

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 21. Oktober 1932

Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

## Umbau der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz.

Von Reg.-Baurat K. Leißler und Reg.-Baumeister a. D. W. Keil, Mainz.

### 1. Vorgeschichte.

Die bereits von den Römern bei ihrem Vordringen an den Rhein erkannte außerordentliche Wichtigkeit einer ständigen Verbindung der beiden Rheinufer in der Nähe der Mainmündung führte vor etwa 2000 Jahren schon zur Erbauung einer festen Brücke bei Mainz. Nach Vernichtung dieser Brücke in der Zeit der Völkerwanderung errichtete Karl der Große, der ebenfalls von der Bedeutung einer Verbindung an dieser Stelle überzeugt war, wiederum eine Brücke, die aber kurz nach ihrer Fertigstellung im Jahre 814 durch Brandstiftung zerstört wurde. Jahrhundertlang behalf man sich alsdann mit Fährbetrieb und Schiffbrücken, bis im Jahre 1885 nach dreijähriger Bauzeit eine neue Straßenbrücke kurz unterhalb der alten Römerbrücke dem Verkehr übergeben werden konnte (Abb. 1). Diese Brücke wurde nach dem bei dem damaligen Wettbewerb mit dem 1. Preis ausgezeichneten Entwurf von Prof. Thiersch, München, von den Baufirmen Philipp Holzmann AG, Frankfurt, und Benkiser, Pforzheim, ausgeführt und entsprach mit ihren massiven Aufbauten auf den Brückenköpfen und Pfeilern dem monumentalen Charakter des Mainzer Städtebildes (Abb. 2).

Die fünf Stromöffnungen, die von der Mitte nach den Seiten zu symmetrisch abnehmen, werden von Zweigelenkbogen überspannt, wobei in jeder Öffnung vier Fachwerkhauptträger angeordnet sind (Abb. 3).



Abb. 1. Lageplan der Straßenbrücke.

Das für die Überbauten verwendete Material ist Schweißeisen im Gesamtgewicht von 3600 t. Die Widerlager und Pfeiler sind aus Bruchsteinmauerwerk mit Sandsteinquaderverkleidung errichtet. Die Widerlager sind auf Brunnen, die Pfeiler auf eisernen Senkkästen gegründet.

Die ursprünglich chaussierte und späterhin mit Granitgroßpflaster abgedeckte Fahrbahn war 7,90 m breit. Ihre Tragkonstruktion wurde zur Milderung der Stoßwirkung als 0,65 m weit gespanntes Kappengewölbe aus Klinkern ausgebildet. Die Fußwege, die von Buckelplatten getragen werden und mit Asphalt abgedeckt sind, erhielten eine Breite von 2,85 m (Abb. 4).

Der den Baujahren folgende außerordentliche Aufschwung des rheinmainischen Wirtschaftsgebietes sowie das Fehlen sonstiger fester Brücken auf einer etwa 150 km langen Rheinstrecke zwischen Worms und Koblenz machte die Mainzer Straßenbrücke sehr bald zu einer der wichtigsten Verbindungen für den Verkehr über den Rhein.

Zur Aufnahme des bei Errichtung der Brücke vorhandenen und nach damaliger Anschauung noch zu erwartenden Verkehrs hätte die gewählte Straßenbreite von 7,90 m durchaus genügt; jedoch brachte schon die zu Anfang des Jahrhunderts zweigleisig über die Brücke verlegte elektrische Straßenbahn eine erhebliche Einengung des Verkehrs mit sich. Noch mehr aber führte der sich überaus steigernde



Abb. 2. Ansicht der alten Straßenbrücke.

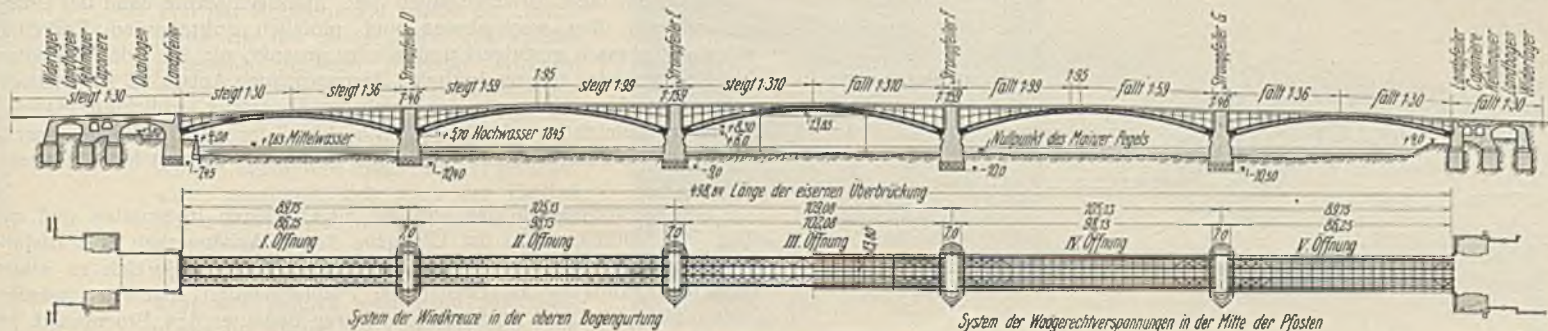


Abb. 3. Systemzeichnung.

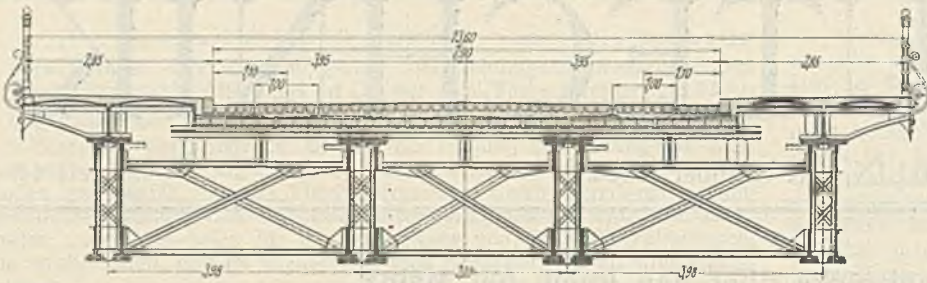


Abb. 4. Brückenquerschnitt vor dem Umbau.

Verbesserung der Verkehrsverhältnisse auf der bestehenden Brücke, sondern auch des Durchgangsverkehrs im allgemeinen bringen sollte, vorläufig an der Unmöglichkeit der Aufbringung der erforderlichen Mittel scheiterte, mußte man sich zur Abstellung der oben geschilderten Mängel im Interesse des Verkehrs mit einer genügenden Verbreiterung der Fahrbahn und einem damit zusammenhängenden Umbau der bestehenden Konstruktion, der nur etwa ein Viertel der Kosten eines Brückenneubaus betrug, begnügen.

2. Vorarbeiten.

Von ausschlaggebender Bedeutung für diese Umbauabsichten war zunächst die Feststellung, ob die bestehenden Überbauten, sowie auch die Pfeiler und Widerlager den für die Zukunft zu stellenden Anforderungen auch nach Verbreiterung der Fahrbahn noch gewachsen waren. Eingehende statische Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß neben einzelnen Konstruktionsteilen der Querverbände besonders die äußeren Hauptträger starke Überlastungen aufwiesen und auch die auftretenden Kantenpressungen an der Fundamentsohle das zulässige Maß bei weitem überschritten.

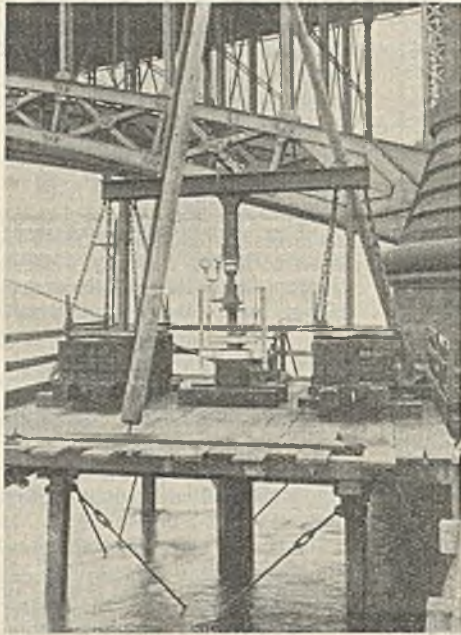


Abb. 6. Ausführung der Bodendruckversuche im Strom.

Kraftwagenverkehr besonders in der Nachkriegszeit zu öfter sich wiederholenden Verkehrsstockungen und sonstigen Verkehrsgefahren, die gebieterisch nach Abhilfe drängten. Insbesondere wurden diese Verkehrshinderungen und die sich mehrenden Unglücksfälle durch die Verschiedenheit der Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrzeuggattungen und den Mangel an ausreichender Überholungsmöglichkeit hervorgerufen, wobei die seitliche Anordnung der Straßenbahngleise noch zu einer wesentlichen Erhöhung der Unübersichtlichkeit auf der Fahrbahn beitrug.

Da die Errichtung einer neuen Straßenbrücke, die nicht nur eine

Bei ungünstigster Laststellung wurde als höchste Kantenpressung etwa 11 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt. Um einwandfreien Aufschluß darüber zu erlangen, welche Belastung dem Untergrund in der Folge zugemutet werden dürfte, wurden umfangreiche Bohrungen und Bodendruckversuche angestellt, die nach vorausgegangener Ausschreibung im September 1930 von der Firma Grün & Bilfinger AG, Mannheim, nach den neuesten Gesichtspunkten der Baugrundforschung in halbjähriger Arbeit ausgeführt wurden.

Die Versuchseinrichtung (Abb. 5) bestand aus einem 500 mm weiten Bohrrohr, dem Druckgestänge mit unten angebrachten Druckplatten verschiedener Größen und oberer Druckplatte zur Aufnahme der Druckwasserpresse, die sich gegen eine Traverse mit Gegengewichten stemmte. Zur Messung der jeweils auf den Untergrund ausgeübten Drücke und der dabei vorgefundenen Einsenkungen waren je zwei Manometer und Spannungsmesser angebracht. Die bei den Versuchen verwendeten Druckplatten hatten einen Durchmesser von 150, 225, 250 und 380 mm. Die Versuche

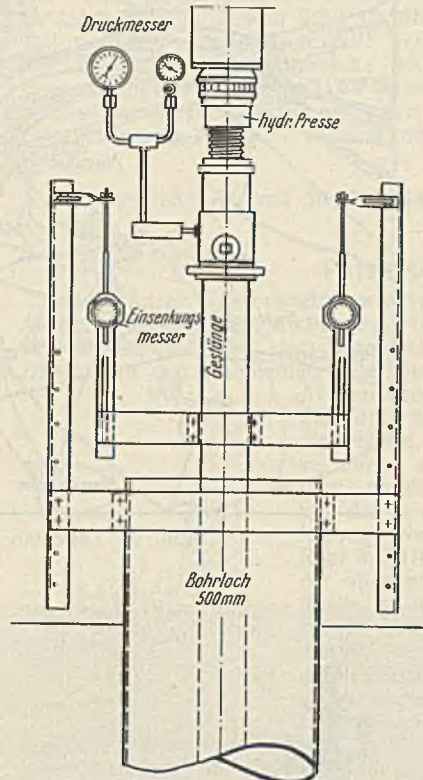


Abb. 5. Anordnung der Meßgeräte für die Bodendruckversuche.

fanden im freien Strom von einem gerammten Gerüst aus statt (Abb. 6).

Nachdem das Bohrrohr bis zu der jeweils zu untersuchenden Bodenschicht niedergebracht war, wurde nach vorsichtigem Aushub der letzten Schicht die Bohrlochsohle einplaniert und alsdann die Druckplatte mittels des Druckgestanges aufgesetzt. Bei den nun folgenden verschiedenen Versuchen wurde der Druck stufenweise erhöht und jede Druckphase eine bestimmte Zeit festgehalten, bis eine nennenswerte Einsenkung nicht mehr folgte. Bei Belastungen von über 8 kg/cm<sup>2</sup> kamen dabei die Einsenkungen nur sehr langsam zur Ruhe. Außerdem brachte man bei mehreren Versuchen den Druck zunächst langsam auf 4 kg/cm<sup>2</sup>, ungefähr gleich der Eigengewichtsbelastung durch das Bauwerk, hielt ihn alsdann eine längere Zeit konstant, bis ein merkliches Nachgeben des Untergrundes nicht mehr zu verzeichnen war. Mehrfach wurde dann der Druck entsprechend den wechselnden und plötzlich auftretenden Verkehrsbelastungen rasch gesteigert und wieder gesenkt, um über das Verhalten des Untergrundes bei wechselnder Beanspruchung Aufschluß zu erhalten. Nach jedem Versuch wurde das durch das Abpressen verdichtete Material in einer Schichthöhe gleich dem 1,5- bis 2 fachen Druckplattendurchmesser weggebohrt und auf der neuen Sohle mit dem nächsten Versuch begonnen.

Die Versuchsergebnisse und die angetroffenen Bodenarten sind aus Abb. 7 ersichtlich, wobei der Übergang der in Abhängigkeit vom Bodendruck aufgetragenen Einsenkungskurve vom linearen Bereich zu etwas stärkerer Krümmung als Grenze der Proportionalität angesehen werden kann. Das plötzliche Absinken der Kurve bedeutet den Bruchpunkt, an dem das Ausweichen des Untergrundes beginnt.

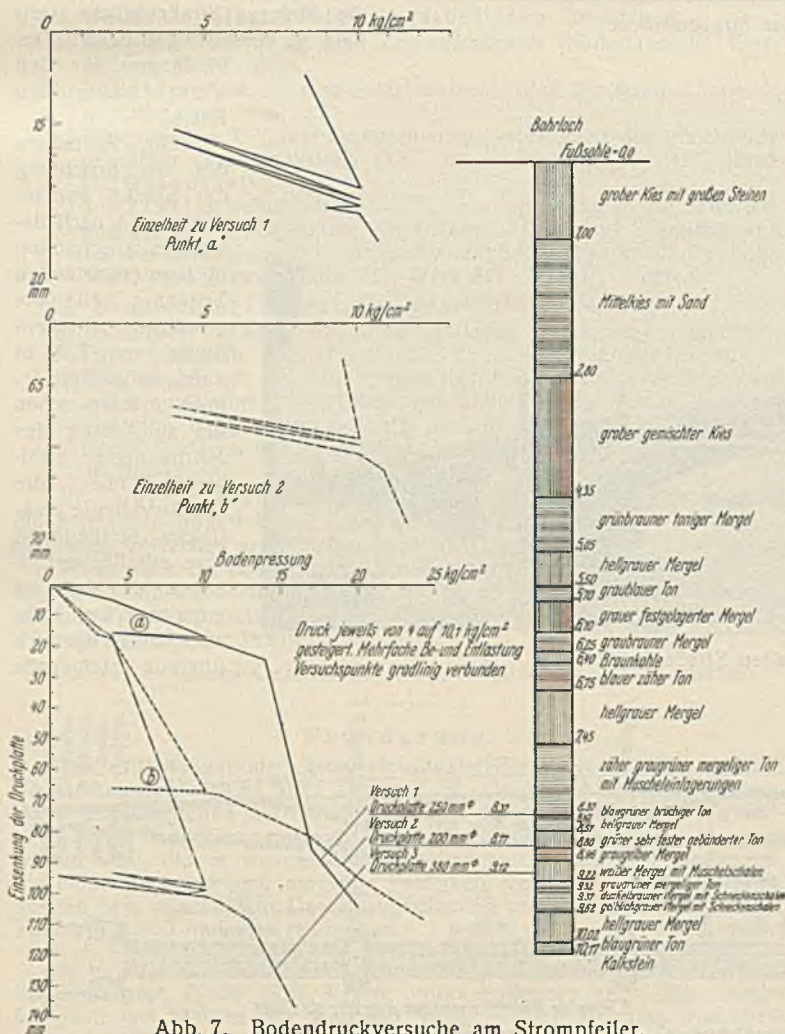


Abb. 7. Bodendruckversuche am Strompfeiler.

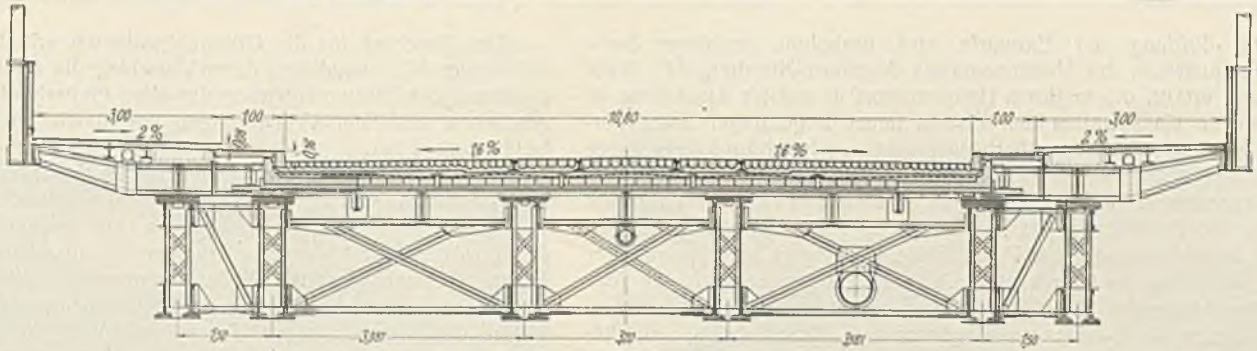


Abb. 9. Neuer Fahrbahnquerschnitt.

Die Auswertung der zahlreichen Druckversuche in den stark wechselnden Ton- und Mergelschichten des Mainzer Beckens ergab, daß eine zukünftig als ungünstigst zu erwartende Laststeigerung auf annähernd 11 kg/cm<sup>2</sup> infolge der niedrig gelegenen Bruchpunkte außerordentlich bedenklich erschien, daß aber eine Pressung von 6 kg/cm<sup>2</sup> als zulässig erachtet werden konnte. Für die durch die geplante Verbreiterung der Brückenfahrbahn in Verbindung mit den gesteigerten Verkehrslasten zu erwartenden Überbeanspruchungen des Untergrundes waren demnach besondere Maßnahmen zur Sicherung der Pfeilerfundamente vorzusehen.

### 3. Ausschreibung der Umbauarbeiten.

Nach vorläufigem Abschluß der umfassenden Vorarbeiten wurden im Dezember 1930 die Umbauarbeiten an der Straßenbrücke im engeren Wettbewerb unter acht Stahlbaufirmen, die ihrerseits für die in Frage kommenden Tiefbauarbeiten mehrere Baufirmen zur Mitarbeit herangezogen hatten, ausgeschrieben.

Der Ausschreibung für den Umbau der Brücke waren in der Hauptsache folgende Bedingungen zugrunde gelegt:

1. Verbreiterung der Fahrbahn von 7,90 m auf 10,80 m.
2. Umlegung der Straßenbahngleise aus der Seitenlage in die Mitte der Fahrbahn.
3. Anordnung zweier Radfahrwege von je 1 m Breite.
4. Beiderseitige Fußsteige von je 3 m Breite.
5. Maßnahmen zur Herabminderung der Kantenpressungen auf höchstens 6 kg/cm<sup>2</sup>.
6. Aufrechterhaltung des gesamten Verkehrs während der Umbauarbeiten.
7. Grundbedingung war ferner, daß die Linienführung der Brücke unverändert erhalten blieb und der Gesamteindruck durch die Umbaumaßnahmen nicht beeinträchtigt werden durfte.

Zum Einlieferungstermin im Mai 1931 wurden von den aufgeforderten Firmen sechs Hauptentwürfe mit verschiedenen Varianten unter Mitwirkung namhafter Architekten eingereicht.

Mit Ausnahme eines Entwurfes wurde für die Verbreiterung durchweg der Einbau von zwei neuen Hauptträgern, teils Fachwerk-Bogenträgern in der bestehenden Ausführung, teils Vollwand-Bogenträgern, vorgeschlagen. Bemerkenswert waren außerdem zwei Vorschläge, von denen derjenige der Firma Harkort durch Anordnung einer Zugbandkonstruktion unter der Fahrbahn besondere Sicherheitsmaßnahmen für die Strompfeiler zu vermeiden suchte, und ein Nebenentwurf der M. A. N., der aus dem gleichen Grunde einen Ersatz der alten Bogenhauptträger durch vollwandige Balkenträger vorsah (Abb. 8).

### 4. Zuschlagerteilung.

Der Zuschlag für die Ausführung der Stahlüberbauten wurde nach

Abb. 8. Entwurf der Firmen M. A. N. Werk Gustavsburg und Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. M., unter Mitwirkung von Prof. Abel, München.

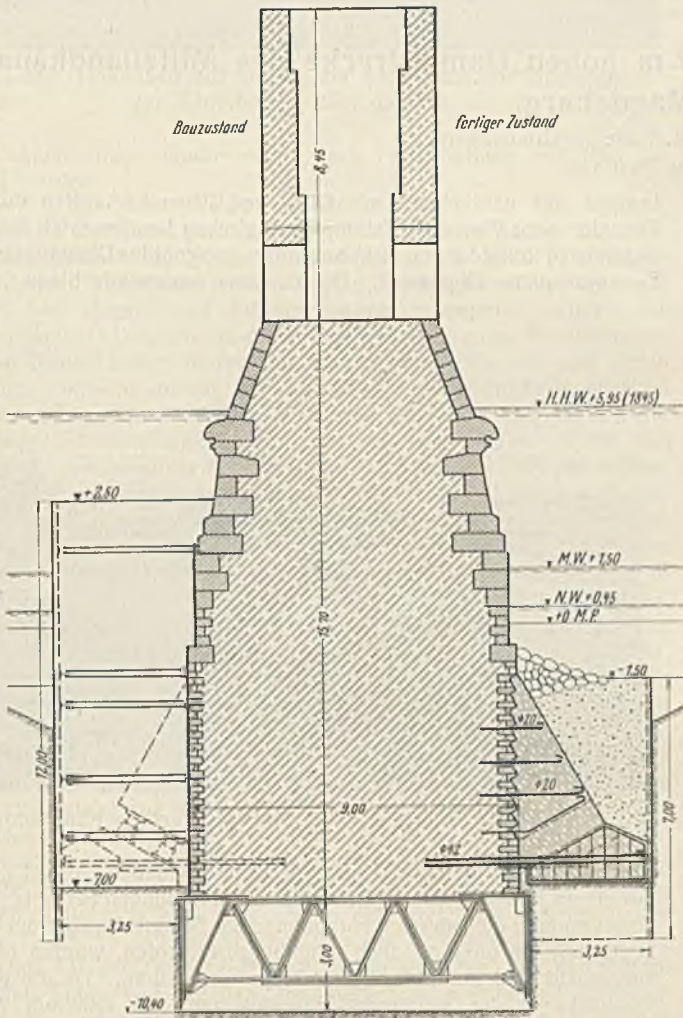


Abb. 11. Strompfeilerquerschnitt mit den geplanten Fundamentverstärkungen.

Die Auswertung der Druckversuche hatte zum Ziel, die Beanspruchung festzustellen, die dem Untergrund unter dem Bauwerk zugemutet werden kann, ohne daß schädigende Senkungen eintreten. — Die Setzungen in dem angetroffenen Baugrund sind abhängig von folgenden Faktoren:

1. Von der Zusammenpreßbarkeit des Materials unter dem Druckkörper, die abhängig ist von der Abgabe des Wasserhaltes.
2. Von der Kohäsion am Rande der Druckplatte, die das in der Nähe des Randes außerhalb liegende Material mitbeansprucht. Diese Einwirkung ist abhängig vom Umfang des Druckkörpers. Da bei wachsender Fläche das Verhältnis zwischen Umfang und Fläche immer geringer wird, verringert sich auch der Einfluß dieses Faktors, d. h. die Einsenkung vergrößert sich.
3. Von dem passiven Erddruck und der Reibung des seitlich gelagerten Materials, wobei die Größe der Überlagerung eine ausschlaggebende Rolle spielt.

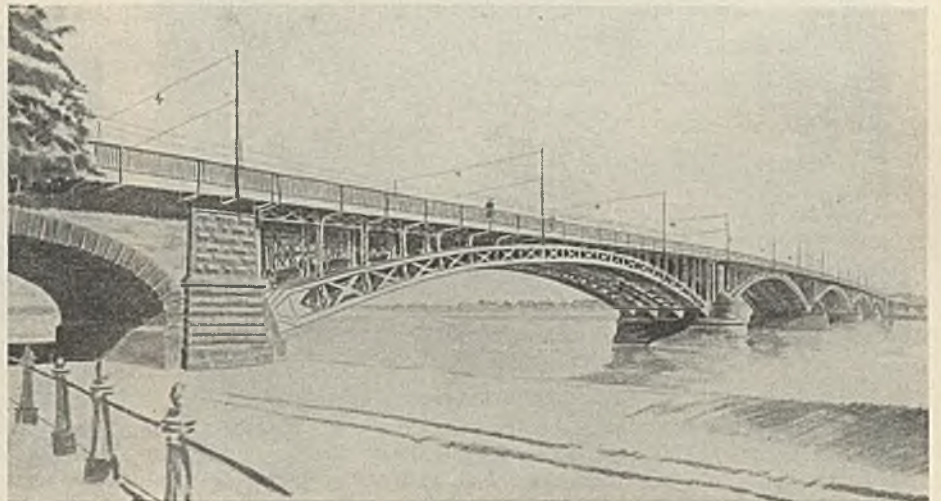


Abb. 10. Schaubild zum Ausführungsentwurf der M. A. N.

eingehender Prüfung der Entwürfe und Einholung mehrerer Sachverständigengutachten der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, erteilt, die in ihrem Hauptentwurf in engster Anlehnung an die bestehende Konstruktion den Einbau neuer Bogenträger unter Vorspannung zur Entlastung der überbeanspruchten alten Hauptträger anbot (Abb. 9).

Die angestrebte Verbreiterung der Fahrbahn (Abb. 10) erforderte gleichzeitig die Beseitigung der monumentalen Aufbauten, die seither in Form von Brückenhäusern und Pylonen die Widerlager und Stropfeiler krönten. Die seitherige, durch diese Aufbauten betonte senkrechte Aufteilung der Brücke ist einer großen Zusammenfassung gewichen. Die Fahrbahnlinie wird in ihrer ununterbrochenen Durchführung zur beherrschenden Linie des Bauwerks.

## Spülkipfverfahren und Toneinbau bei der 17 m hohen Dammstrecke des Mittellandkanals nördlich Magdeburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat E. Tode in Glindenberg.  
(Schluß aus Heft 44.)

### Setzbewegungen der Dammschüttung.

In der festen Annahme, daß weder der Untergrund noch der im Spülkipfverfahren hergestellte Kanaldamm nennenswerte, vor allen Dingen unregelmäßige Setzungen erfahren würde, wurde bei der Herstellung kein Sackmaß berücksichtigt. Nur die 2 m hohen, in Trockenschüttung hergestellten Dammköpfe erhielten ein Sackmaß von 5%. Ebenso wurde die Tonschale aus Sicherheitsgründen um 1,10 m anstatt planmäßig 1 m über den Wasserspiegel hochgezogen. Mit Beginn der Bauausführung waren kleinere Versuche angestellt worden, um aus dem Porenvolumen verschiedener Proben die dichte Lagerung des gespülten Dammbodens im Vergleich mit dem gewachsenen Kies der Entnahmestelle und dem trocken gekippten, durch den schweren Förderbetrieb festgerüttelten Kies der Spüldämme zu ermitteln. Das Ergebnis der Versuche war, daß der gespülte Boden verhältnismäßig fester gelagert war als der gewachsene Boden, und dieser wieder fester als der trocken gekippte Boden. Wenn sich dieses Ergebnis auch bei mehrfachen Wiederholungen der Versuche immer wieder ergab, so konnte es doch wegen der vielen unvermeidbaren Fehlerquellen, die besonders bei der Gewinnung der Bodenproben auftraten, nicht als unbedingt richtig angesehen werden.

Weitere Versuche zur Ermittlung der Festigkeit und Dichtigkeit des gespülten Bodens im Verhältnis zu dem ursprünglich gewachsenen Boden wurden durch die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik mit einer Schwingungsmaschine ausgeführt. Soweit das Ergebnis der Versuche bereits ausgewertet worden ist, läßt es erkennen, daß der Einbau durch das Spülkipfverfahren doch nicht eine so starke Verdichtung hervorgerufen hatte, wie erwartet war, daß aber durch das Einspülen des zur Verfügung stehenden gemischtkörnigen Kiessandes eine dichtere und somit auch festere Lagerung erzielt war, als wenn der Boden trocken gekippt und dann eingeschlammmt worden wäre.

Genaue Beobachtungen über die Setzbewegungen werden nach der Fertigstellung des hohen Damms durch regelmäßige Nachmessungen von Festpunkten auf der Dammkrone vorgenommen werden.



Abb. 15. Baggerung des Dichtungstones.

### Tongewinnung.

Nachdem die Kiesschüttung bis etwas oberhalb der Tonschale, also bis zur Höhe des Spüldammes VI fertiggestellt war, begann der Einbau des Tones. Er wurde bei Elbeu, etwa 4 km vom Schwerpunkte der Baustelle entfernt, gewonnen. Es fand sich hier ein Tonvorkommen von 20 m Mächtigkeit. Die oberste 6 m hohe Lage unter dem Mutterboden

Den Zuschlag für die Gründungsarbeiten erhielt die Baufirma Grün & Bilfinger AG, Mannheim, deren Vorschlag die sicherste Gewähr für ein gleichmäßiges Zusammenwirken der alten Pfeilerfundamente mit den vorgesehenen seitlichen Verstärkungen und damit für eine Entlastung des Untergrundes bot.

Nach einem zum Patent angemeldeten Verfahren wird die Sohle der Fundamentverbreiterung durch Abpressen derart verdichtet, daß das Gefüge annähernd demjenigen des bestehenden Untergrundes gleichkommt. Hierdurch tritt ein gleichartiges Verhalten der für die Folge aus einzelnen Teilen zusammengesetzten Pfeilerfundamente dem Untergrund gegenüber ein (Abb. 11). Da die neuen Fundamentteile wesentlich über der alten Pfeilersohle liegen, werden Veränderungen an den bestehenden Untergrundverhältnissen des alten Bauwerks auf das geringste Maß beschränkt. (Schluß folgt.)

bestand aus gelblichem, mit Gips- und Eisenokerknollen durchsetztem Ton, der nach Versuchen in der Geologischen Landesanstalt infolge seiner Neigung zu Rißbildungen nicht besonders geeignet für Dichtungszwecke war. Er wurde daher abgeräumt. Der darunter anstehende blaue Septarienton

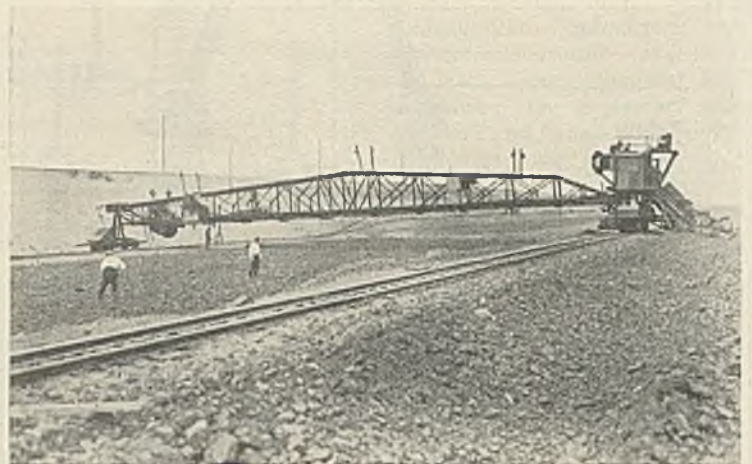


Abb. 16. Tonabsetzer in der waagerechten Kanalsole.

wurde dann bis zu einer Tiefe von 12 m gewonnen (Abb. 15), und zwar mit einem Eimerkettenbagger, der den Ton in dünnen Schichten abschabte. Dabei mußten die zahlreich vorkommenden Septarien ausgesondert werden. Septarien, die unvermeidlich mitgebaggert wurden, wurden beim Einbau ausgesucht und auf eine Abraumkippe abgefahren. Da die gebaggerten Tonstücke in der wärmeren Jahreszeit und bei scharfem Winde sehr schnell steinhart austrockneten und infolgedessen zum Einbau ungeeignet wurden, durfte immer nur so viel Ton gebaggert werden, wie im unmittelbaren Anschluß an die Gewinnung eingebaut werden konnte.



Abb. 17. Tonabsetzer an der 1:3 geneigten Böschung.

### Vorschriften für den Toneinbau.

Es war vertraglich vorgeschrieben, daß der Ton auf der Sohle und den Böschungen in vier einzelnen Lagen parallel zur Sohle und zur Böschungsoberfläche einzubringen und mit Walzen von 2 bis 3 t Achsdruck einzuwalzen war. Ferner mußten zur Vermeidung von Trockenrissen die einzelnen Lagen unmittelbar aufeinander hergestellt werden,



Abb. 18. Toneinbau mit Greifer am westlichen Endwiderlager der Kanalbrücke über die Elbe.

und die oberste Lage mußte sofort nach Fertigstellung mit Kies zugeschüttet werden.

#### Tonabsetzer.

Der Einbau des Tones geschah zum größten Teil mit einem elektrisch betriebenen Absetzer der Firma Fried. Krupp (Abb. 16 u. 17). Dieser Absetzer bestand aus einem kleinen Bagger, einem Führungswagen und einer zwischen Bagger und Führungswagen gespannten Brücke von 33 m Spannweite. Die Brücke diente zum Halten eines Förderbandes. Sie war an beiden Enden beweglich gelagert, und zwar so, daß sie in eine Neigung von 1 : 3 gestellt und in waagerechter Richtung so weit um ihre eigene Achse geschwenkt werden konnte, daß der Bagger und der Führungswagen hintereinander auf demselben Gleis liefen. Durch den Bagger wurde der in einem Längsgraben zugesetzte Ton auf das Förderband geworfen, von dem er durch einen beweglich angeordneten Abstreifer auf die ganze Fläche in der erforderlichen Menge verteilt wurde. Die wirtschaftlichste Ausnutzung des Absetzers in Verbindung mit dem Leistungsvermögen der Walzen bedingte es, daß Felder von durchschnittlich 130 m Länge in Angriff genommen und gleich fertiggestellt wurden. Die Breite des Feldes richtete sich danach, ob der Absetzer an der Böschung in schräger Stellung oder in der Sohle waagerecht arbeitete. Beim Arbeiten an der Böschung wurde außer der Böschungsbreite von 20 m noch ein anschließender Streifen der Sohle von 6 m Breite mit Ton beschickt. In der Sohle wurde der Ton unter Beibehaltung der Feldlänge von 130 m in einer Breite von 24 m aufgebracht. Insgesamt waren 217 000 m<sup>3</sup> Ton einzubringen, für die unter Zugrundelegung einer täglichen Durchschnittsleistung von 800 m<sup>3</sup> 275 Arbeitstage erforderlich waren. Die tägliche Durchschnittsleistung war nicht von dem Bagger in der Tongewinnungsstelle und von dem Absetzer abhängig, sondern allein von den Walzen. Bagger und Absetzer konnten mehr leisten, aber die Leistung der Walzen hatte sich nach dem Grade der erreichten Dichtigkeit des gewalzten Tones zu richten. Ferner war zu berücksichtigen, daß die Wintermonate für den Tonbetrieb vollkommen ausfielen, und daß Regentage und als Folge von Unfällen unvorhergesehene Ruhetage eintraten. Um daher den vertraglichen Fertigstellungstermin unter allen Umständen einhalten zu können, wurde von vornherein im Dreischichtenbetrieb gearbeitet.

#### Greiferbetrieb.

An Bauwerken, ferner in Zwickeln und bei Herstellung schmalere Streifen, bei denen die Verwendung des Absetzers unmöglich oder unwirtschaftlich war, wurde der Ton mit Hilfe eines Greifers eingebracht.

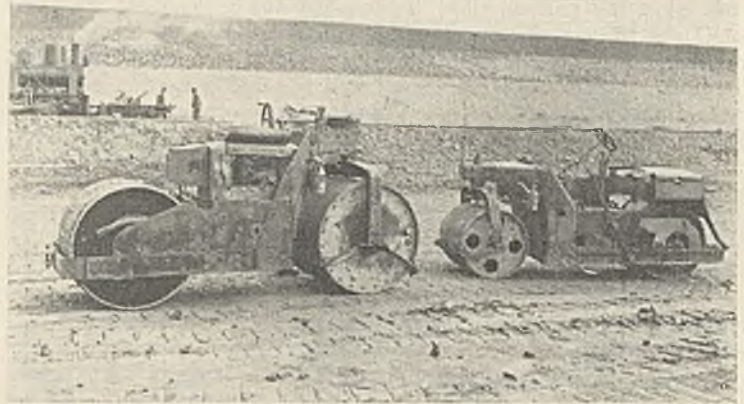


Abb. 19. Links 7-t-Tandemwalze, rechts 4,5-t-Tandemwalze.

Die steilen Betonwände der Bauwerke verhinderten, daß der Ton bis unmittelbar an das Bauwerk heran gewalzt werden konnte. Infolgedessen mußte eine besondere Arbeiterkolonne die Fuge zwischen Beton und Ton mit schweren Eisenstampfern feststampfen (Abb. 18).

#### Walzen.

Gleich mit Beginn des Toneinbaues stellte sich heraus, daß die ursprünglich vorgesehenen Walzen von 2 bis 3 t Achsdruck nicht genügten, um den frisch gewonnenen Ton trotz Zusatzes von Wasser zu einer dichten, einheitlichen Schicht zusammenzupressen. Für das Walzen der Sohle wurden daher Tandemwalzen von 4,5 und 7 t Dienstgewicht beschafft, deren hintere Walze einen Achsdruck von 2,5 und 5 t hatte (Abb. 19). Ihr spezifischer Druck konnte bei der leichteren Walze zu 2 kg/cm<sup>2</sup> und bei der schwereren Walze zu 4 kg/cm<sup>2</sup> angenommen werden. Die 4,5-t-Walze diente zum Anwalzen des lose aufgetragenen Tones, die 7-t-Walze zum nachträglichen Festwalzen. Noch schwerere Walzen, die auf eigene Antriebskraft angewiesen waren, ließen sich nicht verwenden, da sie sich in den Ton einwühlten und steckenblieben. Dagegen wurden teilweise in der Sohle auch 7 t schwere Einzelwalzen benutzt, die zwischen zwei Raupenschleppern liefen (Abb. 20). Da aber diese Walzen nicht ohne Beschädigung der Tonschicht durch die Raupenschlepper zu wenden, die Ecken auszuwalzen und die Nähte zwischen den einzelnen Feldern zu bügeln vermochten, konnte auf die Tandemwalzen nicht verzichtet werden. Während in der Sohle die Walzen unter der Förderbrücke durchlaufen konnten, war das Auswechseln einer Böschungswalze von der einen zur anderen Seite des Absetzers nicht möglich. Infolgedessen war beiderseits des Absetzers je eine Böschungswalze angeordnet worden. Die Böschungswalzen waren 7 t schwer und hatten einen spezifischen Druck von 4,5 kg/cm<sup>2</sup>. Sie wurden auf- und abwärts bewegt durch Lokomotiven, die auf der Krone des Spüldammes VI auf demselben Gleis wie der Führungswagen des Absetzers liefen und mit den Walzen durch Seile verbunden waren (Abb. 17 u. 21). Die Seile gingen über Seilrollen. Diese waren an einem zwischen Führungswagen und Lokomotive festgestellten, mit Eisen beschwerten Muldenkipper befestigt. Für seitliche Bewegungen der Walze brauchte der Muldenkipper nach Lösen der Bremse nur ein kleines Stück durch die Lokomotive vorgezogen oder zurückgedrückt zu werden. Dieser Bewegung folgte die Walze beim Hochziehen nach. Um



Abb. 20. 7 t schwere Einzelwalzen zwischen Raupenschleppern.



Abb. 21. Walzen der Böschung.

Gesamt- dauer	Lagen	Arbeits- zeit	Tonfeld = 130 m																	
			Abschnitt I			Abschnitt II			Abschnitt III			Abschnitt IV								
			Ton	Walzen	Kies	Ton	Walzen	Kies	Ton	Walzen	Kies	Ton	Walzen	Kies						
48 Stunden	1. Lage 8 Std.	6-8	T																	
		8-10		W <sub>l</sub>		T														
		10-12					W <sub>l</sub>								T					
		12-14													T				W <sub>r</sub>	
	2. Lage 8 Std.	14-16	T													W <sub>r</sub>				
		16-18		W <sub>l</sub>		T														
		18-20					W <sub>l</sub>												T	
		20-22													T				W <sub>r</sub>	
	3. Lage 8 Std.	22-24	T													W <sub>r</sub>				
		0-2		W <sub>l</sub>		T														
		2-4					W <sub>l</sub>												T	
		4-6													T				W <sub>r</sub>	
	4. Lage 8 Std.	6-8	T													W <sub>r</sub>				
		8-10		W <sub>l</sub>		T														
		10-12					W <sub>l</sub>												T	
		12-14													T				W <sub>r</sub>	
	Kiesschutzschicht 16 Stunden	14-16														W <sub>l</sub>				
		16-18																		
		18-20																		
		20-22																		
		22-24																		
		0-2																		
		2-4																		
		4-6																		

Abb. 22. Arbeitsfolge beim Einbringen des Tones.

das Gewicht der Walzen kräftig wirken zu lassen, war für die Auf- und Abwärtsbewegungen eine Höchstgeschwindigkeit von 0,75 m/sek festgelegt worden. Jede Stelle der Tonschicht wurde mindestens 12mal, d. h. durch 6 Aufwärts- und 6 Abwärtsbewegungen gewalzt, wobei die Walze die einzelnen Walzbahnen überschneidend 3mal über den zu walzenden Abschnitt hinwegging. Die Zahl der Walzengänge richtete sich nach dem Wasserzusatz, der nach der herrschenden Witterung stark schwankte und dementsprechend mehr oder weniger gefühlsmäßig war. War der Ton zu trocken geblieben, mußte teilweise bis zu 24mal gewalzt werden.

#### Behinderungen durch zu starken Wasserzusatz.

Immerhin war es besser, etwas zu wenig als zu viel Wasser zuzusetzen. Bei zu starkem Wasserzusatz wurde das Walzen unmöglich, da die schweren Walzen versackten. Der ganze Betrieb mußte so lange ruhen, bis der Ton wieder genügend abgetrocknet war. Als besonders störend für den Fortschritt der Arbeiten machten sich infolgedessen auch stärkere Regengüsse bemerkbar. Traten diese ein, während die erste Lage aufgebracht wurde, wurde der Ton zweckmäßig lose liegengelassen, damit das Wasser im Kies versickern konnte. War jedoch bereits eine fertiggewalzte Lage vorhanden, dann mußte unter allen Umständen versucht werden, den darüberliegenden losen Ton wenigstens noch anzuwalzen, damit das Wasser keine Gelegenheit hatte, in den losen Ton einzudringen. Die unangenehmen Störungen traten weniger an den Böschungen auf als in der Sohle, auf der auch noch das Wasser von den Böschungen zusammenlief. Selbst wenn es gelungen war, den Ton in der Sohle noch anzuwalzen, bildeten sich auf der unregelmäßigen Oberfläche der Sohle Wasserstellen, die nach Eintritt besseren Wetters durch kleine Gräben und durch Ausschöpfen von Hand trockengelegt werden mußten. Wenn ein starker Regenguß losen Ton einer der drei obersten Lagen traf, blieb nichts anderes übrig, als die vollkommen durchweichte Lage umzugraben, um durch allseitigen Zutritt von Wind und Sonne für ein möglichst schnelles Abtrocknen zu sorgen. Andernfalls trocknete wohl die Oberfläche, darunter blieb aber die Lage schmierig und war infolgedessen nicht walzbar.

#### Güteprüfung der gewalzten Lagen.

Ob eine Lage einwandfrei festgewalzt war, wurde durch Aufgrabungen festgestellt. Maßgebend für die Güte war der Befund beim Aufbrechen der durch die Aufgrabungen gewonnenen Proben, wobei sich deutlich zeigte, ob die einzelnen Tonstücke zu einem einheitlichen Ganzen zusammengepreßt waren oder ohne Verbindung krümelig nebeneinander lagen. Die Löcher mußten sorgfältig wieder zugestampft werden. Verschiedentlich wurden an vorher festgelegten Stellen Löcher durch alle vier Lagen bis auf den Kies hindurchgetrieben, um festzustellen, wie weit sich der Ton in den Kies hineingepreßt hatte. Im Höchsthalle wurden 3 cm ermittelt. Gleichzeitig wurde dabei festgestellt, daß die einzelnen Lagen sich gut miteinander verbunden hatten, ohne jedoch vollkommen ineinander übergegangen zu sein. Die Löcher wurden den einzelnen Lagen entsprechend stufenförmig ausgestochen und dann in dünnen Schichten wieder zugestampft.

#### Reihenfolge des Toneinbaues.

Aus dem Bestreben, möglichst ohne irgendwelche Stillstände den Absetzer fortlaufend arbeiten zu lassen, war folgende Arbeitseinteilung an den Böschungen vorgenommen worden, die im allgemeinen auch in



Abb. 23.

Kanalstrecke am Übergang vom normalen zum erweiterten Profil.

der Sohle durchgeführt wurde (Abb. 22). Das in Angriff genommene Feld von 130 m Länge wurde in die Abschnitte I bis IV unterteilt. Das Aufbringen des Tones auf die einzelnen Abschnitte und anschließend das Abwalzen geschah zunächst in der Reihenfolge I, III, II, IV, und zwar gleichmäßig für alle vier Lagen. Im Laufe des Betriebes wurde jedoch zu der Reihenfolge I, II, IV, III übergegangen. Die Änderung der Reihenfolge hatte keinen besonders wichtigen Grund. Sie verfolgte nur den Zweck, noch kleine Nacharbeiten an dem Kiesplanum besser vornehmen zu können, wenn der Absetzer auch schon mit dem Tonaufbringen begonnen hatte, und für die Walzen in der Sohle größere Bewegungsfreiheit auf größeren Walzflächen zu schaffen. Die erste Lage an den Böschungen wurde abweichend von den vertraglichen Bestimmungen in 28 cm Dicke aufgebracht und auf 20 cm zusammengepreßt. Die zweite bis vierte Lage wurde, um die vorgeschriebene Gesamtdicke von 60 cm nicht zu überschreiten, entsprechend schwächer angelegt. Diese Maßnahme hatte sich als unbedingt erforderlich erwiesen, weil die schwere Walze an den Böschungen bei der ersten Tonalage den Kies teilweise vor sich her schob und dann so starke Wulste bildete, daß der Ton aufbrach. In der Sohle wurden die vier Lagen von je 15 cm Dicke innegehalten. Nachdem der Absetzer die vierte Lage des Abschnittes III aufgebracht hatte, ging er auf das angrenzende neue Feld, um hier den Tonbetrieb durch Aushub des für das Zusetzen des Tones erforderlichen Grabens vorzubereiten. Gleichzeitig war die in der Bewegungsrichtung des Absetzers stehende Böschungswalze zum neuen Feld gebracht worden. Das alte Feld wurde von der zweiten Böschungswalze fertiggewalzt. Dann kehrte der Absetzer zum Bekieseln zurück. In der Sohle brachte der Absetzer im allgemeinen nur eine dünne Kiesschicht von 20 cm Dicke auf, um möglichst schnell wieder für den Tonbetrieb des neuen Feldes zur Verfügung zu stehen. Die Restmenge Kies wurde unmittelbar aus Kieszügen gekippt und eingeebnet. Die sich durch die beschränkte Reichweite des Absetzers ergebenden Längsnähte sowie die sich durch die Feldereinteilung ergebenden Quernähte wurden den einzelnen Lagen entsprechend stufenförmig mit scharfen Kanten abgestochen, sauber gereinigt und nach Aufbringen der einzelnen Tonalagen besonders kräftig gewalzt.

Das Toneinbringen und Abwalzen jeder Lage dauerte ungefähr eine Arbeitsschicht von acht Stunden. Für das Aufbringen der Kiesschutzschicht waren zwei Arbeitsschichten erforderlich, so daß die Herstellung eines Feldes von 130 m Länge bei normalem Betrieb 6 Arbeitsschichten = 48 Stunden dauerte.

#### Restarbeiten.

Die Dammschüttung und das Aufbringen des Tones waren die wichtigsten und umfangreichsten Arbeiten. Sobald es möglich und notwendig war, wurden auch die kleineren Arbeiten ausgeführt. Hierzu gehörten die Kanalseltengräben, die Dammfußdränage, die Steinschüttung in der Wasserlinie und das Andecken der Mutterbodenschicht. Die Arbeiten sind so weit vorgeschritten, daß die vertragliche Herstellungsfrist von 5½ Jahren mit Bestimmtheit innegehalten wird. Abb. 23 zeigt die nahezu fertiggestellte Kanalstrecke am Übergang vom normalen zum erweiterten Kanalquerschnitt.

#### Kosten, Bauausführung, Bauleitung.

Die Kosten der hohen Dammstrecke einschließlich der Abzweigung bis zum Hebewerk Rothensee, aber ausschließlich der Kunstbauten belaufen sich auf rd. 12 000 000 RM. Die Arbeiten waren auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Firma Polensky & Zöllner, Zweigniederlassung Berlin, übertragen worden. Der Bau gehörte zum Bezirk des Elbstrombauverwaltung unterstellten Kanalbauamts Magdeburg. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen der Streckenbauleitung Glindenberg.

## Die Schrumpferscheinungen an der elektrisch geschweißten Schlachthofbrücke in Dresden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtamtsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Reinhold und Dipl.-Ing. Fritz Heller, Dresden.

Die Frage nach dem Einfluß der Schrumpferscheinungen auf die Sicherheit geschweißter Stahlbauwerke gehört heute noch zu den nicht gelösten Problemen der Schweißtechnik. Man hat zwar beobachtet, daß infolge der Schrumpfung<sup>1)</sup> in geschweißten Bauteilen erhebliche Anfangsspannungen auftreten, die im Verein mit später eingeführten Lastspannungen Fließerscheinungen im Bauwerk hervorrufen können, und erkannt, daß diese Fließerscheinungen den Schweißnähten mit ihrer geringeren Dehnungsfähigkeit sehr gefährlich werden können, aber man ist noch nicht in der Lage, aus dem vielfachen Zusammenwirken elastischer und plastischer Formänderungsvorgänge den Verlauf und die Größe der Anfangsspannungen zu ermitteln. Solange dies auch nur näherungsweise nicht der Fall ist, läßt sich die Sicherheit solcher Bauwerke eindeutig nicht beurteilen, und man kann geschweißte Eisenbauwerke mit gleichmäßig hoher Materialausnutzung nicht herstellen. Man ist deshalb vorerst genötigt, Erfahrungen zu sammeln.

kreuz als Montageverband angeordnet. Alle anderen Verbände werden ersetzt durch die Brückentafel aus Eisenbeton, die nur an den Gelenkfugen geschnitten, mit den Gangbahnen auskragend auf Quer- und Hauptträgerobergurten aufliegt. Der Brückenquerschnitt ist in Abb. 2 dargestellt. Das eiserne Tragwerk besteht aus St 37 und wurde vollständig elektrisch geschweißt bis auf die Querträgeranschlüsse, die aus montage-technischen Gründen und zur Verringerung der Zahl der Baustellenschweißungen genietet wurden. Nur die wenigen unumgänglich notwendigen Baustöße der Hauptträger wurden auf der Baustelle geschweißt. Die Schweißarbeit war grundsätzlich in die Werkstatt der ausführenden Firma Christoph & Unmack AG, Niesky, verlegt und wurde dort teils von Hand, teils mit einem Schweißautomaten der AEG ausgeführt. Automatisch wurden die Längsnähte zwischen Stehblech und Lamelle der Hauptträger geschweißt, hauptsächlich von Hand die Quernähte an den Aussteifungen der Hauptträger sowie alle Nähte der Querträger. Als Elektrodenmaterial wurde für den Automaten Böhler Elite verwendet, für die Handschweißungen Elektroden St 37 A und St 37 B der Kjellberg G. m. b. H. Die Leitung und Überwachung des Baues lag in den Händen des Tiefbauamtes der Stadt Dresden.

### I. Beobachtete Schrumpferscheinungen.

Es kann darauf verzichtet werden, auf Verwerfungserscheinungen einzugehen, die durch Schrumpfung hervorgerufen, vor allem in der Werkstatt beim Zusammenbau gefürchtet sind. Durch geschicktes Heften und Verspannen der einzelnen Bauteile, durch eine geeignete Reihenfolge bei der Schweißarbeit gelang es beim Bau der Dresdner Brücke, diese Verformungen bis auf Ausnahmefälle auszuschalten.

Interesse besitzen vor allem die im folgenden beschriebenen Schrumpferscheinungen, da sie Rückschlüsse auf die Größe und den Verlauf der Anfangsspannungen im Bauwerk zulassen.

#### 1. Die Lamellenkrümmung.

Die Gurte aller Querschnitte an Haupt- und Querträgern zeigen nach dem Ziehen der Nähte zwischen Gurt und Stehblech die in Abb. 3 dargestellte dachförmige Krümmung.

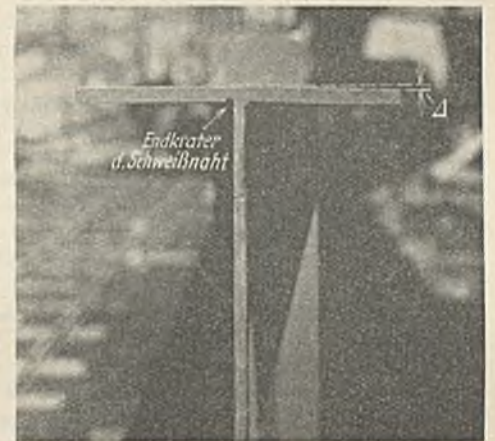


Abb. 3. Lamellenkrümmung.

Die Schweißnähte haben durch ihre Schrumpfung die unteren Fasern der Lamelle an der Verbindungsstelle um das Maß  $\delta$  (Abb. 4) verkürzt und dadurch eine Krümmung verursacht. Die Abweichung  $\Delta$  der beiden Lamellenschenkel (Abb. 4) ist an verschiedenen dicken Gurten von Haupt-

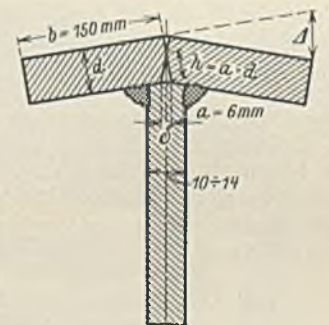
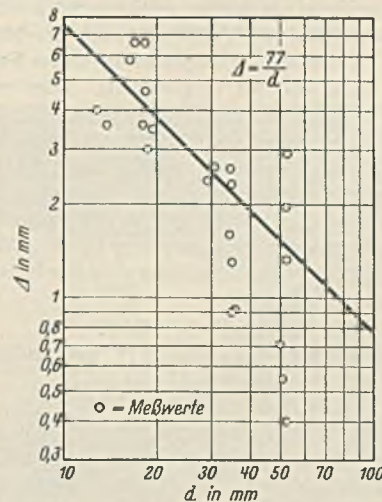


Abb. 4.

Beziehung zwischen Lamellendicke  $d$  und Lamellenkrümmung  $\Delta$ .

und Querträgern mehrmals gemessen worden. In Abb. 4 sind die Meßwerte abhängig von der Gurtdicke  $d$  im logarithmischen Koordinatennetz aufgetragen worden. — Durch die Beobachtungswerte läßt sich eine ausgleichende Gerade legen, deren Gleichung nach der Methode der

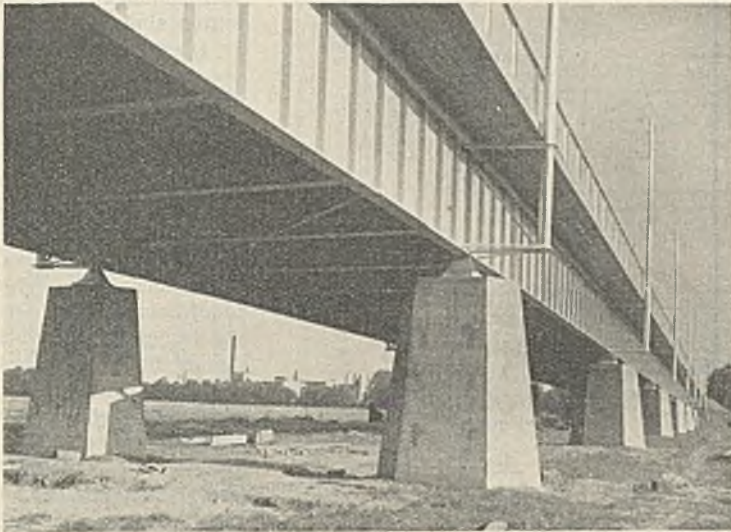


Abb. 1. Ansicht.

Hierzu bilden die folgenden Ausführungen über die beim Bau der Schlachthofbrücke in Dresden beobachteten Schrumpferscheinungen einen Beitrag. Die Brücke überspannt in einer Länge von 315 m die Flutrinne im Ostragehege und bildet den hochwasserfreien Zufahrtsweg zum städtischen Vieh- und Schlachthof. Ihre Konstruktion wird ersichtlich aus Abb. 1<sup>2)</sup>. Über 13 Öffnungen von 22,08 m bis 26,10 m Weite erstrecken sich die beiden 2 m hohen, als Gerberbalken ausgebildeten Haupt-

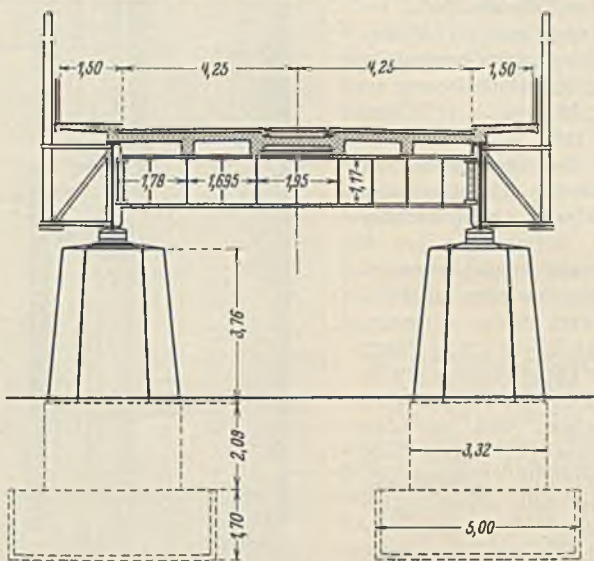


Abb. 2. Querschnitt.

träger. Zwischen ihnen in gegenseitigem Abstände von rd. 4 m spannen sich die vollwandigen Querträger. Über jedem Pfeiler ist ein Diagonalen-

<sup>1)</sup> Schrumpfung = Längenänderungen in der Blechebene. Veränderungen durch Schrumpfen aus der Blechebene heraus mögen als Verwerfungen bezeichnet werden.

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1932, Heft 22, S. 284. Eine ausführliche Baubeschreibung erscheint demnächst in dieser Zeitschrift.

kleinsten Quadrate bestimmbar ist. Sie lautet im vorliegenden Falle allgemein

$$\log J = \log C + n \log d,$$

wobei gefunden wurde:

$$\log C = \log 77 \pm 0,279,$$

$$n = -1 \pm 0,21,$$

Die Abhängigkeit zwischen der Abweichung  $J$  und der Lamellendicke  $d$  läßt sich also durch die Gleichung

$$(1) \quad J = \frac{77}{d}$$

ausdrücken. Der verhältnismäßig geringe mittlere Fehler von  $n$  ( $\pm 0,21$ ) läßt diesen Zusammenhang für den Beobachtungsbereich als ausreichend sicher erscheinen.

Durch eine Überschlagrechnung wird man bestätigt finden, daß die beobachteten Formänderungen nicht mehr elastisch, sondern bereits plastischer Art sind. Die Schrumpfkkräfte der an den verschiedenen Gurtquerschnitten mit der gleichen Stärke  $a = 6$  mm ausgeführten Schweißnähte sind außerordentlich groß. Selbst bei der 50 mm dicken Lamelle überschreiten diese Kräfte das federnde Widerstandsvermögen der Lamelle. Wahrscheinlich können sich bei plastischer Verformung der Lamelle die Temperaturformänderungen der beiden Kehlnähte voll auswirken. Man muß demgemäß annehmen, daß die Querschrumpfung der Nähte infolge ihrer gleichen Stärke trotz verschiedener Gurtdicke von gleicher Größe ist. Diese Annahme erhält ein hohes Maß von Wahrscheinlichkeit durch die oben gefundene Gl. 1. Nimmt man nämlich an, daß die Nulllinie der gekrümmten Lamelle in einem der Lamellendicke  $d$  proportionalen Abstände  $h = \alpha d$  von der mit den Kehlnähten versehenen Seite liegt — Messungen hierüber konnten leider nicht vorgenommen werden —, so ergibt sich aus geometrischen Beziehungen das Verhältnis

$$(2) \quad \frac{\delta}{\alpha d} = \frac{J}{b}$$

Aus Gl. 1 u. 2 findet man

$$\frac{\delta b}{\alpha} = 77.$$

Mit  $b = 150$  mm nach Versuchsanordnung wird  $\frac{\delta}{\alpha} = 0,51$ . Da ferner  $\alpha = \text{konst}$  nach Annahme, muß gelten

$$(3) \quad \delta = \text{konst.}$$

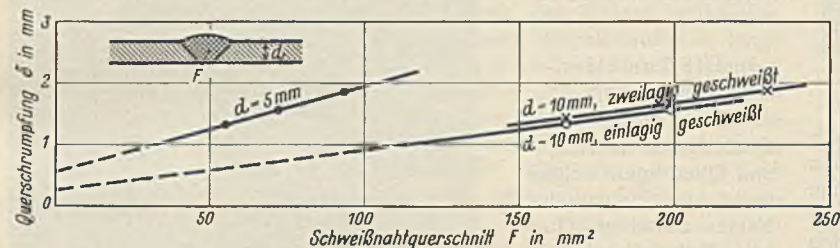


Abb. 5. Querschrumpfung stumpfer V-Stöße.

In diesem Zusammenhang sei auf die Versuche hingewiesen, die Obermarinebaurat Lottmann<sup>3)</sup> über die Querschrumpfung bei V-Stößen angestellt hat. Zwei frei aufliegende Platten wurden durch einen 90°-V-Stoß mittels 500 mm langer Nähte bei wechselndem Plattenabstand zusammengeschweißt. Es ergab sich, daß bei gleichem Plattenabstand mit wachsender Blechdicke die Schrumpfung nur wenig größer wird. Allerdings wächst mit zunehmender Blechdicke bei V-Nähten auch der Nahtquerschnitt. Infolgedessen ist das Lottmannsche Ergebnis in dieser Form mit unseren Untersuchungen nicht ohne weiteres vergleichbar. Trägt man jedoch die Werte der Abb. 7 im Aufsatz von Lottmann nicht in Abhängigkeit vom Plattenabstand, sondern von der Querschnittsfläche der V-Naht auf (s. Abb. 5), so ergibt sich: Die Querschrumpfung bei V-Nähten nimmt linear mit dem Schweißnahtquerschnitt zu, jedoch bei gleichem Schweißnahtquerschnitt umgekehrt verhältnismäßig mit der Plattendicke ab. Bei zweilagiger Schweißung wird die Querschrumpfung etwas größer. Wir finden also mit Gültigkeit für den jeweils angegebenen Beobachtungsbereich bei gleichen Schweißnahtquerschnitten

- für Kehlnähte: Schrumpfung unabhängig von Plattendicke,
- für V-Nähte: Schrumpfung umgekehrt verhältnismäßig zur Plattendicke.

## 2. Die Verkürzung der geschweißten Träger.

Bei der Montage der Überbauten stellte sich heraus, daß die geschweißten Träger um etwa 1‰ kürzer geworden waren. Die zunächst vorgenommene genaue Prüfung der Schablonen und Maßstäbe ergab, daß der Zuschnitt genau nach Zeichnung ausgeführt war, und daß wesentliche Meßfehler nicht vorlagen. Es mußte daher angenommen werden, daß die Verkürzung auf Schrumpfwirkungen zurückzuführen ist. Nach Versuchen, die ebenfalls Obermarinebaurat Lottmann<sup>4)</sup> angestellt hat, sind die

<sup>3)</sup> Z. d. VdI, Bd. 74, Nr. 38.

<sup>4)</sup> a. a. O.

beiden Kehlnähte an einer Aussteifung in der Lage, in einem 12 mm dicken Blech eine Schrumpfung quer zur Naht von 0,8 mm zu erzeugen, während die Längsschrumpfung 0,2‰ beträgt. (Die Stärke der Kehlnähte ist von Lottmann leider nicht angegeben.) An den Hauptträgern der Schlachthofbrücke wird die Längsschrumpfung durch die Nähte zwischen Stehblech und Lamelle einen geringeren Wert haben, da das Verhältnis Blechquerschnitt: Nahtquerschnitt hier wesentlich größer ist als bei den von Lottmann benutzten Versuchskörpern. (Messungen über Längsschrumpfung sind nicht angestellt worden.) Der Hauptteil der beobachteten Längenänderungen scheint deshalb auf die Quernähte zu entfallen, mit denen die zahlreichen Aussteifungen am Stehblech befestigt worden sind. Diese Nähte sind hergestellt worden, nachdem bereits Gurt und Steg miteinander verschweißt waren. Damit entfiel die Möglichkeit, daß das Stehblech den Schrumpfwirkungen der Nähte nachgeben konnte. Die Gurte widerstrebten mit ihrem großen Querschnitt (in Ober- und Untergurt je 69 bis 136 cm<sup>2</sup>) einer Verkürzung des Steges, so daß im Stehblech Zug- und in den Gurten Druckvorspannungen zu verurteilen sind.

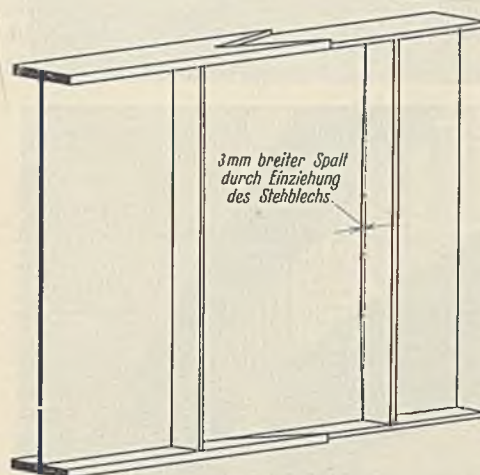


Abb. 6. Einziehung des Stehbleches am Baustoß.

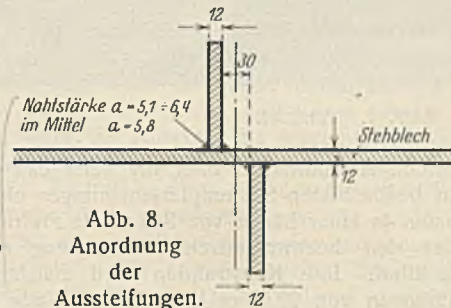


Abb. 8. Anordnung der Aussteifungen.

schwanden, als die Naht im oberen und unteren Drittel des Stehblechstoßes hergestellt war. Die Nahtstärke betrug an dieser Stelle  $a = 12,7$  mm. Ebenso läßt sich die Einziehung des Stehbleches an den schmalen Schlitzten der Gerbergelenke beobachten (Abb. 7).

Zur Ermittlung der Schrumpfungsbeträge wurden am fertigen Bauwerk in den normalen Öffnungen 0—12 eine größere Zahl von Längenmessungen in halber Höhe des Hauptträgers vorgenommen und mit den Sollabmessungen verglichen. Der ermittelte Unterschiedsbetrag ist fast ausschließlich Schrumpfung. Er wurde für die in Abb. 8 dargestellte Verbindung im Mittel zu 0,89 mm mit einem mittleren Fehler von  $\pm 0,05$  mm gefunden. Der mittlere Fehler einer Einzelmessung ergab sich, auf die ganze Trägerlänge bezogen, zu  $+ 0,19$ ‰. Nach Ausschaltung der reinen Meßfehler bei Herstellung und Anlegen der

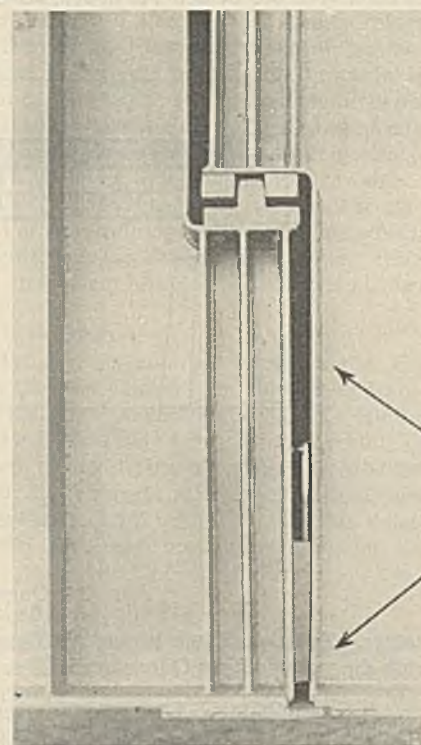


Abb. 7. Einziehung des Stehbleches am Gelenk.



Zahlentafel 1. Abmessungen und Gewichte der bei der Belastungsprobe aufgebrauchten Lasten.

Last	Abmessung	Gewicht in kg			
		insgesamt	Vorderrad	Hinterrad	
Dampf- walze	1		17 930	5 860	6 035
	2		17 700	6 650	5 525
	3		19 350	6 400	6 475
	4		19 500	6 450	6 525
Kran- wagen		21 200	5 300	5 300	
Eigen- gewicht		18 000 kg/m.			

Zahlentafel 2. Die am Hauptträger 12—13 aufgebrauchte stufenförmige Belastung.

Laststufe	Laststellung	Gurtspannung in Feldmitte in kg/cm <sup>2</sup>	
		ohne Eigengewicht	mit Eigengewicht
0	Eigengewicht		177
1		158	875
2		259	876
3a		339	1051
3b	Wiederholung var. 3a	339	1051
4	" " " 1	158	875
5	" " " 3a	339	1051
6		388	1105



Abb. 10. Tensometer am Untergurt des Hauptträgers 4—5.

an den in Hauptträgermitte angebrachten Spannungsmessern bleibende Dehnungen zu messen. Auf diese Weise läßt sich ermitteln, nach welcher Laststufe die Proportionalitätsgrenze, die bei einer bleibenden Dehnung von 0,033 ‰ erreicht ist, überschritten wurde. Der Unterschied zwischen den bei dieser Laststufe im Träger hervorgerufenen federnden Spannungen und der der Proportionalitätsgrenze eigentümlichen Spannung von 2000 kg/cm<sup>2</sup> gibt dann ein Maß für die Größe der durch das Schweißen hervorgerufenen Schrumpfspannungen. Dabei war man sich der Ungenauigkeit bewußt, die darin besteht, daß die P-Grenze keinen unbedingten Festwert darstellt, sondern durch vorher stattgefundenen Überlastung des Materials an den Meßstellen (z. B. durch Richten) verschoben worden sein kann.

Die Probelastungen wurden vorgenommen an den Trägern der Öffnungen 4—5 und 12—13. Der Träger 4—5 (Abb. 12) stellt die Normalform, 12—13 (Abb. 9) die mit dem stärksten Querschnitt

versehene Ausführung im Endfelde dar. Als Belastung dienten Dampf- walzen und ein Kranwagen der Dresdner Straßenbahn AG, deren Gewichte in Zahlentafel 1 zusammengestellt sind.

Als Spannungsmesser wurden Tensometer von Huggenberger, Zürich, (Abb. 10) verwendet. Ihre Angaben über den Eintritt bleibender Form- änderungen wurden noch durch die Aufzeichnungen von Durchbiegungs- messern nachgeprüft. Die Durchbiegungszeichner gaben Senkungen der Querträger- und Hauptträgeruntergurte im Maßstab 5:1 wieder (Abb. 11). Sämtliche Meßinstrumente wurden von der RBD Dresden leihweise zur Verfügung gestellt. Die RBD Dresden hat das Tiefbauamt außerdem bei der Durchführung der Messungen weitgehend unterstützt. Für beides sei auch an dieser Stelle Dank gesagt.

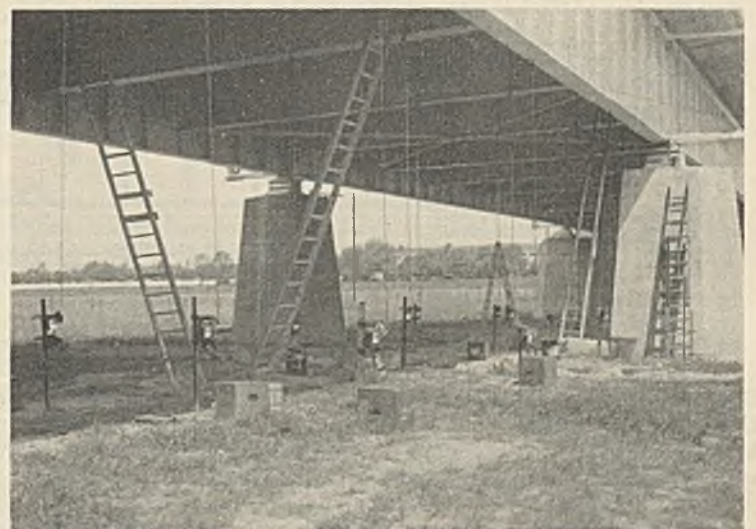


Abb. 11. Die Anordnung der Durchbiegungsmesser.

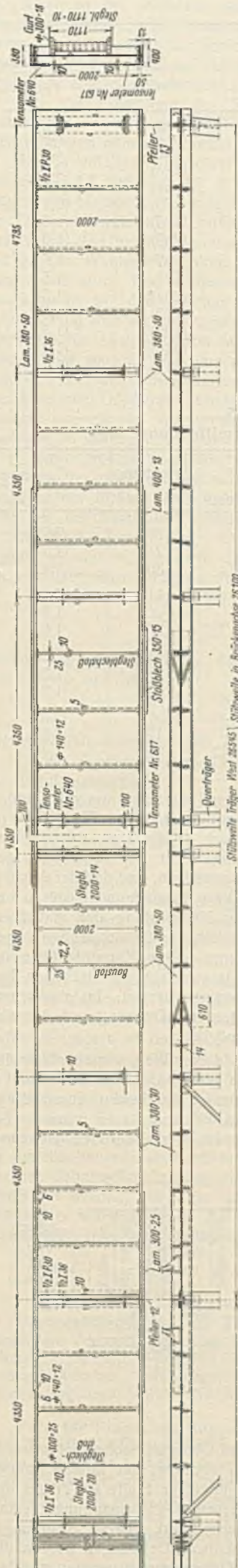


Abb. 9. Der Hauptträger 12—13 mit Anordnung der Spannungsmesser.

Schablonen in der Werkstatt und infolge der Ungenauigkeiten bei den Längenmessungen am Bauwerk bleibt als mittlerer Fehler einer Einzelbeobachtung ein Wert von  $\pm 0,175 \text{ ‰}$ , der auf Arbeits- ungenauigkeiten beim Zusammen- bau und auf Unterschiede im Schweißen zurückzuführen sein dürfte.

Eine Abhängigkeit der Steg- bleichschrumpfung vom Quer- schnitt der Gurte, etwa dergestalt, daß bei wachsendem Gurtquer- schnitt die Stegbleichschrumpfung abnehme, konnte nicht festgestellt werden.

II. Gemessene Schrumpf- spannungen.

Die beobachteten Längen- änderungen an den Hauptträgern ließen auf Anfangsspannungen nicht geringer Höhe schließen. Es wurden deshalb Belastungs- versuche durchgeführt mit dem Zwecke, über die Größenordnung und die Verteilung der Anfang- spannungen genauere Hinweise zu erhalten. Die Belastung wurde hierbei in ansteigenden Stufen vorgenommen. Die einzelnen Stufen waren durch eine jedes- malige Entlastung voneinander getrennt, so daß es möglich war,

Zahlentafel 3. Beobachtete Dehnungen in Trägermitte am Hauptträger 12—13.

Tensometer Nr.	Laststufe	Dehnung in ‰					$\sigma_{\text{gemessen}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\mu = \frac{\sigma_{\text{gerechnet}}}{\sigma_{\text{gemessen}}}$
		abgelesen		gesamt	federnd	bleibend		
		bei Belastung	bei Entlastung					
640 (Innenkante Obergurt)	1	-0,0125	-0,0042	-0,0125	-0,0083	-0,0042	17	9,3
	2	-0,0836	-0,0042	-0,0794	-0,0794	-0,0000	167	1,5
	3a	(-0,1045)	(-0,0459)	(-0,1003)	(-0,0586)	(-0,0417)	(123)	(2,7)
	3b	(-0,1336)	(-0,0586)	(-0,0877)	(-0,0750)	(-0,0127)	(157)	(2,1)
	4	(-0,0753)	(-0,0627)	(-0,0167)	(-0,0126)	(-0,0041)	(26)	(6,1)
	5	(-0,1548)	(-0,0668)	(-0,0921)	(-0,0880)	(-0,0041)	(185)	(1,8)
637 (Außenkante Untergurt)	6	(-0,1796)	(-0,0418)	(-0,1128)	(-0,1378)	(+0,0250)	(289)	(1,3)
	1	+0,0459	0,0000	+0,0459	+0,0459	0,0000	97	1,6
	2	+0,0837	0,0000	+0,0837	+0,0837	0,0000	175	1,5
	3a	(+0,0877)	(-0,0334)	(+0,0877)	(+0,1211)	(-0,0334)	(254)	(1,3)
	3b	(+0,0837)	(-0,0084)	(+0,1171)	(+0,0921)	(+0,0250)	(193)	(1,7)
	4	(+0,0376)	(-0,0125)	(+0,0460)	(+0,0501)	(-0,0041)	(105)	(1,5)
	5	(+0,0919)	(-0,0251)	(+0,1044)	(+0,1170)	(-0,0126)	(246)	(1,4)
	6	(+0,1380)	(+0,0334)	(+0,1631)	(+0,1046)	(+0,0585)	(219)	(1,8)

Zunächst mögen die Messungsergebnisse für den Träger 12—13 behandelt werden. Zahlentafel 2 gibt die Laststellungen bei der Probelastung sowie die rechnermäßigen Spannungen in Trägermitte an. In Zahlentafel 3 sind die beobachteten Dehnungen sowie die daraus abgeleiteten Spannungen eingetragen. Die letzte Spalte der Tafel 3 enthält ferner das Verhältnis zwischen rechnermäßiger und gemessener Spannung in Trägermitte. Sie zeigt vor allem, daß eine sehr geringe Übereinstimmung zwischen den in Zahlentafel 2 zusammengestellten errechneten Spannungen und ihren gemessenen Werten besteht.

Zahlentafel 4. Die am Hauptträger 4—5 aufgebrauchte stufenförmige Belastung.

Laststufe	Laststellung	Gurtspannung in Feldmitte in kg/cm <sup>2</sup>	
		ohne Eigengewicht	mit Eigengewicht
0	Eigengewicht		434
1		235	669
2		374	808
3		514	968

Es ist notwendig, die Ursachen dieser Unstimmigkeiten aufzusuchen und damit die Frage zu klären, inwieweit die Beobachtungsergebnisse als gesichert gelten können. Wir wollen zunächst den Verlauf des Wertes  $\mu$  betrachten, solange die Brücke lediglich elastische Formänderungen ausführt. Tafel 3 zeigt, daß im Obergurt eine starke, im Untergurt eine geringe Verminderung des Wertes  $\mu$  bei steigender Last eintritt. Diese Beobachtung ist nicht zufällig. Sie wird bestätigt durch die Ergebnisse des Belastungsversuches am Hauptträger 4—5, an dem sich infolge geringerer Belastung durch Eigengewicht nur Formänderungen federnder Art vollzogen (Abb. 12, Zahlentafel 4 u. 5). Auch bei diesem Träger zeigt

Zahlentafel 5. Beobachtete Spannungen in Trägermitte Hauptträger 4—5.

Tensometer Nr.	Laststufe	Dehnungen in ‰		Spannung gemessen	$\mu = \frac{\sigma_{\text{gerechnet}}}{\sigma_{\text{gemessen}}}$
		federnd	bleibend		
639 (Innenkante Untergurt)	I	0,0496	0,0	104	2,26
	II	0,1032	0,0	216	1,74
	III	0,1732	0,0	363	1,47
638 (Schweißnaht Untergurt)	I	0,0537	0,0	113	2,08
	II	0,0990	0,0	208	1,80
	III	0,1568	0,0	330	1,62
367 (Außenkante Untergurt)	I	0,0748	0,0	157	1,50
	II	0,1288	0,0	271	1,38
	III	0,1995	0,0	419	1,27
640 (Innenseite Obergurt)	I	0,0335	0,0	70	3,36
	II	0,0627	0,0	131	2,86
	III	0,1714	0,0042	369	1,45

überwunden. Der tragende Querschnitt vermindert sich um den Betonanteil der Platte, die Nulllinie wandert aus der Nähe des Obergurtes in die mittlere Faser des Hauptträgers. Dadurch erklärt sich, daß die beobachteten Spannungen bei zunehmender Last nicht proportional den gerechneten Werten, sondern rascher als diese ansteigen, und daß der Anstieg im Obergurt steiler ist als im Untergurt. Diese Erscheinungen stören bei der Auswertung der Probelastungen zur Nachprüfung der statischen Berechnung, sie hindern aber nicht, hinsichtlich der Größe der Schrumpfspannungen Schlüsse zu ziehen. Die hierzu nötige Kenntnis über die Höhe der Lastspannungen im Träger kann ja statt aus der statischen Berechnung auch aus den Beobachtungen gewonnen werden. Im plastischen Bereich ist dies durch Ermittlung der federnden Dehnung aus den abgelesenen bleibenden Längenänderungen möglich.

Leider versagt im vorliegenden Falle dieser Weg, soweit plastische Formänderungen in Betracht kommen. Ein Blick auf die in Zahlentafel 3 zusammengestellten bleibenden Dehnungen zeigt, daß diese nicht unbedingt Formänderungsreste einer vorangegangenen Belastung sein müssen. So sind beispielsweise Verformungen mit einem der federnden Dehnung

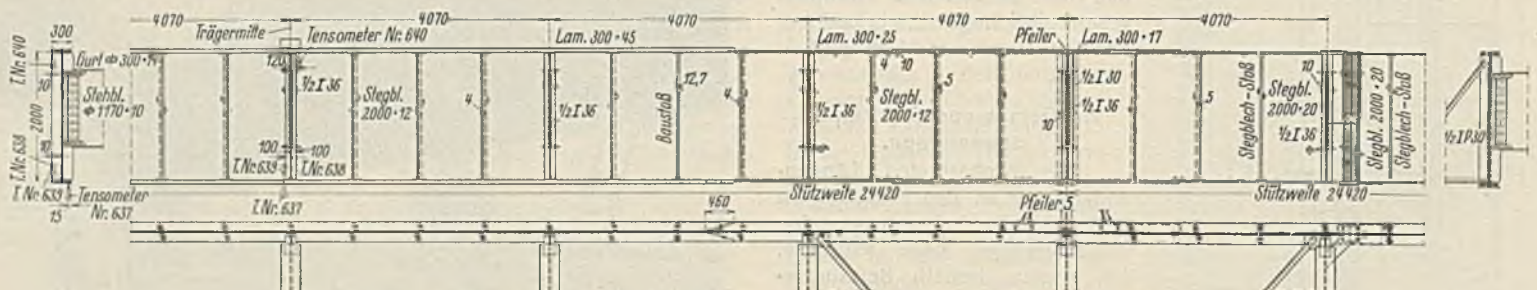


Abb. 12. Der Hauptträger 4—5 mit Anordnung der Spannungsmesser.

sich eine stärkere Verminderung von  $\mu$  im Obergurt gegenüber dem Untergurt. Als Ursache dieser Erscheinung ist die Mitwirkung der Eisenbetonfahrplanplatte als Druckgurt anzusehen. Solange die Lasten gering sind, genügt die Reibung zwischen Hauptträgerobergurt und Eisenbetonplatte zur Übertragung der Schubkräfte. Platte und Träger bilden zusammen das tragende System. Wachsen die Lasten, so wird, von den Lagern nach der Mitte fortschreitend, die Reibung von den Schubkräften

entgegengesetzten Vorzeichen im Unter- und Obergurt beobachtet worden. Diese Erscheinungen sind nur dadurch zu erklären, daß infolge irgendwelcher plastischer Formänderungen an irgendeiner Stelle im Träger der durch das Schrumpfen der Schweißnähte verursachte Vorspannungszustand geändert, wahrscheinlich rückgängig gemacht wird. Diese Spannungsrückgänge rufen dann an der Meßstelle elastische Dehnungen hervor, die nach Entlastung des Trägers als bleibende Dehnungen zusammen mit den

wirklichen an der Meßstelle selbst auftretenden bleibenden Dehnungen abgelesen werden. Die beobachteten bleibenden Dehnungen brauchen daher gar nicht plastischer Natur zu sein, sie können auch elastischer Art sein. Es sind deshalb in Zahlentafel 3 alle Werte, die auf diese Weise beeinflußt erscheinen, als unsicher in Klammer gesetzt worden.

Für die Ermittlung der Schrumpfspannungen an den Meßstellen können aus dem vorliegenden Beobachtungsmaterial deshalb nur folgende Feststellungen gemacht werden:

Das erstmalige Überschreiten der Proportionalitätsgrenze tritt bei Träger 12—13 während der 3. Laststufe ein. Von dieser Laststufe an zeigen sich bleibende Dehnungen von einer auf plastische Formänderungen im Träger hinweisenden Größenordnung. Man kann jedoch annehmen, daß, wenn ein Überschreiten der  $P$ -Grenze im Träger eingetreten ist, dies mit größter Wahrscheinlichkeit im Obergurt in Trägermitte der Fall gewesen sein wird. Hier addieren sich die nach der oben ausgesprochenen Anschauung in den Gurten vorhandenen Druckvorspannungen aus Schrumpfung und die in Trägermitte auftretenden Höchstwerte der Druckspannung aus Last, während im Untergurt eine Verminderung der Lastspannungen um die Schrumpfvorspannung stattfindet wird. Die Lastspannung bei der Überschreitung der  $P$ -Grenze liegt zwischen den aus den federnden Dehnungen ermittelten und dann der Spannung aus Eigen-gewicht zugezählten Spannungswerten der Laststufe 2 und 3a. Bei der Laststufe 3a ist dieser Wert infolge plastischer Formänderungen unsicher. Er ist trotz größerer Last kleiner als bei der Laststufe 2. Es erscheint angängig, ihn durch den wahrscheinlicheren gerechneten Wert zu ersetzen, nachdem bei diesem der Einfluß der Fahrbahnplatte durch Division mit dem bei der Laststufe 2 gefundenen Koeffizienten  $\mu = 1,5$  angenähert berücksichtigt worden ist. Es ergeben sich sodann als Grenze des Spannungsbereichs, in dem diese erstmalige Überschreitung der Proportionalitätsgrenze stattgefunden hat, die Spannungen

$$\sigma_2 = 717 + 167 = 884 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{3a} = 717 + \frac{334}{1,5} = 940 \text{ kg/cm}^2.$$

Hieraus läßt sich schließen, daß die Größe der Schrumpfspannungen in den Gurten zwischen

$$2000 - 940 = 1060 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$2000 - 884 = 1116 \text{ kg/cm}^2,$$

mit Sicherheit aber unterhalb  $1116 \text{ kg/cm}^2$  liegt.

Dieses Ergebnis führte zu Überlegungen hinsichtlich der Sicherheit der Stahlkonstruktion.

Zwei Fragen hatte man sich vorzulegen:

1. Wie wird der Sicherheitsgrad des Grundwerkstoffs, der Bleche und Walzprofile, durch die festgestellten Schrumpfspannungen beeinflusst?
2. Ist genügende Sicherheit der Schweißnähte bei auftretenden elastischen Formänderungen vorhanden?

Zur Beantwortung der ersten Frage ist festzustellen, daß die Höhe der Schrumpfspannungen von der Starrheit der Einspannung abhängt, die die durch Schrumpfung beeinflussten Teile im Träger erfahren. Im vorliegenden Falle tritt Schrumpfung vorwiegend im Stegblech ein, während die Gurte Widerstand entgegensetzen und so eine Einspannung des Stegbleches bewirken. Wird der Widerstand, den das schrumpfende Stegblech findet, verringert, so daß die Schrumpfkraft sich ganz oder teilweise auswirken können, so verringert sich auch der Betrag der Schrumpfspannung.

Eine solche Verminderung tritt nun ein gerade an den Stellen, deren Sicherheitsgrad durch die Schrumpfspannungen ungünstig beeinflusst zu sein scheint. Durch die Überlagerung der Schrumpfvorspannungen durch Lastspannungen gleicher Richtung treten plastische Formänderungen auf, die gleichbedeutend sind mit einem Nachgeben der Einspannung in dem von den Schrumpfkraften angestrebten Sinn. Würden dem Träger Lasten zugemutet werden, die allein schon Spannungen bis zur Fließgrenze bewirken, so würden durch die hierbei auftretenden starken plastischen Formänderungen die Schrumpfspannungen an diesen Stellen auf Null

herabsinken. Infolgedessen bleibt die rechnermäßige Sicherheit gegen das Überschreiten der Fließgrenze in voller Höhe bestehen. Durch die Schrumpfspannungen wird die Sicherheit des Grundwerkstoffs nicht herabgemindert. Die Schrumpfspannungen können damit den Neben-spannungen gleich erachtet werden. Sie sind zur Erhaltung des Gleich-gewichtszustandes nicht notwendig und verschwinden durch plastische Formänderungen.

Die zweite Frage hängt zusammen mit dem Spannungs-Dehnungs-Bild des niedergeschmolzenen Schweißgutes. Die Schweißnähte haben kein so großes Arbeitsvermögen wie der Grundwerkstoff, der durch das Hin-zutreten der Schrumpfspannungen schon bei zulässigen Lasten in den plastischen Bereich kommt. Sie können infolgedessen stark überlastet werden, erhalten Risse, die durch ihre Kerbwirkung den Grundwerkstoff schon unterhalb der Bruchgrenze zerstören können. Naturgemäß werden hiervon nur die Nähte betroffen, die in Krafrichtung liegen. An den Trägern der Schlachthofbrücke sind dies vor allem die Nähte der V-förmig

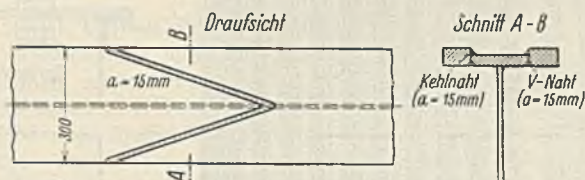


Abb. 13. Der Lamellenstoß.

angeordneten Lamellenstöbe (Abb. 13). Um über ihr Verhalten im plastischen Bereich Aufschluß zu erhalten, wurde ein Lamellenstoß in natürlicher Größe hergestellt und auf der 3000-t-Universalzerreißmaschine im Staat-lichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem auf Zugfestigkeit untersucht. Der Versuch wurde mit Unterstützung des Deutschen Stahlbauverbandes durchgeführt. Ein Bericht über die Untersuchung wird noch veröffentlicht werden. Die hier wichtigen Ergebnisse sind folgende:

- Bei  $2240 \text{ kg/cm}^2$  Fließeintritt im Grundwerkstoff,
- „ 2310 „ Ablösung der nach innen liegenden Lage der Kehl-naht,
  - „ 2820 „ erste Anrisse der Kehl-naht quer zu dieser,
  - „ 2950 „ deutlich sichtbare Querrisse in der Kehl-naht und An-risse gleichen Verlaufs in der V-Naht,
  - „ 3170 „ Bruch.

Der Bruch ging aus von einem Querriß der Naht. Das Material-prüfungsamt bezeichnet ihn als einen typischen Trennungsbruch, verursacht durch die Kerbwirkung der Risse in den Nähten.

An Hand dieses Ergebnisses ist für den vorliegenden Fall die Frage nach genügender Sicherheit der Schweißnähte bejahend zu beantworten. Erst jenseit der Streckgrenze sind die Dehnungen groß genug, um in den Nähten Risse zu erzeugen. Gegen das Überschreiten der Streck-grenze besteht aber, wie oben ausgeführt, volle Sicherheit.

#### Zusammenfassung.

Beim Bau der elektrisch geschweißten Schlachthofbrücke in Dresden wurde im Hinblick auf Schrumpferscheinungen folgendes gefunden:

1. Die 6 mm starken Kehl-nähte, die zur Befestigung des Gurtes an dem Stegblech von Haupt- und Querträger dienen, verursachen eine dachförmige Krümmung durch plastische Verformung der bis zu 50 mm dicken Lamelle. Die Querschrumpfung der Nähte scheint unabhängig von der Lamellendicke ein Festwert zu sein.
2. Durch das Schweißverfahren haben sich die Träger um rd.  $0,9\%$  verkürzt. Das Stegblech hat hierdurch Zugvorspannungen, die Gurte Druckvorspannungen erhalten.
3. Die Vorspannung ist in Gurtmitte zu etwa  $= 1100 \text{ kg/cm}^2$  ermittelt worden.
4. Die Schrumpfspannungen werden im Bauwerk durch plastische Verformungen ganz oder teilweise getilgt. Eine Herabminderung des Sicherheitsgrades ist im vorliegenden Falle nicht zu befürchten.

#### Vermischtes.

**Vorbereitungskurse für die Baumeisterprüfung.** Der bereits ange-kündigte Vorbereitungskursus (veranstaltet vom Reichsverband Deutscher Baumeister, Altherren-Verband Berlin<sup>1)</sup>) beginnt bei genügender Beteiligung Anfang November. Interessenten erhalten Drucksachen bei Herrn Reichs-bahnoberingenieur Willi Marsch, Berlin-Charlottenburg, Schillerstr. 19.

**Tore für Flugzeugschuppen.** In Gén. Civ. 1932, Bd. 101, Nr. 2607 vom 30. Juli, S. 113, werden von Ingenieur P. Nèrrière die wichtigsten Typen der bisher in Anwendung gekommenen Tore für Flugzeugschuppen in einer vergleichenden Betrachtung einander gegenübergestellt und eine bemerkenswerte neue Ausführungsform eingehend erläutert.

Mit Rücksicht auf die neuen Großflugzeuge werden heute auch besonders große Einfahrtöffnungen für die Unterkunfts-schuppen gefordert.

Bei einer lichten Toröffnung von 50 m sind zuweilen Höhen von 12 m für die Tore vorzusehen, die bei starkem Winddruck — sei es motorisch oder von Hand — möglichst leicht beweglich sein sollen.

Am häufigsten sind nach jenem Bericht auf Laufrollen ruhende und darauf verschiebbare Tore im Gebrauch, die aus einzelnen, parallel für sich je auf einer Schiene laufenden Abschnitten bestehen. Das Gewicht ruht bei diesen in den meisten Fällen ganz auf der unteren Laufschiene; die obere dient nur als Führungsschiene. In einigen Fällen trägt jedoch die obere Schiene die Torflügel, wodurch jedoch schwere Torträger im Tragwerk des Schuppens erforderlich werden.

Bei einer anderen Form sind die einzelnen, nebeneinander liegenden Tortafeln um obere, waagerechte Gelenkbänder aufklappbar. Solche Tore sind in Amerika viel zur Anwendung gekommen. Der durch ein Gegen-gewicht vorgesehene Gewichtsausgleich ist meist nicht für alle Klappen-stellungen, besonders unter Berücksichtigung des Winddruckes, vollkommen

<sup>1)</sup> Bautechn. 1932, Heft 39, S. 498.

zu erreichen. Außerdem wird für das Aufklappen aus der lotrechten, geschlossenen in die waagerechte, offene Stellung vor dem Tor ein gewisser freier Raum nötig, der beim Einfahren der Flugzeuge hinderlich ist.

Die bekannten, harmonikaartig zusammenfaltbaren Tore (Falltore) haben bei sonstiger guter Eignung wiederum den Nachteil, daß sie in zusammengefaltetem Zustande an den Seiten einen erheblichen Raum erfordern.

Die neuen, in Gen. Civ. eingehend erläuterten Tore bestehen ebenfalls aus einzelnen, für sich nacheinander beweglichen Tafeln von 6 bis 8 m Breite und der entsprechenden Torhöhe. Sie sind bis zur oberen Stützschiene biegesteif aus trapezförmigen Eisen zusammengesetzt. Als

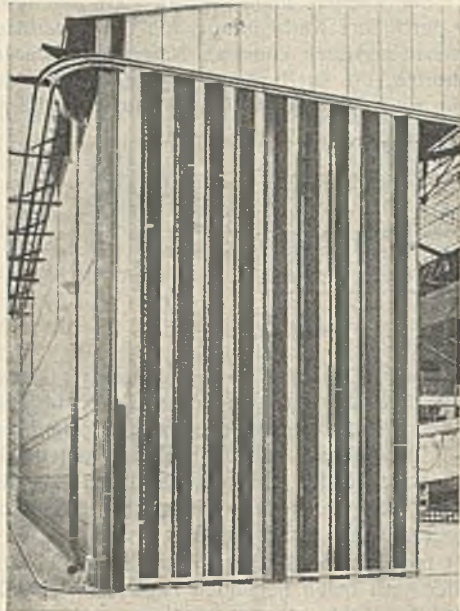


Abb. 1.

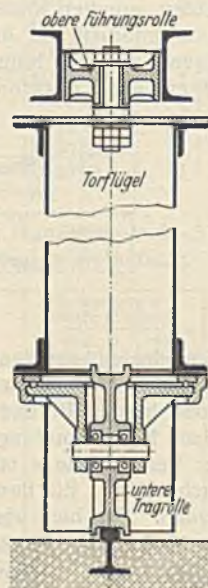


Abb. 2.

Winddruck für hohe Tore bis zu 12 m werden nach oben hin steigende Einzellasten von rd. 56 kg/m<sup>2</sup> im unteren Teil bis zu 115 kg/m<sup>2</sup> im obersten Streifen angenommen.

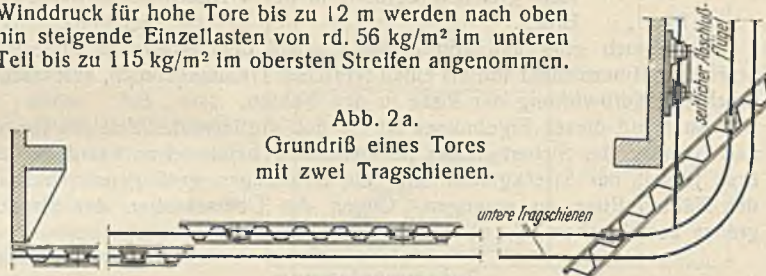


Abb. 2a.  
Grundriß eines Tores  
mit zwei Tragschienen.

Jede Tafel hat unten zwei Lauf- und Tragrollen, die für sich in ihrem Gestell um senkrechte Achsen schwenkbar sind, ferner oben zwei waagrecht zwischen Führungsschienen laufende Rollen. Abb. 1 zeigt eine Ansicht und läßt auch die um die Ecke des Bauwerkes verlaufenden Trag- und Führungsschienen erkennen. Die einzelnen Tafeln werden also von der Giebelseite unmittelbar um die Ecke des Schuppens an eine Seitenwand nach außen verschoben, wo sie weder die lichte Einfahrt noch den Platz neben dem Schuppen beeinträchtigen. Die besondere Bauweise der Tafeln und die Bewegungsvorrichtung ist aus Abb. 2 zu erkennen.

— Zs. —

### Zuschrift an die Schriftleitung.

**Molybdän-Kupferstahl.** Der in der Bautechn., Heft 37, S. 472, gebrachte kurze Bericht ist ein Auszug aus der Schrift „G. H. H. Baustahl St 52“, die Ende 1929 unter meiner Oberleitung als Werbeschrift für den St 52 der Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Rhl.) herausgegeben worden ist. Der Stahl hat sich bislang in der Praxis gut bewährt. Die größten Bauten, bei denen ein hochwertiger Baustahl der beschriebenen Zusammensetzung und mit den Festigkeitswerten der DRG für St 52 Verwendung findet, sind die Brücke „König Alexander I.“ über die Save in Belgrad — eine Hängebrücke von 261 m Hauptöffnung — und die „Dreirosenbrücke“ über den Rhein in Basel — eine Blechbalkenbrücke über mehrere Öffnungen<sup>1)</sup> —, beides Straßenbrücken neuzeitlicher Bauart. Die Hauptverwaltung der DRG hat die Zulassung des „G. H. H. Baustahl St 52“ mit Rundschreiben vom 2. Juli 1929 an ihre Direktionen und an die Gruppenverwaltung Bayern ausgesprochen, und es sind dementsprechend auch bereits eine Anzahl von Eisenbahnbrücken mit diesem Baustahl ausgeführt worden.

Die in dem Bericht der Bautechn. angeführten Grenzzahlen für die Kostenersparnis bei Verwendung des St 52 — unter Berücksichtigung aller zu beachtender Umstände, Stützweiten, Überpreise usw. — entstammen meinem Vortrage an der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und

Hochbau am 24. bis 28. September 1928 in Wien. Die Zahlen sind angenähert auch bereits in meinem Beitrag zur Festschrift „Otto Mohr zum 80. Geburtstag“<sup>2)</sup> enthalten.

Lindau, den 29. August 1932.

Dr.-Ing. Bohny.

### Erwiderung.

Die vorstehende Zuschrift bildet eine Ergänzung zu meinem Beitrage in der Bautechn. 1932, Heft 37, S. 472, zu dem mir die Unterlagen seinerzeit von der Firma Gutehoffnungshütte, Oberhausen, zum Zwecke der Veröffentlichung zur Verfügung gestellt worden waren.

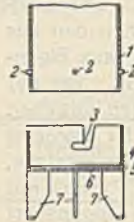
Dr.-Ing. Paul Wießner.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

### Patentschau.

**Kappenverschluß für Schüttrohre, insbesondere zur Herstellung von Ortpfählen od. dgl. aus Beton.** (Kl. 84c, Nr. 523177 vom 23. 5. 30 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Die Kappe wird durch Bajonettverschluß am Schüttrohr befestigt und am Boden mit Ansätzen, beispielsweise Dornen versehen, die vor dem Schütten mit dem Schüttrohr in den Boden eingetrieben werden. Am unteren Ende des Schüttrohrs 1 befinden sich Stifte 2, die mit Schlitz 3 der Verschlußkappe 4 einen Bajonettverschluß bilden. In der Verschlußkappe liegt ein Dichtungsring 5, der gegen das untere Ende des Schüttrohrs 1 gepreßt wird. Am Boden 6 befinden sich Dorne 7 zum Festhalten der Kappe im unteren Teil des Pfahlloches. Durch Drehen des Schüttrohrs kann die Kappe gelöst und dann das Schütten begonnen werden.



**Verfahren zur chemischen Verfestigung von quarzhaltigen Gesteinsschichten.** (Kl. 84c, Nr. 530 621 vom 26. 1. 29 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Zur Verfestigung wird den mit kieselensäurehaltigen Lösungen getränkten Gesteinsschichten ein hochreaktionsfähiges Gas, z. B. Chlor, zugeleitet. Das Chlorgas durchdringt die Poren des Bodens viel leichter als eine Flüssigkeit und auch leichter als ein trages Gas, z. B. Kohlendioxyd. Durch die Wasserlöslichkeit des Chlors wird seine Wirkung in feuchtem Erdreich noch insofern erhöht, als das mit dem eingeführten Chlorgas gesättigte Bodenwasser ebenfalls noch eine beträchtliche Reaktionsfähigkeit besitzt. Das Chlorgas kann unmittelbar den Stahlflaschen entnommen werden, wodurch das umständliche Auf- und Abschauben der Zuleitungen, das Auflösen der chemischen Stoffe sowie die Pumpen für das Hineindrücken der chemischen Stoffe in den Boden fortfallen. Außerdem wird wesentlich an kieselensäurehaltigen Stoffen gespart, weil diese bei Chlorgas erheblich mit Wasser verdünnt werden können.

### Personalmeldungen.

**Preußen.** Versetzt: Der Regierungs- und Baurat (W.) Möring vom Wasserbauamt in Labiau an die Regierung in Lüneburg, der Regierungsbaurat (W.) Musmann vom Wasserbauamt Duisburg-Rhein an das Wasserbauamt in Labiau als Vorstand, der Regierungsbaurat (W.) Hibben vom Wasserbauamt in Emden an das Wasserbauamt in Breslau, der Regierungsbaurat (W.) Jurisch (beurl. zum Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe) an das Hafenbauamt in Kolberg, der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Baus vom Wasserbauamt in Tilsit an das Wasserbauamt Duisburg-Rhein, der Regierungsbaumeister (W.) Giesecke von der Regierung in Stade an das Wasserbauamt in Tilsit, der Oberregierungs- und -baurat (W.) Linsert von der Regierung in Stralsund an die Regierung in Stettin, der Oberregierungs- und -baurat (W.) Roessing von der Regierung in Gumbinnen an die Regierung in Aachen, der Regierungsbaurat (W.) Gieseler vom Kultur- und Wasserbauamt in Loetzen an die Regierung in Gumbinnen, der Regierungsbaurat (W.) Rehders vom Kultur- und Wasserbauamt in Stade an die Regierung in Osnabrück, der Regierungsbaurat (W.) Behr vom Kulturbauamt in Münster i. W. an die Regierung in Oppeln, der Regierungsbaurat (W.) Maempel vom Kulturbauamt in Stettin an das Kultur- und Wasserbauamt in Stade als Vorstand, der Regierungsbaurat (W.) Rieder (beurl.) an das Kultur- und Wasserbauamt in Loetzen.

Dem Regierungsbaurat (W.) Helbig bei der Regierung in Düsseldorf ist eine Regierungs- und Bauratstelle verliehen worden.

Die Oberregierungs- und -bauräte (W.) Mahr bei der Regierung in Düsseldorf und Karl Schmidt bei der Regierung in Aachen sowie der Regierungsbaurat (W.) von Reiche bei der Regierung in Liegnitz sind in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

<sup>2)</sup> Erschienen Berlin 1916 im Verlage Wilh. Ernst & Sohn.

**INHALT:** Umbau der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz. — Spülkipfverfahren und Tonnebau bei der 17 m hohen Dammschleuse des Mittellandkanals nördlich Magdeburg. (Schluß.) — Die Schrumplerschleusen an der elektrisch geschweißten Schlachthofbrücke in Dresden. — Vermischtes: Vorbereitungskurse für die Baumeisterprüfung. — Tore für Flugzeugschuppen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst &amp; Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

<sup>1)</sup> S. Bautechn. 1931, Heft 16, S. 223 ff.