten, die das Endergebnis beeinflussen, auf einer gemeinsamen Vergleichsgrundlage ermittelt und nach ihrer Bedeutung für die Lösung dieser Aufgabe gegenseitig abgewogen werden. Daß hierbei über manche Umstände, die sich bei der Verkehrsabwicklung an Kreuzungen ergeben, verschiedene Meinungen entstehen können, ist verständlich. Die Gibala gestellte Aufgabe ist jedoch durch die im Handbuch der Amerikanischen Straßenbaubeamten für einheitliche Verkehrsregelung enthaltenen Mindestregelungen als Voraussetzung für das Anbringen von Verkehrssignalen an Straßenkreuzungen erleichtert worden. Diese Anforderungen bilden die Grundlage für das Verfahren der Ermittlung der Verkehrsbedeutung der Kreuzungen. Gibala hat hieraus einen Wert oder Index von 100 angenommen, der sich auf jene für die Signalanordnung verlangte Mindestforderung stützt. Wenn die Schätzung 100 oder mehr beträgt, bedarf die Straßenecke einer Signaleinrichtung. Alle auf diese Weise verglichenen Kreuzungen werden eine auf alle diese Faktoren gegründete Schätzung haben. Je stärker das Verlangen nach Verkehrskontrolle, desto größer ist der Schätzungswert und umgekehrt. Grundsätzlich ist dieses Verfahren auf dem Produkt aller möglichen Widerstreiteinheiten an einer Straßenkreuzung in einer gegebenen Zeiteinheit, der durchschnittlichen Spitzenverkehrsstunde, wie sie in New York an Stelle des achtstündigen Stundendurchschnitts üblich ist, aufgebaut worden. Der erste zu beachtende und wichtigste Faktor ist die Verkehrsmenge. Das erwähnte Handbuch für einheitliche Verkehrskontrollmaßnahmen der Amerikanischen Straßenbaubeamten verlangt für die Einrichtung von Verkehrssignalen an Stadt- und Landstraßenkreuzungen u. a., daß auf diesen wenigstens 1000 Fahrzeuge/h für acht Stunden verkehren, wovon der Anteil des Querverkehrs wenigstens 250 Fahrzeuge/h, d. h. 25% betragen muß.

Wie bereits erwähnt, wurde die Indexnorm für New York City auf der Forderung aufgebaut, daß ein Viertel der Verkehrsmenge an einer Kreuzung Querverkehr sein muß. Folgendes Zahlenbeispiel möge nun die Lösung der Aufgabe erläutern. Es sei

F_l = gesamter stündlicher Spitzenverkehr der Kreuzung	1000 Fahrzeuge
F_m = stündlicher Spitzenverkehrsstrom der Hauptstraße	750
F_c = stündlicher Spitzenverkehrsstrom der Querstraße	250

L_m = Linkseinbiegungen von der Hauptstraße während des stündlichen Spitzenverkehrs	50 Fahrzeuge
L_c = desgl. von der Querstraße	50 Fahrzeuge
P_m = Fußgängerverkehrsstrom über die Hauptstraße (stündlicher Spitzenverkehr)	250 Personen
P_c = desgl. über die Querstraße	250 Personen
W_m = Breite der Hauptstraße	60 Fuß = 18,36 m
W_c = Breite der Querstraße	30 Fuß = 9,18 m
S_h = durchschnittliche Geschwindigkeit der Fahrzeuge, die rascher fahren als mit der kritischen Annäherungsgeschwindigkeit — gefährliche Geschwindigkeit —	30 Meilen/h = 48 km/h
S_c = Errechnete kritische Annäherungsgeschwindigkeit	20 Meilen/h = 32 km/h
K = abgeleitete Konstante	$K = 1875$
W_k = Regelbreite der Straße	40 Fuß = 12,20 m
A = willkürlich angenommener Wert für besondere Umstände	

Die Konstante K wird dann bei einem Kreuzungsschätzungsverhältnis

$$\text{von } 100 : \text{Schätzung} = \frac{F_m F_c}{K} = \frac{750 \cdot 250}{K} = 100;$$

$$K = \frac{F_m F_c}{100} = \frac{750 \cdot 250}{100} = 1875.$$

Dieses Produkt wird größer, wenn die Gesamtzahl Fahrzeuge/h/Kreuzung gleich bleibt, die Verteilung aber fast gleich wird, wie nachstehend erläutert wird.

<p style="text-align: center;">Fall I:</p> $F_{m_1} = 750$ $F_{c_1} = 250$ $F_{m_1} + F_{c_1} = 1000$ $\frac{F_{m_1} F_{c_1}}{K} = \frac{750 \cdot 250}{1875} = 100.$	<p style="text-align: center;">Fall II:</p> $F_{m_2} = 500$ $F_{c_2} = 500$ $F_{m_2} + F_{c_2} = 1000$ $\frac{F_{m_2} F_{c_2}}{K} = \frac{500 \cdot 500}{1875} = 133.$
--	---

Die Kreuzung mit der gleichmäßigeren Verkehrsverteilung ist die gefährlichere.

Linkseinbiegungen. — Wenn eine Kreuzung, namentlich eine T-Kreuzung, eine stündliche Verkehrsmenge bis 1000 Fahrzeuge für wenigstens acht Stunden aufweist, kein Querverkehr, wohl aber besonders starker Linkseinbiegungsverkehr vorherrscht, verdient dieser erhöhte Beachtung. Das wiederholt erwähnte Handbuch enthält u. a. den Beschluß, daß vor dem Anbringen von Verkehrssignalen wenigstens 250 Linkseinbiegungen/h über den Verkehrsstrom von 750 Fahrzeugen des geradeaus fahrenden Verkehrs stattfinden müssen. Der Einfachheit wegen wurde hier, ohne Schmälerung eines Gewichts, das Linkseinbiegen mit Rücksicht auf seinen Ursprung als Querverkehr betrachtet. Auch wurde beschlossen,

diese nicht nur im geraden Verkehrsstrom zu betrachten, sondern auch die Hälfte des Gesamtverkehrsstroms als zusätzlichen Querverkehr zu zählen. Dies geschieht, weil das links einbiegende Fahrzeug zusammen mit dem entgegengesetzten Verkehr der gleichen Querstraße die zwei Hauptverkehrsströme kreuzt. So wird, wenn man das Linkseinbiegen als zusätzlichen Verkehr betrachtet, der berechnete Fahrzeugverkehr gegenüber dem geschätzten:

$$\frac{F_m \left(F_c + \frac{L_m + L_c}{2} \right)}{1875} = \frac{750 \left(250 + \frac{50 + 50}{2} \right)}{1875} = \text{be-rech-neter Fahr-zeug-verkehr gegen ge-schätz-ten Fahr-zeug-verkehr}$$

Fahrzeuggeschwindigkeit. — Der nächste Schritt ist die Bestimmung des Geschwindigkeitsberichtigungsfaktors wie folgt:

a) man ermittle die kritische Annäherungsgeschwindigkeit bei der Kreuzung auf der Grundlage eines Sichtwinkels von 45°, die mit S_c bezeichnet wird;

b) aus genügend vielen Beobachtungen wird die durchschnittliche Annäherungsgeschwindigkeit der Fahrzeuge mit größerer als der kritischen Geschwindigkeit ermittelt. Diese gefährliche Geschwindigkeit = S_h . Dann ist das Verhältnis, in der Regel größer als 1, von $(S_h)^2$ (gefährliche Annäherungsgeschwindigkeit) : $(S_c)^2$ (kritische Annäherungsgeschwindigkeit) der Geschwindigkeitsberichtigungsfaktor. Um das richtige Verhältnis Fahrzeug/Fahrzeugschätzung an der Kreuzung zu erhalten, wird der früher errechnete Unteranteil mit diesem Berichtigungsfaktor $\frac{S_h^2}{S_c^2}$ vervielfacht.

Fußgänger/Fahrzeuge. — Hier betrachtet man den Verkehrsstrom der Fußgänger genau so wie den Querverkehrsstrom mit jenem der Hauptstraße. Die von den Fußgängern zu überquerende Straßenbreite beträgt hier 40 Fuß (12,20 m). Es ist:

$$\frac{\text{betrachtete Straßenbreite}}{\text{Regelbreite von 40 Fuß}} = \frac{R_w}{R_k} = \text{Straßenbreitenverhältnis.}$$

Um unter diesen Umständen allein ein Verkehrssignal zu rechtfertigen, muß der Spitzenverkehrsstrom/h wenigstens 750 Fahrzeuge und der des Fußgängerverkehrs/h wenigstens 250 Personen betragen.

$$\frac{F_m P_m}{1875} = \frac{750 \cdot 250}{1875} = 100 = \text{Schätzung.}$$

Wenn dort ein Fahrzeugquerverkehr vorhanden ist, wird der Fußgängerverkehr gegenüber dem Fahrzeugverkehr schätzungsweise:

$$\frac{F_m P_m}{1875} + \frac{F_c P_c}{1875}$$

Betrachten wir auch den Straßenbreitenfaktor, da eine breitere Straße für Fußgänger gefährlicher ist, so erhalten wir:

$$\left[\left(\frac{F_m P_m}{1875} \right) \frac{W_m}{W_k} \right] + \left[\left(\frac{F_c P_c}{1875} \right) \frac{W_c}{W_k} \right] = \text{Fußgängerschätzungsanteil.}$$

Schließliche Kreuzungsschätzung für eine Kombination der Erfordernisse. — Obgleich jedes dieser vorgenannten Erfordernisse im einzelnen keine Verkehrssignaleinrichtung rechtfertigen kann, ergibt eine gemeinsame Betrachtung der Verhältnisse ein anderes Bild. Wir

erhalten schließlich als Gleichung für die Vereinigung der verschiedenen Erfordernisse einer Kreuzungsschätzung:

$$\left[\frac{(F_m F_c) + \frac{L_m + L_c}{2} S_h^2}{K} \right] + \left[\left(\frac{F_m P_m}{K} \right) \frac{W_m}{W_k} \right] + \left[\left(\frac{F_c P_c}{K} \right) \frac{W_c}{W_k} \right] + A = \text{zusammengesetzte Kreuzungsschätzung.}$$

oder

$$\left[\frac{(S_h^2 F_m) \left(F_c + \frac{L_m + L_c}{2} \right)}{S_c^2 K} \right] + \left[\frac{F_m P_m W_m}{K W_k} \right] + \left[\frac{F_c P_c W_c}{K W_k} \right] + A = \text{zusammengesetzte Kreuzungsschätzung.}$$

Mit den obigen Zahlenwerten erhalten wir:

$$\left[\frac{(302 \cdot 750) \left(250 + \frac{50 + 50}{2} \right)}{20^2 \cdot 1875} \right] + \left[\frac{750 \cdot 250 \cdot 60}{1875 \cdot 40} \right] + \left[\frac{250 \cdot 250 \cdot 30}{1875 \cdot 40} \right] = 445.$$

Außer diesen hier berücksichtigten Einflüssen an Straßenkreuzungen gibt es noch viele andere, die Beachtung verdienen, so z. B. in der Nähe von Schulen, Feuerlöschstationen, Kirchen, Spielplätzen u. a. Die Kreuzung kann auch eine Stelle sein, wo sich sehr häufig aus nicht ohne weiteres erkennbarer Ursache viele Unfälle ereignen. Die Faktoren oder Einflüsse, die zur Steigerung der Unfälle oder zur Verkehrsverwirrung beitragen, erhalten einen der freien Schätzung überlassenen positiven Wert, jene, die einen abschwächenden Einfluß ausüben, erhalten einen negativen Wert. Diese Werte (Gewichte) können willkürlich festgesetzt werden, entweder in Punkten oder als Ausdrücke zusätzlichen Verkehrs der Haupt- oder Querstraße. In New York City werden folgende willkürlich festgesetzte Werte benutzt: für Kreuzungen an Zufahrten zu Unter- oder Überführungen zusätzlich 15 Punkte, in der Nähe von Schulen, Kirchen und anderen öffentlichen Plätzen zusätzlich 10 Punkte, wenn eine Straße Einbahnverkehr hat, so werden 10, bei beiden Straßen als Einbahnstraßen 20 Punkte abgerechnet. Ein Punkt, in Verkehrsstromanteil ausgedrückt, entspricht etwa 40 Fahrzeugen/h für jede der sich kreuzenden Straßen.

Viele willkürliche Werte können als relative Gewichte entsprechend ihrer Bedeutung in Betracht gezogen werden. Diese Werte werden ebenfalls brauchbare Faktoren und können die Grundlage überzeugender Beweise bilden.

Diese Schätzungen können noch für viele andere Zwecke als nur für die Verkehrsschätzung und die Notwendigkeit der Einrichtung von Verkehrssignalen angewendet werden, so z. B. für die Beurteilung der Dringlichkeit der Zuteilung weiterer Verkehrspolizeibeamten zur Ergänzung vorhandener selbsttätiger Verkehrskontrolleinrichtungen, Nachweis der Notwendigkeit der Bereitstellung von Mitteln für zusätzliche Verkehrssignale an Kreuzungen usw.¹⁾

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

¹⁾ Proceedings of the 7. Annual Meeting of the Institute of Traffic Engineers, S. 71 bis 75.

Vermischtes.

Sondertagung für Schweißtechnik. Der Fachausschuß für Schweißtechnik des VDI und die schweißtechnischen Verbände veranstalten mit der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft am Mittwoch, dem 15. November 1939, eine Sondertagung für Schweißtechnik in der Technischen Hochschule Hannover mit folgendem Vortragsplan: „Neuere automatische Schweißverfahren“; Prof. Dr.-Ing. habil. A. Matting VDI, Hannover. — „Schweißbarkeit von Stahl: Betrachtungen und Versuchsergebnisse“; Oberreichsbahnrat Dr.-Ing. R. Kühnel VDI, Berlin. — „Über die Aufhängung von niedrig legierten hochfesten Baustählen beim Schweißen“; Prof. Dr.-Ing. chr. Schulz VDI u. Dr.-Ing. Bischoff, Dortmund. — „Mikrohärteprüfung an Schweißverbindungen“; Obering. W. Hoffmann VDI, Berlin. — „Metallurgische Vorgänge beim Schweißen und ihre Beobachtung unter dem Mikroskop“; Dr.-Ing. K. Tewes, Düsseldorf. — „Untersuchungen über statische und Dauerfestigkeit von geschweißtem St 52 nach verschiedenen Wärmebehandlungen“; Dr.-Ing. K. L. Zeyen VDI, Essen. — „Schweißen dicker Bleche“; Dr.-Ing. K. Jurczyk, Aachen. — „Metallurgische Fragen der Leichtmetallschweißung“; Dr.-Ing. P. Brenner, Hannover.

Schwerlastanhänger zum Befördern von Baggern oder anderen großen Lasten. Das Befördern von Baggern, Lokomotiven und anderen großen Lasten von einer Baustelle zur anderen bereitet immer gewisse Schwierigkeiten. Auf einfachen Tiefladefahrgestellen mit kleinen, breiten Eisenrädern wurden die schweren Maschinen langsam auf den Straßen an- und abgefahren. Über große Strecken mußten die Maschinen auf der Eisenbahn verladen werden. Um diese umständliche Beförderungsart zu vereinfachen, ist ein Schwerlastanhänger (Bauart F. X. Meiller) mit einer Tragfähigkeit bis 40 t entwickelt worden, auf dem die Maschinen auch auf schlechten Wegen ohne Umladen von einer Baustelle zur anderen gebracht werden.

Auf dem Niederflurwagen mit 15 m Länge und zwölf luftbereiften Rädern (s. Abb.) fährt ein Bagger mit eigener Kraft über Ladehölzer auf

die bei seitlicher Lastübernahme durch vier Spindeln gegen die Fahrbahn abgestützte, nach unten gekröpfte Ladeplattform auf. Das Verladen bis zur Fahrbereitschaft dauert 20 bis 30 min. Beim Verladen wird der Ausleger mit dem Löffel oder Greifer auf die eine erhöhte Ladefläche abgesetzt, so daß die Baggerseile entlastet werden. Zum gleichzeitigen Befördern bis zu drei Lokomotiven sind auf den beiden höher liegenden Plattformen Schmalspurgleise eingelassen, die über der Niederplattform durch eine einsteckbare Schienenbrücke verbunden werden.



Niederplattformwagen für Nutzlasten bis 40 t.
Bauart F. X. Meiller.

Damit der höchst zulässige einzelne Raddruck des Anhängers nicht überschritten wird und das Fahrzeug auf Baustellen nicht steckenbleibt, ist die Gesamtlast auf zwei sechsrädrige Laufgestelle verteilt, die schwingend und durch Drehschemel mit der Ladebrücke verbunden sind. Die Räder sind pendelnd an den Laufgestellen aufgehängt und durch schwingende Federn abgestützt. Durch Umhängen der Zug- und Lenkdeichsel kann der Wagen in jeder Richtung fahren.

Das Fahrzeug ist selbstspurend. Jedes Fahrgestell enthält nur eine Lenkachse. Die Lenkachse des jeweils vorderen Laufgestells trägt die umsteckbare Zugdeichsel, während am hinteren Laufgestell die ebenfalls umsteckbare, mit der Ladebrücke verbundene dreh- und ausziehbare Lenkdeichsel angebracht ist. Der kleinste Wendekreis halbmesser bis Mitte Laufgestell beträgt 7 m. Das Verhältnis der größten Nutzlast zum Leergewicht (15 t) ist 2,67:1. Beim Fahren können alle zwölf Räder durch Druckluft gebremst werden, so daß ein Beifahrer auf dem Anhänger nicht nötig ist.
R. —

Kabelbrücke über den St.-Lorenz-Fluß. T. d. Travaux 1938, 14. Jahrg., vom November berichtet auf S. 609 über die neue Straßenverbindung von den Vereinigten Staaten nach Kanada ungefähr 60 km stromaufwärts von Ontario über den St.-Lorenz-Fluß. Die Straßenüberführung enthält zwei bedeutende Kabelbrücken über die beiden Hauptarme des Flusses, in die er durch eine Inselgruppe (bekannt unter dem Namen Thousand Islands) geteilt wird. Die gesamte Länge der Überführung über die beiden Fluß-



Abb. 1.

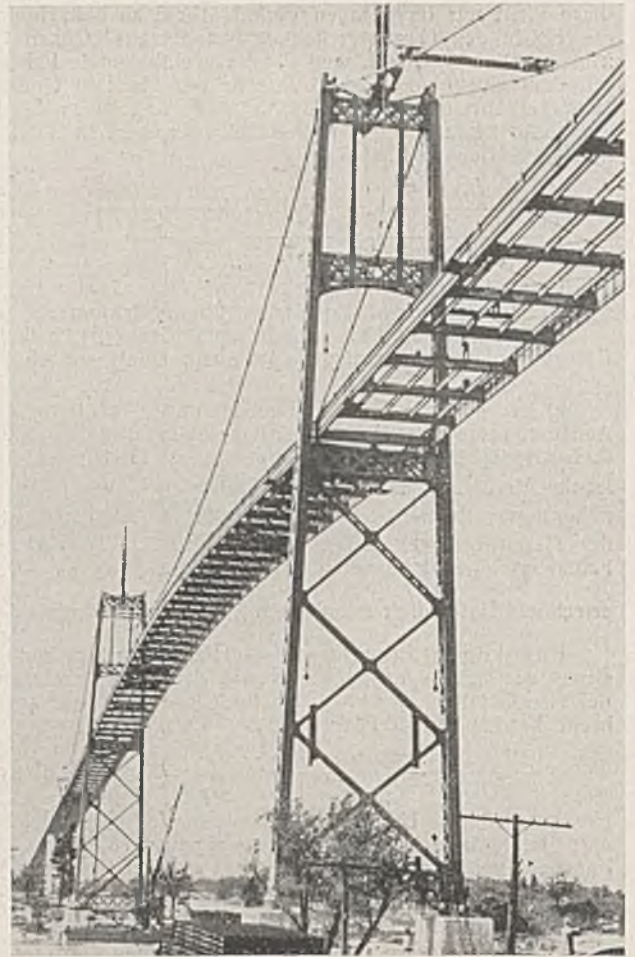


Abb. 2.

arme und die Inselgruppe ist 16 km infolge ihres gewundenen Verlaufes. Wegen des besonders guten Untergrundes sind die Gründungen beider Brücken nur flach und von keiner besonderen konstruktiven Bedeutung. Die längste der Brücken, eine Stahlkonstruktion von 1350 m, ist in ihrer Mittelöffnung über den Amerikanischen Kanal (südlicher Flußarm) auf 240 m frei gespannt. Die Fahrbahn liegt 45 m über dem Fluß. Die beiden seitlichen Öffnungen des Hängewerks haben Spannweiten von je 105 m, die Seitenrampen bestehen aus einfachen Blechbalken über zwei stählerne Pendelstützen zwischen je zwei Eisenbetonendpfeilern; sie laufen über drei Öffnungen hindurch. Die gesamte Länge dieses Trägerwerks zu beiden Seiten der Hängebrücke ist je 450 m lang.

Mit Rücksicht auf die von vielen Touristen besuchte ausgezeichnete Landschaft wurde für die Überquerung der beiden Flußarme die verhältnismäßig hohe, jedoch feingliedrige Konstruktion gewählt. Die Betonsockel unter den Pfosten der beiden Türme liegen mit ihrer Oberkante 6 m über dem Wasserspiegel. Die Türme haben eine Höhe von 71 m. Das Süd- und nördliche Widerlager der Brücke über den Amerika-Kanal ist mit seiner Verankerung in 4,50 m Tiefe auf Stahlpfählen festgelegt.

Das nördliche Widerlager ist unmittelbar im Fels auf einfache Weise eingebettet. Eine dieser Verankerungen ist aus Abb. 1 ersichtlich. Im Hintergrunde des Bildes ist die Aufstellung der über drei Öffnungen laufenden Vollwandträger der Zufahrtrampe zu erkennen.

Man sieht im Beton des Sockels die im Sechseck angeordneten Öffnungen für je 37 Kabelstützen. Die Fahrbahnbreite ist 6,60 m, jeder Fußweg ist 0,9 m breit. Die Fahrbahnplatte besteht aus einer 11 cm dicken Betonplatte auf Metallträgern. Der Versteifungsträger ist ein stählerner Vollwandträger von 1,80 m Höhe (Abb. 2).

Die Versteifungsträger wurden in einzelnen etwa über zwei Felder reichenden, durch Querträger verbundenen Abschnitten an den gespannten Kabeln hochgezogen.

Die Kabelbrücke über den nördlichen Flußarm (Kanadischer Kanal) ist in ihrer Ausbildung der vorbeschriebenen Kabelbrücke ähnlich. Die Hauptöffnung über den Flußarm ist 225 m frei gespannt und liegt 36 m über dem Wasserspiegel.

Die gesamte Flußüberführung einschließlich der beiden großen und der kleineren Brückenbauten ist mit einem Kostenaufwande von 2200 000 Dollar durchgeführt worden. Die Herstellungskosten werden durch Brückenzoll abgetragen, wobei ein jährlicher Verkehr von 500 000 Wagen schätzungsweise vorausgesetzt wurde. Die Arbeiten begannen am 1. Mai 1937, die Eröffnung der Brücke fand am 18. August 1938 statt.
Zs.

Patentschau.

T-förmiger Trägergurt. (Kl. 491, Nr. 630 130 vom 1. 4. 1932 von Anselm Cyran in Düsseldorf-Lohausen.) Um die Herstellung von Blechträgern zu vereinfachen und zu verbilligen sowie ein erleichtertes Planbiegen der Gurthflanschen zu ermöglichen und ein gutes Anliegen der

Gurtschenkel an den Steg beim Zusammensetzen von Gurt und Steg zu erreichen, wird ein vorgewalztes Profil mit gespreizten Schenkeln und entsprechend aufgeklappten Flanschen hergestellt, bei dem die Stegschenkel und die Nut eine solche Länge haben, daß die Stege oder Knotenbleche in ihnen nicht nur durch Schweißen, sondern auch durch Vernieten oder Verschrauben mit Sicherheit befestigt werden können. Die Nutbrücke erhält eine größere Biegsamkeit als die Flansche, so daß durch einfaches Herunterbiegen der Flansche das fertige Profil hergestellt ist.

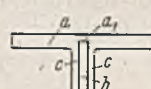


Abb. 1.

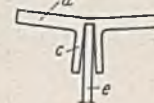


Abb. 2.

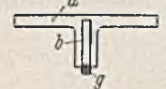


Abb. 3.

Der Trägergurt besteht aus einem vorgewalzten Profil mit einem Flansch *a*, der Zwischennut *b* und den Stegschenkeln *c*. Der Flanschteil über der Nut zwischen den Gurtschenkeln, die Nutbrücke *a*₁, ist schwächer als der Flansch. Da beim Planbiegen der Gurthflanschen nur der geringere Biege- und Torsionswiderstand der Nutbrücke *a*₁ zu überwinden ist und ein Verbiegen der Flanschteile in sich verhindert wird, erfordert das Planbiegen, wenn es nicht beim Walzen der Gurtung geschieht, nur einfache Richtarbeit. Zum guten Zusammenschluß von Gurt und Steg werden die Schenkel *c* zwecks besserer Stegfassung und Vermeidung hoher Beanspruchungen bei den Übergängen von Flansch zum Steg ausreichende Höhe erhalten, indem der Gurt unter Spreizung der Schenkel *c* und Winkligbiegen der Flanschkhälften *a* und *a*₁ kreuzförmig vorgewalzt wird und beim Fertigwalzen durch scharnierartiges Zurückbiegen der beiden Gurthälften die Gebrauchsfähigkeit erhält. Die freien Enden der Schenkel *c* können beliebig geformt sein. Der Gurt nach Abb. 2 zeigt schwach konischen Nutanlauf, um das Einführen von Stegen zu erleichtern. In die Gurtnuten können auch Stege oder Knotenbleche, die schwächer als die Nutweite sind, mit raumfüllenden Beilagen eingesetzt sind, verschweißt oder vernietet werden. Zur Gurtverstärkung oder zum inneren Schutze der Nut kann diese durch Anschweißen eines Rund-, Quadrat- oder sonst passenden Stabeisens *g* abgeschlossen werden, das sich mit der Rundung oder den Kanten in die Nut legen bzw. klemmen läßt (Abb. 3).

INHALT: Die neuzzeitliche Bauweise von Erdstaudämmen in den VSTA und ihre Anwendungsmöglichkeit in Deutschland. — Das Gabelungsbauwerk der Reichsautobahn bei Hattenbach in Kurhessen. — Die akustische Wandlung des Theaters des Volkes in Berlin. — Kabelunterführungen unter Betriebsgleisen. — Konische Bolzen im Stahlbrückenbau. — Der „Baugreifer“ — Verfahren zur Schätzung des Verkehrs an Straßenkreuzungen. — Vermischtes: Sondertagung für Schweißtechnik. — Schwerlastanhänger zum Befördern von Baggern oder anderen großen Lasten. — Kabelbrücke über den St.-Lorenz-Fluß. — Patentschau.

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