

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 23. September 1932

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Ingenieurtechnisches von Umgestaltungen in Hamburg.

Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. Leo, Hamburg.

Die Ausführung einer Untergrundbahnstrecke in Hamburgs Innenstadt veranlaßte Hamburg dazu, die verkehrstechnisch nötig gewordene Umgestaltung einiger vom Untergrundbahnbau betroffenen Straßen und Plätze zu beschließen und in den Jahren 1930 und 1931 auszuführen¹⁾. Damit die Errichtung eines schlichten Ehrenmals²⁾ für die 40 000 im Weltkriege gefallenen Hamburger Söhne allen Widerständen zum Trotz organisch zu verbinden, gelang insbesondere der zielbewußten Führung des Senatsreferenten Bürgermeister Dr. Petersen. Die hierfür unter künstlerischer Mitwirkung von Oberbaudirektor Dr. Schumacher und des Architekten

4. Ausführung mit möglichst geringen Störungen für den durch die Umgestaltung beeinträchtigten Landverkehr (daher Anfuhr der Baustoffe auf dem Wasserwege); kurze Baufrist.

Konstruktive Ausbildung und Bau.

A. Mauer am Reesendamm (Abb. 2 u. 3).

Zur Ersparung an Baukosten ist der Zwischenraum zwischen der neuen und der alten Ufermauer durch eine Eisenbetonkonstruktion überspannt. Sie ist auf dem unteren Teil der alten Mauer und auf der

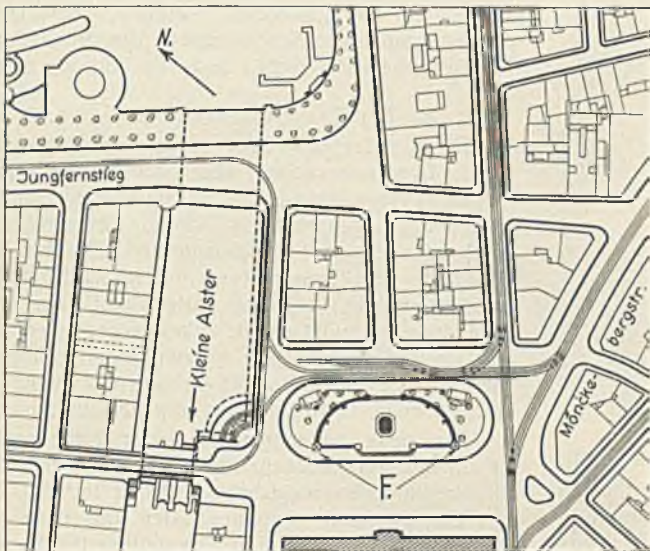


Abb. 1a. Lageplan: vor der Umgestaltung.

F = Flaggenmaste.

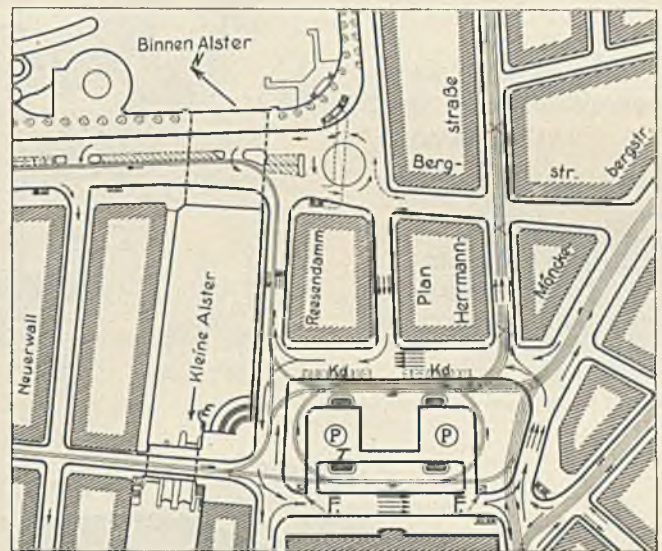


Abb. 1b. Lageplan: nach der Umgestaltung.

Claus Hoffmann vom Ingenieurwesen durchgeführten Planungen und Bauten für die Umgestaltung an der „Kleinen Alster“ und die Errichtung des Ehrenmals bieten in technischer Beziehung einiges Bemerkenswertes.

Die Planungen.

Nach den Beschlüssen von Senat und Bürgerschaft vom Februar 1930 sollte die Reesendammmauer so weit in die „Kleine Alster“ vorgerückt werden, daß die angrenzende Straße Reesendamm auf 17 m verbreitert und als Zweibahnstraße benutzt werden konnte (Abb. 1). Gleichzeitig war nach den Beschlüssen vom Mai und Juni 1930 das Erinnerungsmal am Treppenuß nach Claus Hoffmanns preisgekröntem Entwurf als eine aus dem Wasser aufragende Tafel auszuführen.

Für die Planungen und ihre Ausführung waren u. a. folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Herstellung der Mauer und Treppe am Reesendamm in veränderter Lage in den alten künstlerisch wirksamen Renaissanceformen und mit den alten Baustoffen (gußeiserne Geländer, Granitverblendung der Mauern, Sandstein für Gesimse und Treppen); Ersatz nicht dazu passender Bauteile einer späteren Bauperiode durch den alten Formen entsprechende Anlagen.
2. Einschränkung des Wasserbeckens der „Kleinen Alster“ durch die Neuanlagen nur soweit wie für die Verbreiterung des Reesendamms unbedingt nötig und für den Schiffsverkehr durch Reesendammbücke und Schleuse erträglich. Daher Anschluß der neuen Ufermauer an das östliche Widerlager der Reesendammbücke und Zurücktreten des Ehrenmals und seiner Gründung hinter die Schleusenmauer.
3. Wirtschaftlichste Ausführung; daher Mitverwendung der alten Anlagen und Baustoffe und diagonale Verschiebung der Treppenanlage zwecks Mitbenutzung der alten Treppengründung.

¹⁾ Verk.-T. v. 7. Februar 1930.

²⁾ Baukunst und Städtebau v. Januar 1932.

Gründung der neuen Mauer gelagert. Auf beide überträgt sie die Eigen- und Verkehrslasten der verbreiterten Straße. Die alte Mauer war in ihren drei oberen Metern durch früher hindurchgebrochene Postkabel geschwächt und wurde beim Bau durch Herausstemmen der wieder zu verwendenden Granitverblendung weiter geschwächt. Daher wurde eine durchgehende 25 cm dicke Eisenbetonstützwand an die alte Mauer angelehnt. Sie überträgt den Erddruck auf 4,3 m voneinander entfernte, geschlossene Eisenbetonzweigenrahmen (unterer Riegel $0,30 \times 0,60$ cm mit zwei Ankern von je 4 cm Durchm.). Die Riegel übertragen den Erddruck weiter auf den Fundamentblock der solide fundierten alten Mauer. Die Gründung der neuen Mauer hat hiernach im wesentlichen nur senkrechte Lasten aufzunehmen; sie konnte verhältnismäßig schwach durch Eisenbetonpfähle ($34/34$ cm in 2,87 m Abstand) nebst eiserner Spund-

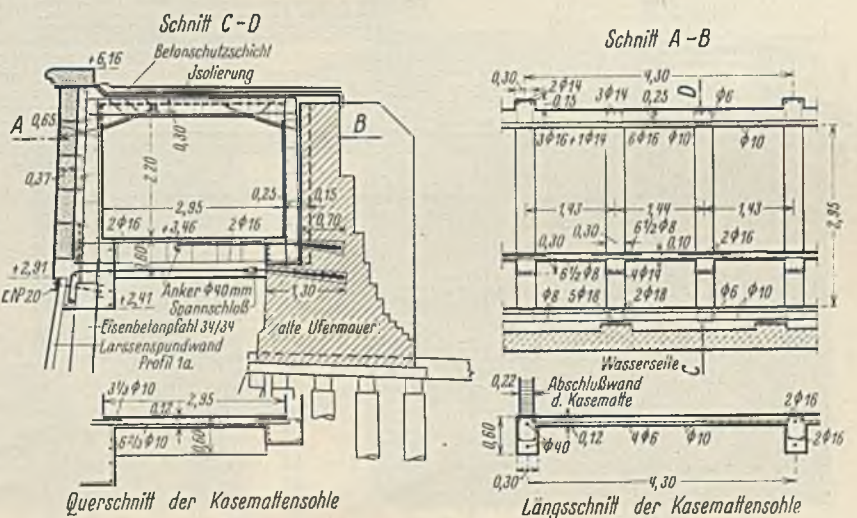


Abb. 2. Konstruktive Ausbildung der neuen Ufermauer.

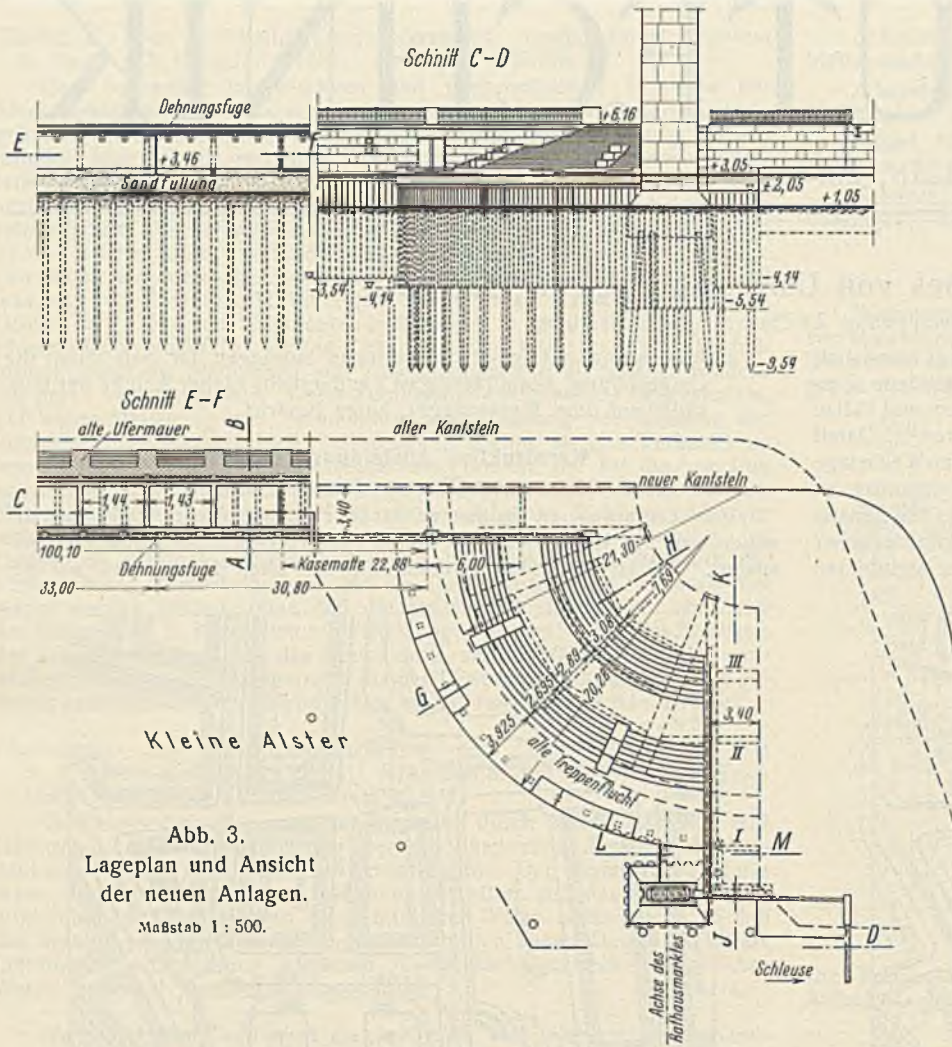


Abb. 3.
Lageplan und Ansicht
der neuen Anlagen.
Maßstab 1 : 500.

wand (Larsen Ia; gekupfert) gebildet werden. Die durchgehenden Füße der beiderseitigen senkrechten Eisenbetonstützwände sind so stark ausgebildet, daß sie den waagerechten Schub auf die Anker der geschlossenen Zweigelenkrahmen übertragen können. Zwischen diese Rahmen sind in je 1,43 m Abstand unten offene Zweigelenkrahmen gespannt (Stützen und Deckenträger 0,30 x 0,30 cm). Die obere Plattendecke aus Eisenbeton zwischen den Rahmen ist 10 cm dick. Sie ist durch Asphaltpappe und Betonschicht isoliert.

In Abständen von rd. 30 m sind in der rd. 100 m langen Ufer- und Kasemattenanlage Dehnungsfugen angeordnet; sie sind durch eine doppelte Lage Asphaltpappe und Goudron ausgefüllt und außen durch Blei verstemmt. Die alten Granitsteine konnten sämtlich zur Verblendung der neuen Mauer wieder verwendet werden. Sie bedurften nur geringer Ausbesserungen und wurden nach dem Versetzen mit Sandstrahlgebläse gereinigt, während die Sandsteingesimse nachscharriert wurden.

Ein an die Treppe anschließender Teil der Kasematten ist mit einer Bronzetür und Fenstern, sowie mit einem Betonfußboden versehen. Er dient der Aufbewahrung von Schneekarren, die früher auf der Treppe aufgestellt wurden und ihre Wirkung störten.

B. Die Treppenanlage (Abb. 3 u. 4).

Die alte Treppenanlage war auf den Seitenmauern, drei Zwischenmauern und dazwischengespannten Ziegelgewölben gelagert. Die neue wassersseitig verschobene Treppenanlage ist wie die Reesendammmauer durch eine eiserne Spundwand und Eisenbetonpfähle eingefaßt. Das neue untere Podest wird durch eine Eisenbetonplatte zwischen alter und neuer Uferfassung gebildet. Die darüberliegenden neuen Podeste und Treppenläufe stützen sich auf Eisenbetonbalken, die zwischen die erhöhten Zwischenwände und die neuen Seitenmauern gespannt sind.

Die neue Seitenmauer an der Schleusenbrücke ist auf den vorhandenen alten Mauern gleichfalls durch Eisenbetonbalken abgestützt (I bis III in Abb. 3 u. 4). Der Zwischenraum zwischen alter und neuer Mauer ist durch Eisenbetonrahmen kasemattenartig überbrückt.

C. Das Ehrenmal (Abb. 3 bis 5).

Die schmale (1,55 bis 1,1 m) Gestalt der bis Fundamentoberkante rd. 22,10 m hohen und 3,60 bis 3,70 m breiten Tafel nach Hoffmanns Entwurf stellt besondere konstruktive Anforderungen an den Ingenieur. Bei dieser Form können im Verhältnis zum schmalen Querschnitt des Males erhebliche Winddrücke auftreten (bei 200 kg/m² rd. 15 t auf die Breitsseite). Dann entsteht die Gefahr des Kippens der schmalen Tafel bei ungenügender Einspannung im Fundament sowie von unzulässigen Zugspannungen, Rissen und Zerstörungen im Male selbst; als ein diesen Beanspruchungen gewachsener Monolith war die Tafel weder wirtschaftlich noch technisch ausführbar. Es blieb nichts anderes übrig, als zur Aufnahme der Winddrücke und der dadurch entstehenden Zugspannungen im Malinnern ein Stahlskelett anzuordnen und es tief und fest im Fundament zu verankern.

Die Ausbildung des rd. 12 t schweren Stahlskeletts (St 37), seine Verankerung im starken, durch Eisenspundwand umschlossenen Betonfundament sowie die Übertragung der Kräfte (rd. 380 t Gesamtlast und rd. 15 t waagerechtem Schub) auf 14 Stück 1:13 geneigte Eisenbetonpfähle gehen aus Abb. 5 hervor. Das Einrammen der Pfähle wurde durch den hier tief gelagerten Brandschutt erschwert und zum Teil nur durch Vorkeilen mit einem zugespitzten Stahlträger ermöglicht, ein Verfahren, das sich früher bereits beim Neubau der Osthafenbrücke bewährte. Die Eisenspundwand um das Malfundament wurde in der Alstersohle unter Wasser abgebrannt.

Besondere Sorgfalt war anzuwenden, um ein Durchfeuchten der Verblendung aus

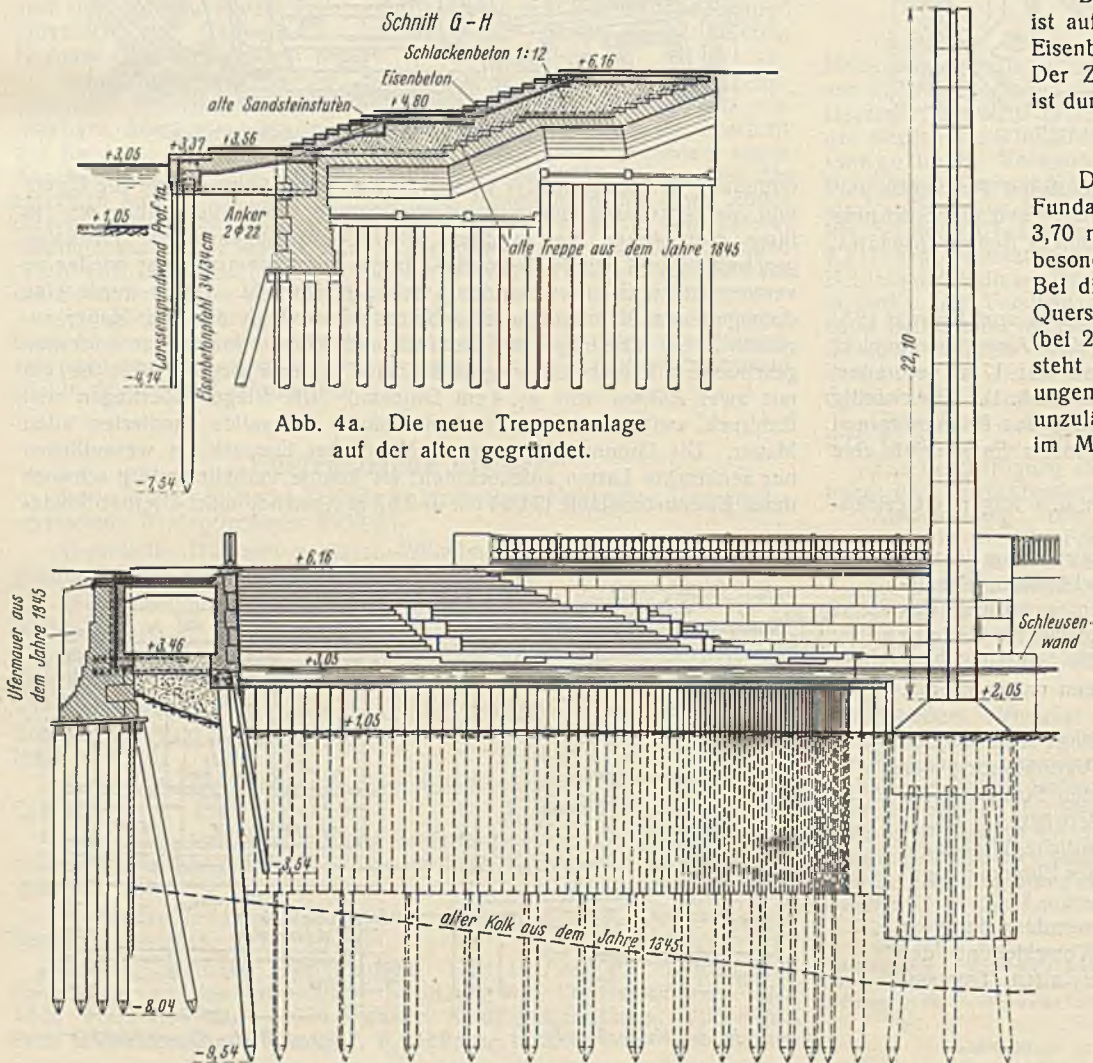


Abb. 4a. Die neue Treppenanlage
auf der alten gegründet.

Abb. 4b. Aufriß der neuen Treppenanlage und der Schmalseite des Ehrenmales.

poliertem Muschelkalk, ein Ausblühen der Fugen und ein Sprengen von Steinen durch Treiben von Zement- oder Eisen-teilen zu verhindern, Erscheinungen, die sich bei dem schlichten Mal besonders störend bemerkbar machen würden. Daher wurde zur Umhüllung des Stahlskeletts und Ausfüllung des Raumes zwischen den rückseitig gespitzten Verblendsteinen Beton mit kalkarmem Lübecker Eisenporlandzement verwendet und das Austrocknen des Betons durch Luftkanäle (Abb. 5, Schnitt c-d) und Einlegen von mindestens 24stündigen Pausen zwischen den Betonierungen der sich folgenden Schichten beschleunigt.

Die Schmalseiten der doppel-seitigen Tafel wurden auf Wunsch von Claus Hoffmann mit je einer Nut ausgestattet, was dem Ehrenmal im Volksmunde die scherzhafte Bezeichnung „Spundbohle“ eintrug. Die Verankerung der Muschelkalksteine untereinander und mit dem Beton geschah mit Ankern und Dübeln aus Bronze. Das Vergießen der Steine wurde nach behelfmäßigem Kalfatern der Haarstoß- und der Lagerfugen von inneren 2-cm-Vergußtrichtern aus bewirkt. Die äußere Verfüguung mit Traßzementmörtel wurde erst nach völligem Austrocknen der Steine hergestellt. Die in ihrer Schicht-höhe nach den Untersuchungen im Lieferbruch (von Schilling bei Kirchheim) auf 1,265 m beschränkten Muschelkalksteine wurden nur lagerhaft verwendet. Infolge der sorgfältigen Auswahl der Steine im Bruch war keinerlei Ausschluß erforderlich. Sowohl beim Einarbeiten der Inschrift auf der dem Rathausmarkt zugewandten Breitseite wie bei der Ausführung des Barlachschen Reliefs auf der andern Breitseite ergaben sich keine störenden Fehlstellen.

Bauliche Dispositionen.

Die in erster Linie bei den Bauten beteiligte Eisenbetonfirma Gustav Schibli AG hat durch geschickte Disposition und Verwendung von Maschinen die Ausführungen schnell gefördert. Ihre Maßnahmen

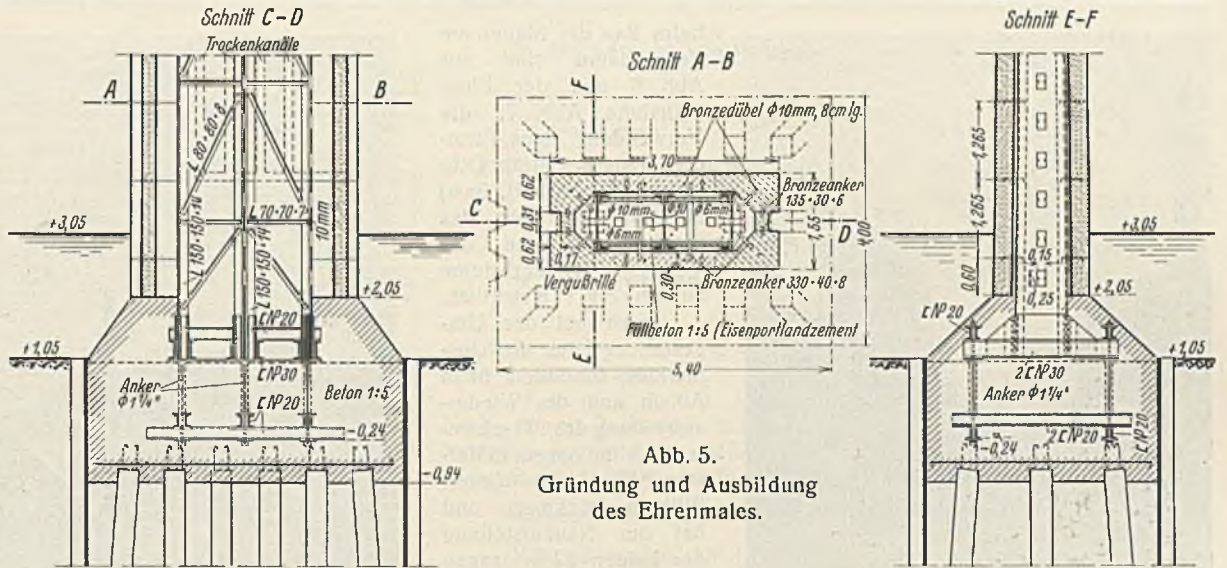
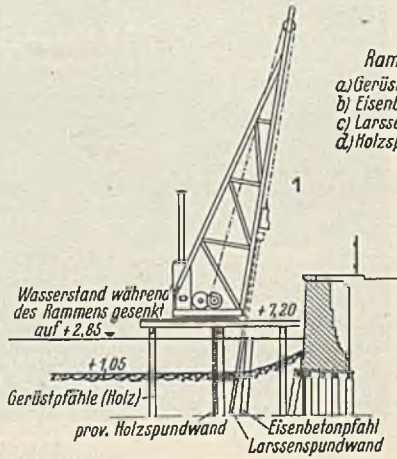


Abb. 5. Gründung und Ausbildung des Ehrenmales.



Rammvorgang:
a) Gerüstpfähle (von der Schute gerammt)
b) Eisenbetonpfähle
c) Larssenspundwand
d) Holzspundwand

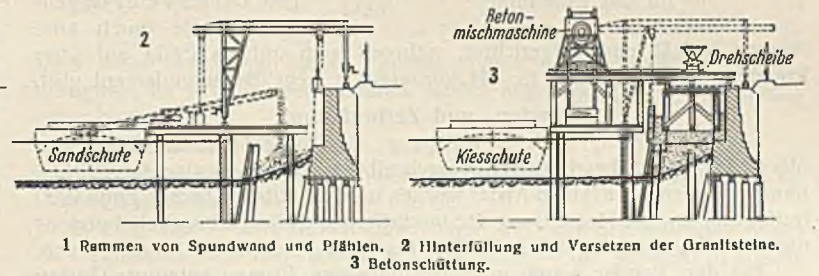


Abb. 6a. Bauvorgang bei Ausführung der neuen Ufermauer.

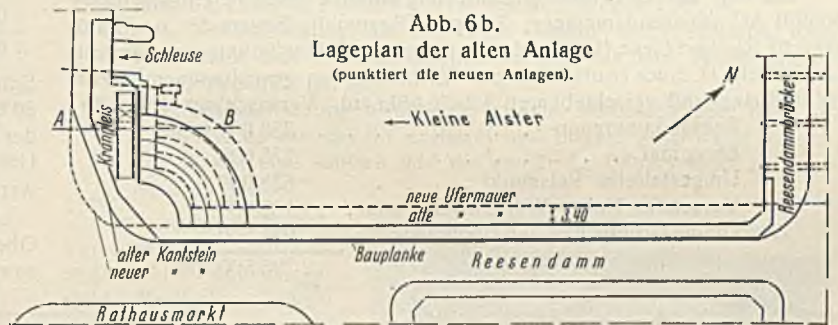


Abb. 6b. Lageplan der alten Anlage (punktirt die neuen Anlagen).



Abb. 7. Flugaufnahme der Anlagen am Reesendamm und des Rathausmarktes während des Umbaus.



Abb. 8. Aufbau des Stahlgerüsts für das Ehrenmal.

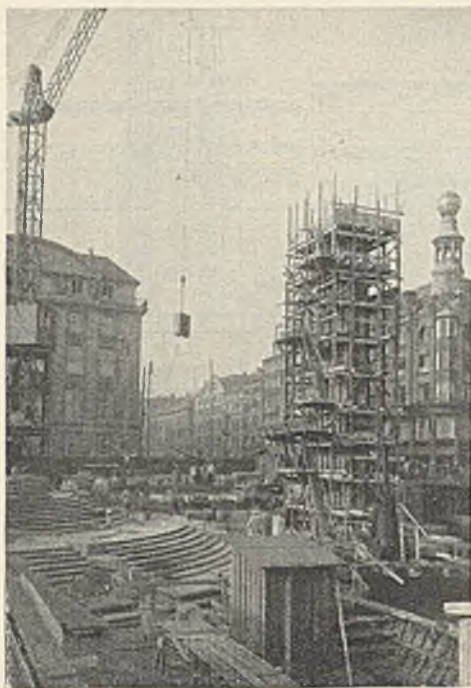


Abb. 9. Betonierung und Verblendung für das Ehrenmal.

Ramme gefaßt und aufgerichtet, während sein unteres Ende auf über Rollen bewegten Bohlen in das vorbereitete neue Betonfundament glitt.

Kosten- und Zeitaufwand.

Die unmittelbar nach Bewilligung der Mittel (Februar 1930) von März 1930 an in beschränkter Ausschreibung vergebenen umfangreichen Bauarbeiten an der Kleinen Alster wurden im wesentlichen bereits Ende 1930 fertiggestellt. Die Herstellung der Inschrift, des Barlachschen Reliefmodells und seine Übertragung nahm die Zeit bis Anfang August 1931 in Anspruch.

Bei den Bauten waren u. a. die folgenden Firmen beteiligt: Gustav Schibli AG (Reesendammmauer, Treppe, Ehrenmal), Eggers & Co. (Stahlskelett), Reichert Gebr. (Liefen der Werksteine und Herstellung von Inschrift und Relief), H. Kock (Aufstellen und Vorhalten von geschlossenem Gerüst für Bildhauer mit verschiebbaren Arbeitsbühnen). Veranschlagt waren für:

Reesendammmauer	353 000 RM
Ehrenmal	275 000 „
Umgestalteten Ratsmarkt	638 000 „
Versetztes Kaiser-Wilhelm-Denkmal	108 000 „
Umgestaltung des Jungfernstiegs	921 500 „
	<hr/>
	2 295 500 RM.

beim Bau der Mauer am Reesendamm sind aus Abb. 6 und der Flugaufnahme Abb. 7, die Verwendung eines Turmdrehkrans der Firma Otto Kaiser (St. Ingbert, Saar) für das Aufstellen des Stahlskeletts und das Versetzen der Werksteine aus Abb. 8 u. 9. ersichtlich.

Auch bei der Umgestaltung des Rathausmarktes, besonders beim Abbau und der Wiederaufstellung des 12 t schweren, 5,54 m hohen Reiterstandbildes des Kaiser-Wilhelm-Denkmal und bei der Neuaufstellung der beiden 32 m langen und je 6,5 t schweren Flaggenmasten (Abb. 1c u. d und 10) durch die Firma Magens zeigte sich die zeit- und geldsparende Wirkung geschickter Gerüste und Transportanlagen. Der schwere Flaggenmast wurde durch eine



Abb. 10. Versetzen eines Flaggenmastes.

Hiervon wurden rund 200 000 RM erspart. Davon sind für Entschädigungen an Grundeigentümer für Höhenänderungen rund 50 000 RM zurückgestellt, während 135 000 RM für die Tieferlegung der zu hoch liegenden Sohle der Reesendammbrücke beim Bau der Untergrundbahn-Haltestelle unter der genannten Brücke verwendet werden.

Die Planung und Ausführung der Bauten wurde von den Herren Oberbaurat Wurm-Reithmayer, Bauräten Reinemann und Thielecke sowie Dipl.-Ing. Willigerodt durchgeführt.

Über das Zusammenwirken von Nietung und Schweißung unter Berücksichtigung der Verhältnisse vorbelasteter und unter Vorlast durch Schweißung verstärkter Nietanschlüsse.

(Versuche des Reichsbahn-Zentralamts für Bau- und Betriebstechnik und des Staatlichen Materialprüfungsamts Berlin-Dahlem.)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. O. Kommerell und Dr.-Ing. G. Bierett.

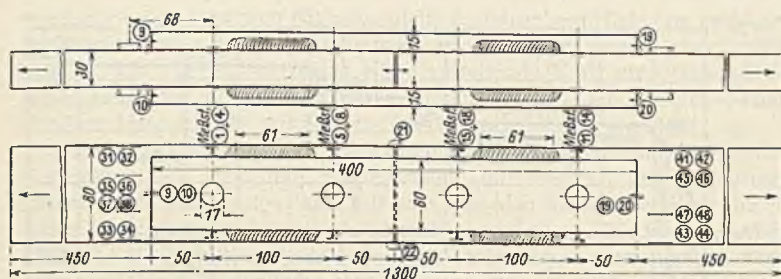
Diese für die Verstärkung von älteren Bauwerken durch Schweißung wichtige Frage ist in den letzten Jahren Gegenstand von Veröffentlichungen¹⁾ und eines lebhaften Meinungs austausches gewesen, wobei einerseits hervorgehoben wurde, daß eine rechnerische Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Nietung in größerem Maße auch nach der Verstärkung am Platze wäre, während andererseits auf die Unsicherheit der Beteiligung der Nietung, deren Größe offenbar stark abhängig von den Formänderungsverhältnissen der Nietung gegenüber dem Formänderungswiderstand der Schweißung ist, hingewiesen wurde. Der Gleitwiderstand einer Nietung, worunter hier nicht nur die Last, bei der die ersten größeren Gleitungen auftreten, verstanden sein soll, sondern allgemein der innere Widerstand der Verbindung bei Eintreten eines bestimmten Formänderungsgrades, wechselt bei Nietverbindungen je nach der Herstellung im allgemeinen in recht weiten Grenzen. Es ist anzunehmen, daß der Gleitwiderstand bei älteren Bauwerkteilen infolge der Betriebsbeanspruchungen nicht mehr mit dem bei Erstellung des Bauwerks maßgebenden übereinstimmt. Die bei Inbetriebnahme zuerst eintretenden Gleitungen unter der Belastung können zum größeren Teil bleibend, zum geringeren Teil elastisch sein. Der Formänderungswiderstand wird deshalb

einerseits durch die Betriebsbelastungen erhöht; die für die Mitwirkung der Nietung bei späterer Verstärkung durch Schweißung maßgebenden Eigenschaften sind infolgedessen verbessert. Häufig wechselnde Belastungen, Einwirkungen dynamischer und Einflüsse chemischer Art können andererseits den Gleitwiderstand bisweilen stark und dauernd abmindern. Für die Mitwirkung der Nietung nach der Verstärkung ist der jeweilige Formänderungswiderstand der Nietung vor der Verstärkung ausschlaggebend.

Auf Veranlassung des Reichsbahn-Zentralamts für Bau- und Betriebstechnik wurden vom Materialprüfungsamt Dahlem in Verbindung mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft einschlägige Versuche über die Zusammenwirkung beider Verbindungselemente durchgeführt, in denen durch Ausführung zweckmäßiger Messungen eine Bestimmung des Anteils beider an der Kraftübertragung ermöglicht wurde.

Die Untersuchung wurde an Verbindungen einfacherer Art nach Abb. 1 ausgeführt. Dabei wurde Wert darauf gelegt, die Versuchsdurchführung möglichst betrieblichen Verhältnissen anzupassen. Der Einfluß einer im Betriebe entstandenen hohen Vorbelastung wurde durch statische Belastung von 12,3 t der genieteten Verbindungen ersetzt. Diese Vorbelastung sollte etwa der Höchstbeanspruchung von $0,8 \cdot 1700 = 1360 \text{ kg/cm}^2$ der Niete auf Abscheren entsprechen, die erreicht wird, ehe man an eine Verstärkung herantritt. Die möglicherweise den Gleit-

¹⁾ Vgl. u. a. Bautechn. 1931, Heft 6; Stahlbau 1931, Heft 3 (Bühler, Kayser, Bierett); ferner Stahlbau 1932, Heft 19 (Kayser).



Werkstoff St 37.
Gestoßene Bleche (Zugstäbe $3,0 \times 6,0$ cm) $\sigma_s = 2100$ kg/cm²;
 $\sigma_B = 3770$ kg/cm²; $\delta_{2,5} = 45,2\%$;
Laschen (Zugstäbe $1,5 \times 4,5$ cm) $\sigma_s = 2440$ kg/cm²;
 $\sigma_B = 3830$ kg/cm²; $\delta_5 = 29,8\%$;
Nietlöcher = $\phi 17$ mm.
Durchmesser der ungeschlagenen Niete = $\phi 16$ mm.
Nietquerschnitt = $4 \times 2,27 = 9,1$ cm².
Kehlnahfläche = $4 \times 0,7 \times 6,1 = 17,1$ cm².
Stab: $\square 80 \cdot 30$
 $F = 8,0 \cdot 3,0 = 24,0$ cm²,
 $F_{II} = 24 - 3,0 \cdot 1,7 = 18,9$ cm².
Laschen: $2 \square 60 \cdot 15$
 $F = 2 \cdot 6,0 \cdot 1,5 = 18,0$ cm²,
 $F_{II} = 18 - 2 \cdot 1,5 \cdot 1,7 = 12,9$ cm².

Messung ①-⑩ = Verschiebungsmessungen
⑪-⑬ = Dehnungsmessungen

Abb. 1.
Probestück und
Meßstellenanordnung.

widerstand während längerer Betriebszeit zerrüttenden Einflüsse können freilich in solchen Versuchen kaum nachgeahmt werden, es sei denn, man verwendet für diese Versuche ausgebaute Teile mit geringem Gleitwiderstand.

Als wichtigster Versuch wurde die unter einer Vorlast zusätzlich geschweißte Nietverbindung angesehen, weil eine Verstärkungsschweißung an einem Nietbauwerk erst dann wesentliche Vorteile bietet, wenn das Brückeneigengewicht während der Verstärkungsarbeiten nicht ausgeschaltet zu werden braucht. Zwei der Verbindungen wurden deshalb nach Vorbelastung der genieteten Körper bis zu betriebsmäßigen Belastungen von 12,3 t und Entlastung bis zur Eigengewichtslast von 6 t (oder $\tau = 660$ kg/cm²) unter dieser Last geschweißt. Die Versuchstäbe nach Abb. 1 wurden wie folgt berechnet:

angenommene Stabkraft infolge Brückeneigengewichts $S_g = + 6,00$ t,
angenommene Stabkraft infolge Verkehrslast
einschl. Stoßzuschlag $\varphi S_p = + 12,00$ t
 $S = S_g + \varphi S_p = + 18,00$ t.

Die Spannungen betragen unter dieser Gesamtkraft von 18 t:
im durch Niete $\phi 17$ geschwächten Stab = $80 \cdot 30$

$$\sigma = \frac{18000}{18,9} = 952 \text{ kg/cm}^2,$$

in den durch Niete $\phi 17$ geschwächten Laschen $2 \square 60 \cdot 15$

$$\sigma = \frac{18000}{12,9} = 1395 \text{ kg/cm}^2,$$

entsprechend $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² für St 37.

In den beiden zwischmittigen Nieten $\phi 17$ auf Abscheren

$$\tau = \frac{18000}{9,1} = 1978 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_{zul} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Nietverbindung muß also, um gleiche Festigkeit mit den Laschen zu haben, verstärkt werden.

Rechnerisch ergeben sich folgende Spannungen, wenn nach DIN 4100²⁾ a) die gesamte Verkehrslast in Höhe von 12,0 t der Schweißung zugewiesen wird.

Für die Kehlnähte der Laschenanschlüsse von je 7 mm Dicke und 61 mm Länge

$$\varrho = \frac{12000}{4 \cdot 6,1 \cdot 0,7} = \frac{12000}{17,08} = 702 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\varrho_{zul} = 0,5 \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Niete haben nur Elgengewichtslast aufzunehmen:

$$\tau = \frac{6000}{9,1} = 659 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_{zul} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach dieser Rechnung haben Laschen und Schweißung gleiche Festigkeit (zulässige Spannungen), während die Niete nicht ausgenutzt werden.

b) Nach einer zweiten zulässigen Berechnungsart wird den Nieten außer Eigengewichtslast noch $\frac{1}{3}$ der Verkehrslast und der Schweißung $\frac{2}{3}$ der Verkehrslast zugewiesen.

Die rechnerischen Spannungen werden beim gleichen Versuchstab jetzt:

²⁾ Vorschriften für geschweißte Stahlbauten 1931. Heftausgabe, Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn; hierzu erschien Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen. 3. Aufl. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn.

in den Laschen wie unter a) $\sigma = \frac{18000}{12,9} = 1395 \text{ kg/cm}^2,$
 $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2,$

in den Nieten
 $\tau = \frac{S_g + \frac{1}{3} \cdot \varphi S_p}{F_s} = \frac{6000 + \frac{1}{3} \cdot 12000}{9,1} \approx 1100 \text{ kg/cm}^2,$
 $\tau_{zul} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg/cm}^2,$

in der Schweißung
 $\varrho = \frac{\frac{2}{3} \cdot \varphi S_p}{F_{Schw}} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 12000}{17,08} = 468 \text{ kg/cm}^2,$
 $\varrho_{zul} = 700 \text{ kg/cm}^2.$

Nach dieser Rechnung haben Laschen und Niete gleiche Festigkeit (zulässige Spannungen), während die Schweißung nicht ausgenutzt wird.

c) Berücksichtigt man in der Berechnung die für geschweißte Brücken vorgeschriebene Formel $S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)$, die einen Vergrößerungsfaktor bedeutet, der sich bei den Versuchen nicht darstellen läßt, so wird aus

$$\max \varphi S_p = \frac{2}{3} \cdot 12000 = 8000 \text{ kg und } \min \varphi S_p = 0 \text{ kg,}$$

$$S = 8000 + \frac{1}{2} (8000 - 0) = 12000 \text{ kg,}$$

und es ergibt sich die rechnerische Spannung in den Schweißnähten zu:

$$\varrho = \frac{12000}{17,08} = 702 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\varrho_{zul} = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach dieser Rechnung hätten Laschen, Niete und Schweißung gleiche Festigkeit, da sich bei den ersteren beiden nichts gegen die Berechnung unter b) ändert.

Untersucht wurden:

1. zwei reine Nietverbindungen, davon eine statisch und eine im Dauerversuch (Versuch Nr. 1 u. 6),
2. eine reine Schweißverbindung, bei der zur Ermöglichung einer gemeinsamen Auswertung mit den anderen die gestoßenen Bleche und die Laschen bohrt waren, statisch (Versuch Nr. 5),
3. eine Nietverbindung, die bis 12,3 t belastet, auf 0 entlastet, dann geschweißt und als Kombination statisch bis zum Bruch geprüft wurde (Versuch Nr. 3),
4. zwei Nietverbindungen, die wie unter 3. behandelt, aber nach der Vorbelastung nur auf 6 t entlastet und hierbei geschweißt wurden, von diesen eine statisch und die zweite im Dauerversuch (Versuch Nr. 2 u. 4).

Für die statischen Versuche stand eine Zerreißmaschine mit waagerechter Kraftachse zur Verfügung. Da eine Schweißung der unter Vorlast zu schweißenden Proben in dieser Maschine aus Raumgründen für die Schweißung sehr ungünstig gewesen wäre — z. T. hätten Überkopfschweißungen unter schwierigen Verhältnissen ausgeführt werden müssen — wurden sämtliche Proben in einem besonderen Rahmen lotrecht hängend vorbelastet und dann geschweißt (Abb. 2). Nach Erkalten der Nähte wurden die Verbindungen in der waagerechten Maschine untersucht. Die unter Vorlast geschweißte Verbindung mußte hierfür voll entlastet werden. Bei dieser Entlastung wird die Schweißung, selbst wenn man sie als vollkommen starr ansieht, mit einer der Betriebsspannung entgegengesetzten Spannung in der Kehlnaht von etwa 350 kg/cm², in Wirklichkeit wegen des elastischen Verhaltens der Schweißung jedoch noch wesentlich geringer beansprucht. Die Umspannung aus dem Belastungsrahmen in die Zerreißmaschine konnte deshalb unbedenklich vorgenommen werden.

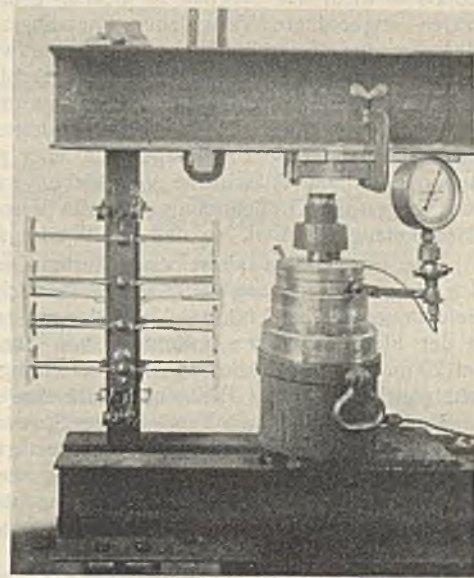


Abb. 2. Vorbelastungsrahmen.

Die Schweißung wurde ausgeführt durch einen Lehrschweißer der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit einem Gleichstromaggregat der AEG mit 20 V und 140 A. Verwendet wurden blanke Schweißdrähte der

Gutehoffnungshütte für Baustahl St 37 nach den Bedingungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Die Schweißung in dem Rahmen geschah derart, daß zuerst alle vier oberen und dann die unteren Nähte geschweißt wurden in der Reihenfolge, daß zuerst eine Naht einer Lasche, dann die diagonale gelegene der anderen Lasche, darauf die zweite Naht dieser Lasche und zuletzt die zweite Naht der zuerst geschweißten Lasche fertiggestellt wurde. Bei der unter Belastung zu schweißenden Verbindung wurde die Last in der Verbindung während des Schweißens und während der Abkühlung bis zwei Stunden nach dem Schweißen gleichbleibend auf 6 t gehalten.

Zum Nachweise der Temperaturerhöhung in den Nietern beim Schweißen der nur 30 mm von der Nietrißlinie entfernten Kehlnähte wurden an einem der Probestäbe Temperaturmessungen mit Thermolementen des Reichsbahn-Zentralamts für Bau- und Betriebstechnik und des Staatlichen Materialprüfungsamts vorgenommen. Die Höchsttemperaturen in zwei als Meßstellen angebohrten Nietern betragen etwa 200° C. Eine Schädigung oder ein Lockern der Nietern ist hierbei entgegen öfter geäußerten Bedenken nicht zu befürchten und meßtechnisch auch nicht festgestellt worden.

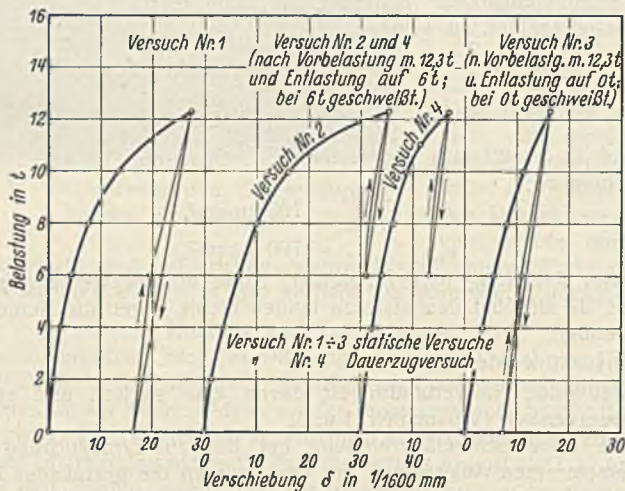


Abb. 3. Verschiebungen in den Nietverbindungen bei der Vorbelastung vor der Verstärkung.

Zur Bestimmung der Kraftverteilung auf die Anschlußelemente wurden in den statischen Versuchen die Verschiebungen der Laschen in allen vier Nietrissen gegen die gestoßenen Bleche an 16 Meßstellen und die Spannungsverteilung in den gestoßenen Blechen außerhalb der Laschen, jedoch so dicht wie möglich an diesen, gemessen. Vier an den Stirnkanten angeordnete Verschiebungsmessungen und zwei Apparate zur Messung der Vergrößerung der Stoßfuge wurden nur ausgeführt, um beim Schweißen (wobei die anderen Verschiebungsmesser abgenommen werden mußten) Aufschlüsse über etwaige größere eintretende Verschiebungen zu gewinnen. Die hierbei festgestellten, sehr geringen Ausschläge an den Apparaten sind wahrscheinlich eher auf Wärmebeeinflussung der Apparate als auf tatsächliche Verschiebungen zurückzuführen, die aber auch wegen der Größenordnung für die Verwertung der anderen Ergebnisse belanglos wären, so daß auf Wiedergabe verzichtet werden kann.

Die nur versuchsweise ausgeführten Dehnungsmessungen erwiesen sich für die Berechnung der Kraftanteile nicht geeignet, da bei der genieteten und den kombinierten Verbindungen trotz Vornahme der Messungen in der kleinstmöglichen Entfernung von nur 4 d vom äußeren Nietloch bei 20 mm Meßlänge die Spannungsverteilung über die Breite hier schon sehr gleichmäßig war. Deshalb ist auch eine schätzungsweise Berechnung der Kraftverteilung durch Vergleich der Spannungsverteilung der drei verschiedenen Verbindungsarten wegen der geringen Unterschiede nicht möglich. Man wird deshalb die Lösung dieser Aufgabe hauptsächlich durch Verschiebungsmessungen versuchen müssen.

Bei Bestimmung des elastischen Verschiebungszustandes für ein Nietbild, der sich nach einer Belastung einstellt und Vornahme irgendeiner konstruktiven Änderung, die die Wirkung der Niete teilweise ersetzt, läßt sich bei neuerlicher Bestimmung des Verschiebungszustandes der jetzt auf die Nietung entfallende Kraftanteil aus dem vordem gewonnenen Verschiebungsschaubild annähernd berechnen. Bei größeren und vor allem senkrecht zur Kraftachse breiteren Nietbildern erfordert dies zwar zahlreiche und umständliche Messungen; bei den für die Klärung der behandelten Frage genügenden Nietbildern kleineren Ausmaßes ist die Ausführung einiger Verschiebungsmessungen an den Kanten in den Nietrissen ausreichend. Die Aufnahme des Verschiebungszustandes der Nietverbindungen bis zu betriebsmäßigen Vorbelastungen, vor allem des für mehrmalige Belastungen maßgebenden elastischen Verschiebungszustandes, gestattet nach der Verstärkung die Bestimmung des Kraftanteils der Nietung aus dem neu festzustellenden Formänderungsverlauf, solange die

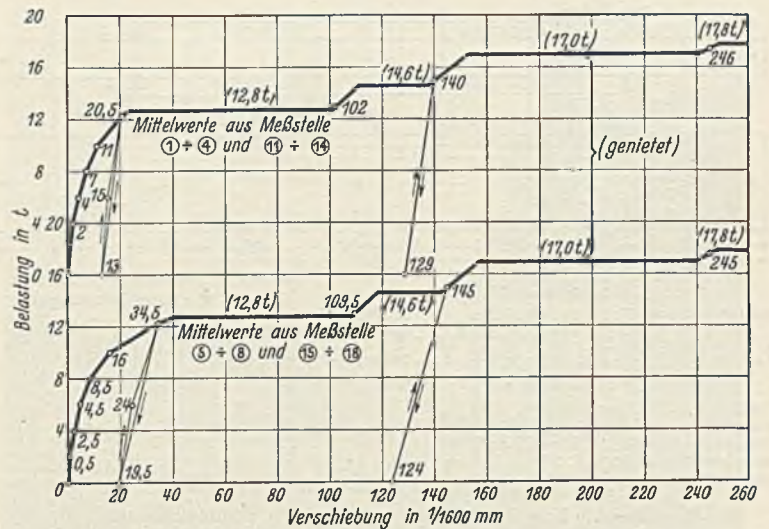


Abb. 4. Verschiebungen in der Nietverbindung, Versuch Nr. 1.

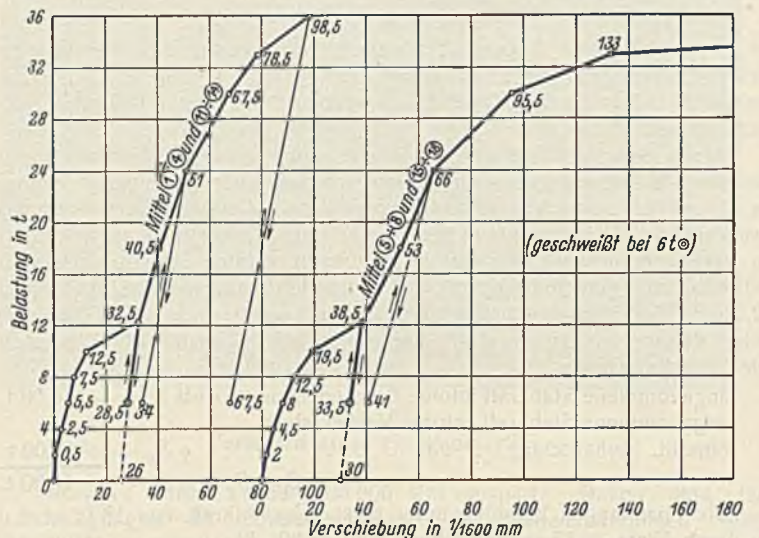


Abb. 5. Verschiebungen in der genieteten und bei 6 t Belastung geschweißten Verbindung, Versuch Nr. 2.

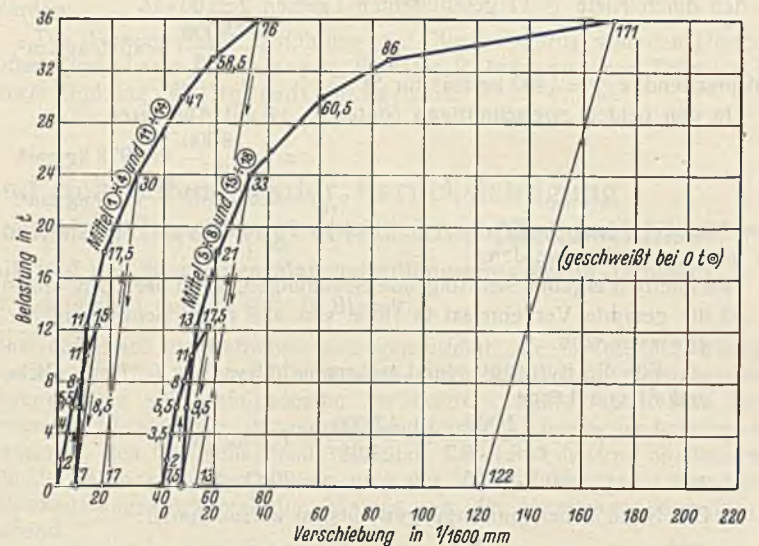


Abb. 6. Verschiebungen in der genieteten und geschweißten Verbindung, Versuch Nr. 3.

Verschiebungen nicht größer werden, als vor der Verstärkung gemessen wurde. Um auch darüber hinaus Aufschluß über die Kraftverteilung zu gewinnen, wird zweckmäßig für eine unter den gleichen Bedingungen gefertigte Nietverbindung der Formänderungsverlauf bis zum Bruch bestimmt. Abb. 3 zeigt die Verschiebungen der Nietverbindungen vor der Verstärkung. Die Kurven sind gezeichnet als Mittel der Ergebnisse der 16 Verschiebungsmessungen in den Nietrissen. Hierzu ist zu bemerken, daß die Mittlung aus den acht entsprechenden Messungen der äußeren Nietern und den acht Messungen für die inneren Niete gesondert ohne weiteres berechtigt ist. Die weitergehende Zusammenfassung der 16 Messungen zu einer mittleren Verschiebungslinie für jede Probe geschieht zweckmäßig zur Vereinfachung, da es sich ja darum handelt, den

Kraftanteil der gesamten Nietung, nicht der einzelnen Niete, zu verfolgen. Im allgemeinen war die Verschiebung an den inneren Nietten etwas größer (Abb. 4, 5 u. 6), die auf diese Niete entfallende Kraft entsprechend der Ausbildung der Verbindung etwas größer als bei den äußeren Nietten. Größere Unterschiede wurden nur im Versuch Nr. 1 festgestellt.

Es war beabsichtigt, durch Herstellung der Niete von Hand bei gleicher Erwärmung des Setz- und Schließkopfes, mit Anstrich der Berührungsf lächen mit Bleimennige naß auf naß, für den Gleitwiderstand die für ältere Brücken maßgebenden Verhältnisse zu schaffen. Die in sehr großem Maßstabe dargestellten Verschiebungslinien in Abb. 3 sind dagegen kennzeichnend für sehr gleitfeste Verbindungen, wie man sie in älteren Bauwerken als Regel nicht immer annehmen kann. Keine der drei Verbindungen zeigt bis zur Vorbelastung von 12,3 t = 1352 kg/cm² Scherbeanspruchung der Niete ein nennenswertes Gleiten. Bei der als Nietverbindung bis zum Bruch geprüften Verbindung im Versuch Nr. 1 setzten erst bei 12,8 t ($\tau \approx 1410$ kg/cm²) plötzlich größere Gleitungen ein, Abb. 4. Man wird deshalb durch diesen Umstand im Anfange zu einer günstigen Mitwirkung der Nietung kommen, die die Verhältnisse in der Praxis im allgemeinen übertrifft. Mit Einsetzen der Gleitung werden die Unterschiede in der Mitwirkung für die hier gefundenen sehr günstigen Verhältnisse gegenüber ungünstigeren Formänderungsverhältnissen immer kleiner. Die später angegebenen Zahlen für die Kraftverteilung auf beide Elemente für größere Belastungen werden deshalb häufig auch für ungünstigere Formänderungsverhältnisse annähernd zutreffen, wenn auch in diesem Bereich im allgemeinen mit etwas geringerer Mitwirkung der Nietung als hier gefunden zu rechnen sein wird.

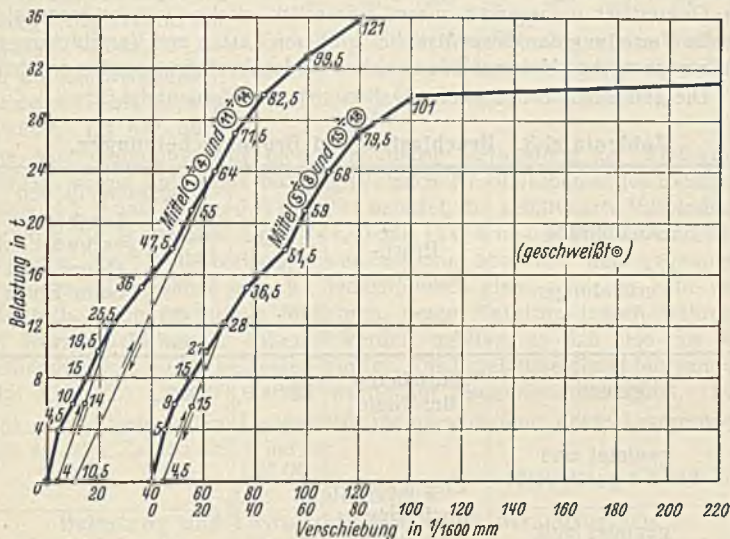


Abb. 7. Verschiebungen in der geschweißten Verbindung, Versuch Nr. 5.

Abb. 4, 5, 6 u. 7 zeigen die Verschiebungen der vier Verbindungen, getrennt nach den Verschiebungen in den äußeren (Messung 1 bis 4 und 11 bis 14) und in den inneren (Messung 5 bis 8 und 15 bis 18) Nietrissen. Der erste Teil der Kurven in Abb. 5 u. 6 bis 12,3 t gibt die Formänderungen der nur genieteten Körper an, die nach Entlastung auf 6 bzw. 0 t geschweißt wurden. In Abb. 8 sind die mittleren Verschiebungen aus den 16 Messungen zusammengestellt. In dieser Abbildung ist zur Erleichterung

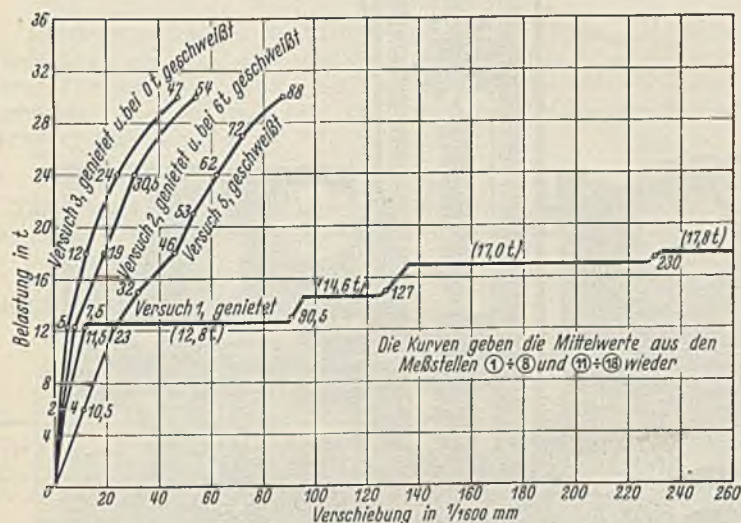


Abb. 8. Mittlere Verschiebungen in den Verbindungen nach Vorbelastung mit 12,3 t, Versuch Nr. 1, 2, 3 u. 5.

Zahlentafel 1. Formänderungswiderstand und Kraftverteilung für die ohne Last geschweißte Probe.

Mittlere Verschiebung δ in $\frac{1}{1600}$ mm	Meßwerte			Rechnungswerte			
	1	2	3	4	5	6	
	Formänderungswiderstände in t						Verhältnis
	P_n	P_s	P_k	P'_s $= P_k - P_n$	P'_k $= P_n + P_s$	$\frac{P_n}{P'_k} \cdot 100$	
	genietet, Versuch Nr. 1	geschweißt, Versuch Nr. 5	genietet und geschweißt, Versuch Nr. 3	—	—	%	
2	3,0	1,6	6,0	3,0	4,6	65	
4	6,0	3,1	10,2	4,2	9,1	66	
6	7,8	4,3	13,2	5,4	12,1	65	
8	9,5	5,2	14,8	5,3	14,7	65	
10	11,1	6,1	16,4	5,3	17,2	65	
12	12,8	6,9	18,0	5,2	19,7	65	
14	12,8	7,7	19,1	6,3	20,5	63	
16	12,8	8,4	20,0	7,2	21,2	61	
18	12,8	9,2	21,1	8,3	22,0	58	
20	12,8	10,0	22,4	9,6	22,8	56	
24	12,8	11,3	24,0	11,2	24,1	53	
28	12,8	12,5	25,6	12,8	25,3	51	
32	12,8	13,8	26,6	13,8	26,6	48	
36	12,8	15,0	27,5	14,7	27,8	46	
40	12,8	15,9	28,6	15,8	28,7	45	
50	12,8	18,1	30,4	17,6	30,9	41	
60	12,8	22,0	—	—	34,8	37	
70	12,8	25,2	—	—	38,0	34	
80	12,8	28,0	—	—	40,8	31	
90	13,0	29,8	—	—	42,8	30	
95	14,6	30,0	—	—	44,6	33	
100	14,6	(30,5)	—	—	(45,1)	(32)	

des Vergleiches für sämtliche Körper der nach Vorbelastung auf 12,3 t und Entlastung erreichte Zustand als Ausgangszustand gewählt, die bis dahin erreichten bleibenden Formänderungen sind in der Darstellung nicht mehr enthalten.

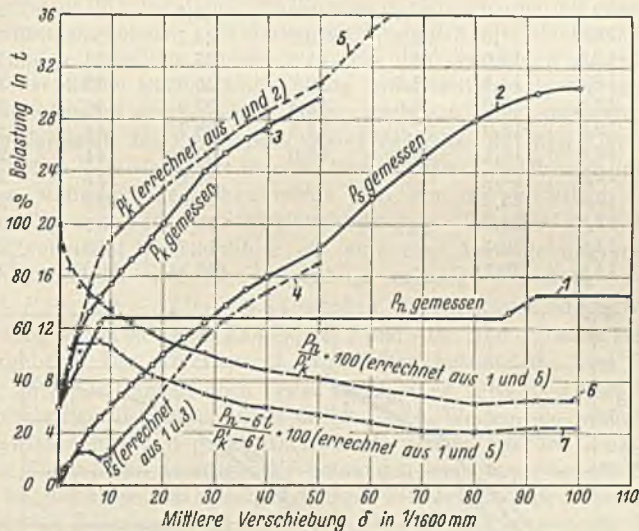


Abb. 9. Formänderungswiderstand und Kraftverteilung für die ohne Last geschweißte Probe.

Zur Errechnung der Kraftverteilung in der kombinierten, nach Vorbelastung, jedoch ohne Last geschweißten Probe sind in Zahlentafel 1 und Abb. 9 für die Körper der Versuche Nr. 1 genietet, 3 kombiniert und 5 geschweißt für bestimmte Verschiebungsgrade die aus Abb. 8 entnommenen zugehörigen Lasten eingetragen, die zum besseren Verständnis als Formänderungswiderstand bei den in der ersten Spalte angegebenen Verschiebungen aufgefaßt werden können. Für die nur geschweißte Probe mußte sinngemäß die Verschiebungslinie ohne Vorbelastung verwendet werden, da auch die Schweißung in der Kombination noch keine Vorbelastung erfahren hat. Man erhält für die drei Verbindungsarten die Formänderungswiderstände P_n , P_s und P_k . In Spalte und Kurve 5 ist der Formänderungswiderstand P'_k einer ideellen kombinierten Verbindung aus P_n und P_s errechnet. Die Werte P'_k sind für kleine Formänderungen etwas kleiner, dann etwas größer als die Meßwerte P_k , beide Werte stimmen bei größeren Formänderungen sehr gut überein. Die Berechtigung, aus den gemessenen Formänderungswiderständen der Nietung und der Schweißung bei einfacheren Verhältnissen den Formänderungswiderstand einer entsprechenden Kombination zu berechnen, dürfte durch die allgemein gute Über-

einstimmung erwiesen sein. Die sich ergebenden Unterschiede im Bereich kleiner Formänderungen sind vor allem aus Unterschieden in den Formänderungsverhältnissen der zugrunde gelegten Nietverbindung (Versuch Nr. 1) und der Nietung in der Kombination zu erklären. Daher ergeben sich auch bei Berechnung eines ideellen Wertes P'_s aus P_n und P_k (Spalte und Kurve 4) in diesem Bereich Unregelmäßigkeiten, die unwahrscheinlich sind, so daß sich für die Berechnung der Kraftverteilung die Verwendung der Werte P'_k empfiehlt, die die Verhältnisse einer Kombination wiedergeben, die man bei Verstärkung des Körpers des Versuches Nr. 1 erhalten würde. (Man könnte etwa auch eine Kurve P'_n aus P_k und P_s errechnen. Da aber bei derartigen Betrachtungen die Formänderungsverhältnisse der Nietverbindung immer ausschlaggebend sind, sollte auch hier von den gemessenen Werten P_n ausgegangen werden).

Zahlentafel 2. Formänderungswiderstand und Kraftverteilung für die bei 6 t Belastung geschweißte Probe.

Mittlere Verschiebung δ in $\frac{1}{1600}$ mm	Meßwerte			Rechnungswerte			
	1	2	3	4	5	6	7
	Formänderungswiderstände in t			Verhältnis			
	P_n	P_s	P_k	$P'_s = P_k - P_n$	$P'_k = P_n + P_s$	$\frac{P_n}{P'_k} \cdot 100$	$\frac{P_n - 6t}{P'_k - 6t} \cdot 100$
genietet, Versuch Nr. 1	geschweißt, Versuch Nr. 5	genietet und geschweißt, Versuch Nr. 2	—	—	%	%	
0	6,0	0	6,0	0	6,0	100	—
2	7,7	1,6	9,1	1,4	9,3	83	52
4	9,2	3,1	11,8	2,6	12,3	75	51
6	10,8	4,3	13,3	2,5	15,1	72	53
8	12,4	5,2	14,5	2,1	17,6	70	55
10	12,8	6,1	15,4	2,6	18,9	68	53
12	12,8	6,9	16,4	3,6	19,7	65	50
14	12,8	7,7	17,3	4,5	20,5	62	47
16	12,8	8,4	18,0	5,2	21,2	60	45
18	12,8	9,2	19,1	6,3	22,0	58	42
20	12,8	10,0	20,1	7,3	22,8	56	40
24	12,8	11,3	22,1	9,3	24,1	53	38
28	12,8	12,5	24,1	11,3	25,3	51	35
32	12,8	13,8	25,5	12,7	26,6	48	33
36	12,8	15,0	26,6	13,8	27,8	46	31
40	12,8	15,9	27,6	14,8	28,7	44	30
50	12,8	18,1	29,8	17,0	30,9	41	27
60	12,8	22,0	—	—	34,8	37	24
70	12,8	25,2	—	—	38,0	34	21
80	12,8	28,0	—	—	40,8	31	20
92	14,6	30,1	—	—	44,7	33	22
100	14,6	(30,5)	—	—	(45,1)	(32)	(22)

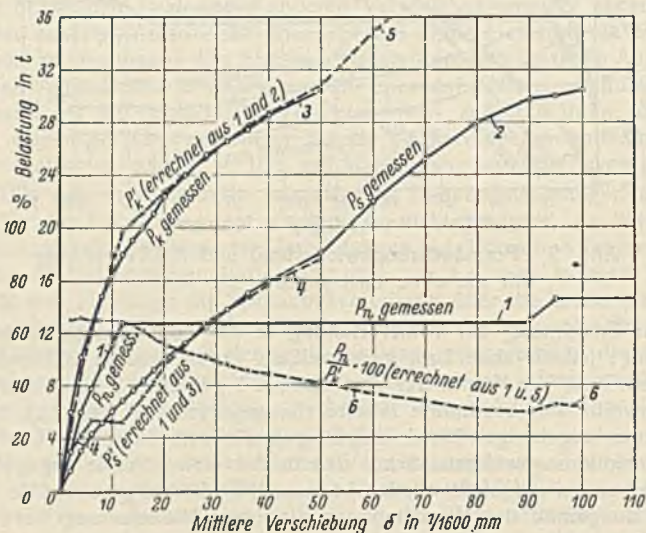


Abb. 10. Formänderungswiderstand und Kraftverteilung für die bei 6 t Belastung geschweißte Probe.

In Zahlentafel 2 und Abb. 10 ist dieselbe Berechnung für die unter Vorlast geschweißte Verbindung durchgeführt. Hierin ist entsprechend der Vornahme der Verstärkung das Verschiebungsbild des Versuches Nr. 1 (reine Nietung) nach der Vorbelastung auf 12,3 t, dieses Mal ausgehend von dem für die Schweißung maßgebenden Ausgangszustande von 6 t verwendet, während für die erst von dieser Last an wirksame Schweißung das Verschiebungsbild der nur geschweißten Verbindung, Versuch Nr. 5, ohne vorangegangene Belastung verwendet werden mußte. Die hier von

12 t ab größer werdenden Unterschiede zwischen den Werten P_k und P'_k müssen wieder auf Unterschiede in den Nietverbindungen der der Berechnung zugrunde gelegten reinen Nietung und der Nietung der Kombination, vielleicht auch auf eine innere Verspannung, die bei Schweißen unter Vorlast möglicherweise eintritt, zurückgeführt werden. Bei Verwendung der Werte P'_k für die Berechnung der Kraftverteilung beziehen sich die Ergebnisse auf eine Kombination, in der die Nietung den im Versuch Nr. 1 gemessenen Formänderungswiderstand hat.

Die Spalten und Kurven der Zahlentafeln 1 u. 2 und der Abb. 9 u. 10 geben für die verschiedenen Formänderungsgrade die Kraftverteilung wieder. Spalte und Kurve 7 der Zahlentafel 2 und Abb. 10 gibt die Verteilung der Zusatzkraft zur Last, bei der geschweißt wurde, also der Verkehrslast, auf Nietung und Schweißung bei Schweißung unter Vorlast wieder.

Für die unbelastet geschweißte Verbindung (Zahlentafel 1) ergibt sich bis $P'_k \approx 20$ t die Beteiligung der Nietung sehr hoch zu 65%, um dann mit steigender Last bis auf 30% abzufallen. Der nach beendetem Gleiten der Nietung wieder ansteigende Formänderungswiderstand bewirkt bei größeren Lasten wieder eine geringe Zunahme der Kraftaufnahme durch die Nietung.

Für die bei 6 t geschweißte Probe fällt der Lastanteil der Nietung von 100% zuerst sehr stark, dann allmählicher auf etwa 30% ab. Wichtiger ist der Kraftanteil der Nietung an der Zusatzlast zur Last, bei der geschweißt wurde, also der Kraftanteil an der Verkehrslast. Er beträgt hier zuerst etwa 53%, fällt bei 20 t Gesamtbelastung auf etwa 48% ab und beträgt schließlich nur noch 20%. An der Übertragung der Zusatzlast nimmt die Nietung also in geringerem Maße als vordem, im Verhältnis zur Gesamtlast naturgemäß zuerst wesentlich stärker teil, während sich für die Verteilung der Gesamtlast bei größeren Lasten und Verschiebungen keine wesentlichen Unterschiede zwischen beiden Ausführungsarten ergeben.

Die statischen Bruchlasten ergeben sich aus Zahlentafel 3.

Zahlentafel 3. Bruchlasten und Brucherscheinungen.

Versuch Nr.	Ausführung der Verbindungen	Brucherscheinung	Bruchlast kg	Spannung in den	
				Nieten beim Bruch τ_B kg/cm ²	Laschen im geschwächten Querschnitt beim Bruch σ_B kg/cm ²
1	genietet	Abscheren der Niete	28 000	3080	—
2	genietet und bei 6 t geschweißt	Eine Lasche durch inneres Nietloch gerissen	50 300	—	3900
3	genietet und bei 0 t geschweißt		51 000	—	3950
5	geschweißt	—	50 100	—	3880

Die Dauerversuche wurden ausgeführt auf einer Dauerzugwechselmaschine der Firma Mohr & Federhaff, Mannheim, die statische Belastungen bis 50 t und Zugwechselbelastungen bis 35 t zwischen beliebig einstellbarer unterer und oberer Lastgrenze gestattet bei einer Schwingungszahl

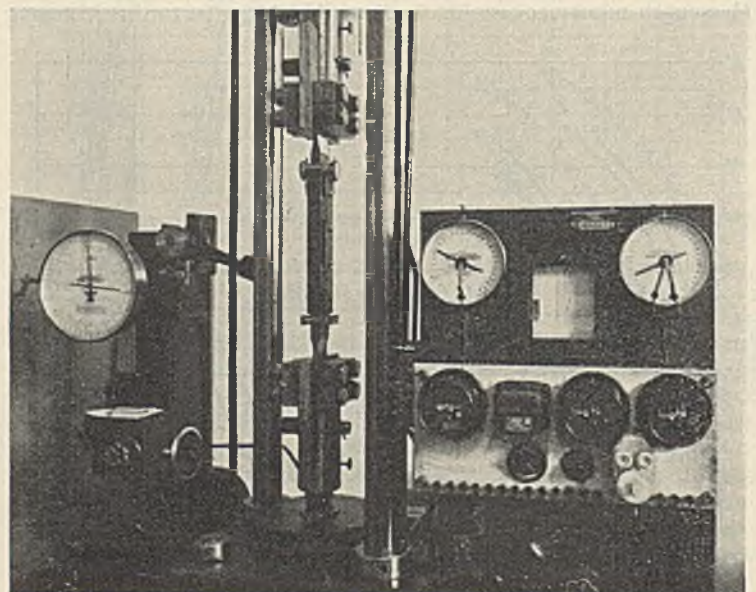


Abb. 11. Dauerzugwechselmaschine.

bis zu 380/min. Die statische Belastung geschieht durch Öldruck, die Lastamplitude wird mechanisch durch ein Schwinghebelsystem erzeugt. Der hydraulische Arbeitszylinder wirkt im Dauerversuch als Meßdose, von der aus über zwei Kontaktmanometer die vordem eingestellte untere und obere Lastgrenze gleichgehalten werden. Abb. 11 zeigt einen Teil der Maschine mit der mittels Klemmbacken eingespannten kombinierten Verbindung. Mit Rücksicht auf die vorhandenen Einspannteile wurden die dicken Bleche in der Einspannung geschwächt, wie aus der Abbildung ersichtlich.

Die untere Lastgrenze betrug entsprechend der Eigengewichtslast $P_u = 6$ t, die Lastwechselzahl wurde zu 170 bis 180/min gewählt. Da nur noch eine Nietverbindung und eine kombinierte Verbindung zur Verfügung standen, wurde die Nietverbindung (Versuch Nr. 6) nacheinander zwischen 6 und 14 t, 6 und 18 t und 6 und 20 t belastet, die kombinierte Verbindung (Versuch Nr. 4) zwischen 6 und 14 t, 6 und 18 t, 6 und 24 t und 6 und 30 t. Gemessen wurde die bleibende Verschiebung über den Stoß gegenüber dem Ausgangszustand von 6 t jeweilig nach einer größeren Zahl von Wechselbelastungen mittels Meßuhren, deren Meßstifte jedoch während der Wechselbelastungen entfernt werden mußten, so daß also nur die bleibenden Dehnungen gemessen wurden. Die Ergebnisse dieser Messungen zeigt Abb. 12. Über $P_o = 18$ t wurde auf Messungen verzichtet. Die Zahl der aufgetragenen Lastwechsel für verschiedene obere Lastgrenzen geht aus der Zahlentafel 4 hervor.

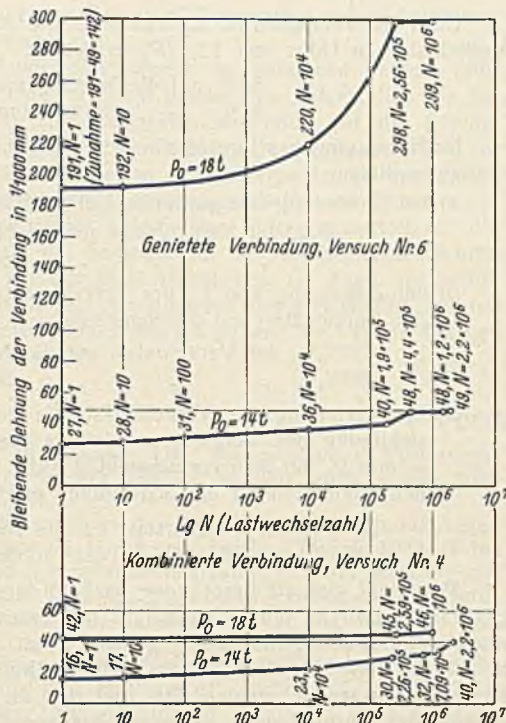


Abb. 12. Bleibende Dehnungen des Stoßes gegenüber dem Anfangszustand von $P_u = 6$ t nach Dauerzugwechselbelastung.

Zahlentafel 5. Beanspruchung der Niete und Laschen im Dauerversuch mit einer Nietverbindung (Versuch Nr. 6).

Belastung P in t	Scherbeanspruchung der Niete τ_s kg/cm ²		Beanspruchung des geschwächten Laschenquerschnitts σ kg/cm ²	
	Gesamtspannung	Spannungsamplitude	Gesamtspannung	Spannungsamplitude
$(P_u) = 6$	660	—	470	—
$(P_o) = 14$	1540	880	1080	610
18	1980	1320	1400	930
20	2200	1540	1550	1080

Die Nietverbindung wurde nach der Wechselbelastung zwischen 6 und 18 t mit 21 t belastet. Einsetzendes stärkeres Gleiten bei dieser Last ließen es geboten erscheinen, den Dauerversuch zwischen 6 und 20 t weiterzuführen. Hierbei wurde die Verbindung nach $0,833 \cdot 10^6$ Lastwechseln zerstört. Zerstörungerscheinungen in den Nietten machten sich schon nach $0,48 \cdot 10^6$ Lastwechseln durch Abbiegen der Laschen bemerkbar. Die Zerstörung trat ein durch Zerbrechen zweier auf einer Seite des Stoßes liegenden Niete, die auch starke Verdrückungen infolge Scherwirkung aufwiesen, und durch Bruch einer Lasche durch eines der dem Stoß nächstgelegenen Nietlöcher. Die Dauerfestigkeit der Verbindung für $P_u = 6$ t ist $P_o \approx 18 \approx 20$ t bei $\tau \approx 2000 \approx 2200$ kg/cm². Dieses sehr günstige Ergebnis stimmt mit den auch an anderen Stellen gefundenen sehr günstigen Dauerfestigkeitswerten für Nietverbindungen aus St 37 überein. Das Verhältnis der Dauerfestigkeit zur statischen Festigkeit beträgt etwa $\frac{19}{28} \approx 70\%$.

Der Dauerversuch mit der kombinierten Verbindung führte ebenfalls zu einem sehr günstigen Ergebnis. Die Wechsellast 6 bis 24 t wurde $2,26 \cdot 10^6$ mal ertragen. Die Wechsellast 6 bis 30 t führte nach $0,658 \cdot 10^6$ zu einem Bruch in dem verjüngten Stabende, ohne daß die Verbindung Zerstörungerscheinungen aufwies. Die Nähte zeigten keine sichtbaren Schub- oder Zugrisse. Die Dauerfestigkeit ist größer als 24 t. Man wird sie auf Grund der ohne Beschädigung ertragenen Wechselzahl bei 30 t mit wenigstens 28 t und daraus die Wirkung der Verstärkung mit mindestens 50% einsetzen können. Bemerkenswert ist, daß die bei Flankenahntverbindungen bisweilen beobachteten von den Nahtenden ausgehenden Anrisse der Bleche trotz verhältnismäßig hoher mittlerer Beanspruchungen der naheliegenden geschwächten Lochquerschnitte nicht eingetreten sind.

Ein Vergleich des Ergebnisses dieses Versuches mit den Ergebnissen der statischen Versuche führt zu einer bemerkenswerten Übereinstimmung. Aus den statischen Versuchen würde sich nur mit Rücksicht auf die zulässige Spannung in der Schweißnaht zu $e_{zul} = 0,5 \cdot 1400 = 700$ kg/cm² gemäß Zahlentafel 1 und Abb. 9 ein zulässiger Verschiebungsgrad von $\delta = 26 \cdot 1/1600$ mm und eine zugehörige zulässige Belastung von $P'_k = P_u + P_s = 12,8 + 12,0 = 24,8$ t ergeben, für die unter Last geschweißte Verbindung würde sich nach Zahlentafel 2 und Abb. 10 die gleiche zulässige Last ergeben. Der Dauerversuch ergibt eine ausnutzbare Last von $P_o = 24$ t, unter Umständen noch etwas mehr. (Die zulässigen Lasten nach den Vorschriften liegen natürlich unter diesen Werten, da immer noch eine gewisse Sicherheit gegen Dauerbruch verlangt werden muß.) Der statische Versuch mit derartigen Verbindungen kann somit bei Ausführung richtig angeordneter und genügend feiner Messungen einen Maßstab für die zulässige Belastung auch mit Rücksicht auf Dauerbruchgefahr bieten.

Schlußfolgerungen.

Die ausgeführten Versuche haben den Nachweis geliefert, daß die Verstärkung von Nietkonstruktionen durch Schweißung hinsichtlich der Zusammenwirkung beider Verbindungselemente unter gewissen Voraussetzungen zu befriedigenden Ergebnissen führen kann. Dabei ist wichtig,

Zahlentafel 4. Belastung und Lastwechselzahl im Dauerzugversuch.

Belastung P_u in t	P_o in t	Zahl der Lastwechsel N in 10^6	
		Nietverbindung, Versuch Nr. 6	Kombinierte Verbindung, Versuch Nr. 4
6	14	2,2	2,2
	18	1,0	1,0
	20	0,833	—
	Bruch der Verbindung		
	24	2,26	
	30	0,658	
		Bruch in der Einspannung	

Die Beanspruchungen der Niete, Nähte und der Laschen für die verschiedenen oberen Lastgrenzen zeigen die Zahlentafeln 5 und 6. In der letzteren ist die Kraftverteilung auf die Niete und Nähte der kombinierten Verbindung aus der durch die statischen Versuche ermittelten Kraftverteilung (Zahlentafel 2 und Abb. 10) errechnet.

Zahlentafel 6. Beanspruchung der Niete, Nähte und Laschen im Dauerversuch mit einer kombinierten Verbindung (Versuch Nr. 4).

Belastung P in t	Kraftanteil der Nietung				Kraftanteil der Schweißung				Scherbeanspruchung der Niete τ_s kg/cm ²		Beanspruchung der Nähte e kg/cm ² Gesamtspannung = Spannungsamplitude	Beanspruchung des geschwächten Laschenquerschnitts σ kg/cm ²	
	an der Gesamtlast		an dem Lastunterschied $P_o - P_u$		an der Gesamtlast		an dem Lastunterschied $P_o - P_u$		Gesamtspannung	Spannungsamplitude		Gesamtspannung	Spannungsamplitude
	%	t	%	t	%	t	%	t					
$(P_u) = 6$	100	6	—	—	0	0	—	—	660	—	0	470	—
$(P_o) = 14$	73	10,2	53	4,2	27	3,8	47	3,8	1120	460	220	1080	610
18	69	12,4	53	6,4	31	5,6	47	5,6	1360	700	330	1400	930
24	53	12,8	33	6,8	47	11,2	62	11,2	1410	750	660	1860	1390
30	42	12,8	28	6,8	58	17,2	72	17,2	1410	750	1010	2330	1860

daß sich die Nietanschlüsse vor der Verstärkung in gutem Zustande befinden. Ausschlaggebend für die Mitwirkung der Nietung nach der Verstärkung ist die Voraussetzung, daß durch die vorangegangenen Betriebsbelastungen für die Nietung bereits ein vorwiegend elastischer Verschlebungszustand mit nur geringen elastischen Verformungen hergestellt worden ist, so daß sich die Formänderungswiderstände der Nietung und der Schweißung ihrer Größe nach annähern. Eine Überprüfung gerade dieses Punktes vor größeren Verstärkungsarbeiten ist zu empfehlen. Besonders bei Wechselstäben erscheint eine Nachprüfung der Formänderungsverhältnisse angezeigt, sofern man nicht gerade für diese vorschreibt, daß die gesamte Verkehrslast von der Verstärkungsschweißung aufgenommen werden muß. Lose Niete sind unter allen Umständen vor der Verstärkung durch Schweißung auszuwechseln. Von geringerer Bedeutung für die Zusammenwirkung erscheint es bei Verhältnissen, die hinsichtlich der Formänderungen den Versuchsverhältnissen ähneln, ob die Schweißung unter Eigengewichtswirkung oder ohne diese ausgeführt wird. Immerhin wird man sich bei der im allgemeinen aus praktischen Gründen vorzuziehenden Verstärkung unter Eigengewichtswirkung immer auf der sicheren Seite bewegen.

Vom konstruktiven Gesichtspunkte sind die hier gewählten Verstärkungsverhältnisse aus mehreren Gründen als besonders günstig anzusehen. Das gewählte Verhältnis des Kehlnahtquerschnittes zur Niet-scherfläche von $\frac{17,1}{9,1} \approx 1,9$ und die besondere Anordnung der Nähte zwischen den Nietrissen ergeben Formänderungsverhältnisse, unter denen eine gute Mitwirkung beider Elemente vorhanden ist. Die Anordnung des Beginns der Nähte um ein gewisses Maß hinter dem gefährdeten Querschnitt ist wahrscheinlich von ganz wesentlichem Einfluß auf das sehr günstige Ergebnis des Dauerversuches gewesen. Eine Erweiterung der durch den Dauerversuch gewonnenen Erkenntnisse ganz allgemein für die Ausbildung von geschweißten Anschlüssen bleibt weiteren Versuchen vorbehalten.

Ein Vergleich der rechnerischen Zulässigkeitsgrenze, die für den unter der angenommenen Eigengewichtslast von 6 t geschweißten Versuchsstab bei einer Gesamtlast von 18 t liegt, mit den Versuchsergebnissen ergibt folgendes Bild:

Nach den Versuchen (s. Zahlentafel 2 und Abb. 10) entfallen von der Verkehrslast in Höhe von 12 t ($P_h \approx 18$ t)

53% auf die Nietung und
47% " " Schweißung.

Nach den eingangs für den Versuchsstab gebrachten drei Berechnungsweisen entfielen:

- a) bei Zuweisung der gesamten Verkehrslast auf die Schweißung:
0% der Verkehrslast auf die Nietung und
100% " " " " Schweißung;
- b) bei Zuweisung von $\frac{1}{3}$ der Verkehrslast auf die Nietung und $\frac{2}{3}$ der Verkehrslast auf die Schweißung:
33 $\frac{1}{3}$ % der Verkehrslast auf die Nietung und
66 $\frac{2}{3}$ % " " " " Schweißung;
- c) bei Verteilung der Verkehrslast wie vor, jedoch unter Berücksichtigung des Vergrößerungsfaktors aus $S = \max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)$, der sich versuchsmäßig nicht darstellen läßt, da er nur den Kraftanteil für die Schweißung erfaßt, entfielen:

33 $\frac{1}{3}$ % der Verkehrslast auf die Nietung und
100 % (aus 66 $\frac{2}{3}$ % $\cdot 1,5$) der Verkehrslast auf die Schweißung.

Man sieht, daß die Berechnung nach b) der Wirklichkeit am nächsten gekommen ist. Es muß aber darauf hingewiesen werden, daß es sich um eine besonders gute Nietung gehandelt hat. Es ist anzunehmen, daß in Wirklichkeit bei alten Brücken ein so hoher Gleitwiderstand nicht immer vorausgesetzt werden darf und daß die Niete im Zulässigkeitsbereich der Verbindungen geringere Beanspruchungen als bei den vorliegenden Versuchen erhalten würden.

Es liegt also kein Grund vor, von den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, nach denen der Verstärkungsschweißung mindestens $\frac{2}{3}$ der Verkehrslast zuzuweisen sind, abzuweichen.

Bemerkt sei noch, daß die Bestimmung des Zusammenwirkens von Nietung und Schweißung bei anderen Nahtanordnungen und größeren Nietanschlüssen weiteren statischen und Dauerversuchen vorbehalten bleiben muß.

Das Sprengluft-Verfahren beim Ausbau der Wasserkraftanlage am Dnjepr.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Peter von Fellner, Cottbus.

Das Dnjepr-Kraftwerk südlich von Dnjeprostroi und Petrowsk ist dem Betrieb übergeben worden. Damit ist der größte Staudamm Europas, die Wehranlage am Dnjepr, beendet.¹⁾

Der Bau, im Jahre 1927 begonnen, gehört zu den wichtigsten Bauwerken des abgelaufenen russischen Fünfjahresplanes.

Für den Entwurf des Stauwerkes und des Krafthauses und die Überwachung der Bauausführung, dessen Idee von dem russischen Professor Alexandrow stammt, waren in der Hauptsache amerikanische Ingenieure tätig. Für die Sonderfrage der Baustelleneinrichtung sowie der Betriebsführung während des Baues war die Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt, verantwortlich.

Durch dieses Werk wird bekanntlich mittels einer Talsperre der Dnjepr bei Alexandrowsk etwa 200 km vor seiner Mündung in das Schwarze Meer um 35 m angestaut; damit wird die Dnjepr-Schiffahrt, die infolge der an der Staustelle vorhandenen Stromschnellen ein natürliches Hindernis hatte, weiter stromaufwärts ermöglicht; gleichzeitig wird das erzielte Gefälle für Energiegewinnung ausgenutzt. Neben der Staumauer ist daher zur gleichen Zeit eine Doppelschleuse und ein Wasserkraftwerk zur Aufnahme von neun Turbinen mit einer Höchstleistung von je 102 000 PS entstanden. Die gewonnene gewaltige Strommenge von 2 bis 4 Milliarden kWh im Jahre kann nicht ohne weiteres abgesetzt werden.

Die zur Durchführung des Baues erforderlichen Geräte sind, soweit es sich um Fördergeräte und Krane handelte, größtenteils in Amerika gekauft, während die deutsche Industrie, in der Hauptsache die Fried. Krupp Grusonwerk AG und die Internationale Baumaschinen AG, die Siemens-Schuckertwerke und die Oxyliquit-Sprengluft-Gesellschaft für die Lieferung der sehr wichtigen Einrichtungen herangezogen wurde.

Ungewöhnlich groß sind die Massen, die für die Herstellung der Bauwerke eingebaut werden mußten, und ungewöhnlich groß sind die Leistungen, die beim Einbau erzielt wurden. Über 1,1 Mill. m³ Beton sind eingebaut und über 1,5 Mill. m³ Fels beseitigt worden, und dies in der Zeit von vier Jahren, da das erste Jahr lediglich der Einrichtung der Baustelle gewidmet war. Bei den Betonleistungen sind Spitzenleistungen von 110 000 m³ Beton in einem Monat erzielt worden und Spitzenleistungen von 500 000 m³ Beton in einem Jahr, Leistungen, die bisher in Europa noch nicht erreicht worden sind.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 55, S. 794; ferner VDI-Nachrichten 1932.

Aus der obengenannten Zahl der Bewegung von 1,5 Mill. m³ Fels ist zu ersehen, daß auch gewaltige Sprengarbeiten notwendig waren, um den raschen Fortgang der Bauarbeiten im Rahmen des Fünfjahresplanes sicherzustellen.

Als im Jahre 1927 der endgültige Auftrag von seiten der obersten Sowjetbehörde erging, das Dnjepr-Kraftwerk in Angriff zu nehmen, haben russische Ingenieure sich mit den bekanntesten amerikanischen und deutschen Firmen in Verbindung gesetzt, um von diesen einen Plan über die schnellste und beste Durchführungsmöglichkeit des gewaltigen Werkes zu erhalten. Eine große Rolle für die schnelle Abwicklung des Bauplanes spielte hierbei auch die Möglichkeit, eine genügende Menge an Felsmassen monatlich aussprengen zu können, um Hand in Hand mit der Gewinnung an Material den Weiterausbau des Kraftwerkes durchführen und Stockungen in dem Bau der Staumauer verhindern zu können. In dieser Beziehung hat gerade die hervorragende Wirkung und Wirtschaftlichkeit der Plattenschüsse zur Zerkleinerung großer Blöcke an Ort und Stelle eine erhebliche Leistungssteigerung ermöglicht.

Die Aufgaben, die an die Sprengarbeiten gestellt worden sind, waren gerade an dieser Baustelle sehr mannigfaltig. Es wurde daher der Bauleitung ein mit Sprengarbeiten international erfahrener Sprengingenieur zur Verfügung gestellt.

Im Jahre 1927 und Anfang 1928 handelte es sich zunächst darum, die einzelnen Abschnitte des Baues vorzurichten. Es mußte Platz geschaffen werden für die Errichtung eines behelfmäßigen Kraftwerkes, für die Anlage der Fangdämme auf der oberen und unteren Seite des eigentlichen Staudammes usw. Gleichzeitig mußte Schottermaterial gewonnen werden, um Betonierungsarbeiten ungesäumt in Angriff nehmen zu können.

Die russische Bauleitung wußte, daß die Anwendung von festen Sprengstoffen allein für diese Aufgabe nicht ausreichte, und daß ferner besonders die Transportkosten sich als zu hoch erwiesen und eine Verbilligung der Sprengarbeiten herbeigeführt werden mußte. Auch erschien die Stapelung großer Sprengstoffmengen gefährlich. Auf Vorschlag der Firma Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt, und auf Grund eines Gutachtens von Prof. Sucharewsky, der die Leitung der Sprengarbeiten am Dnjepr übernahm, wurde die Anwendung des Sprengluft-Verfahrens bei diesem gewaltigen Ausbau beschlossen.

Im Herbst 1927 wurde mit der Aufstellung von zwei Sprengluft-Anlagen von je 25 kg Stundenleistung begonnen; zugleich wurden die ersten Vor-

versuche über die Auswahl der Sprengluft-Patronenart unter Anlernung der Sprengkolonnen vorgenommen.

Entsprechend dem Ausbauplan wurde je eine der beiden Luftverflüssigungsanlagen am rechten und am linken Ufer aufgestellt. Die Anlage am rechten Ufer lieferte den Flüssigsauerstoff für die Sprengarbeiten zum Aushub des Felsens, zur Aufstellung des Krafthauses und zur Aufschließung eines Steinbruches, der in den späteren Jahren erschlossen werden sollte, um Schotter für die Betonierungsarbeiten zu liefern.

Die Anlage am linken Ufer lieferte den Flüssigsauerstoff für die Sprengarbeiten zum Aushub der Schleuse für die Durchfahrt der Schiffe und zur Steingewinnung auf der Insel Dunai, die, im Zuge der Schiffschleuse liegend, fast vollkommen verschwinden und gleichzeitig Material liefern sollte für die Betonierungsarbeiten am linken Ufer. Beide Anlagen

hatten ferner die Aufgabe, notwendige Sprengungen möglich zu machen zur Gründung der Staumauern auf beiden Ufern. Ferner waren im Flußbett selbst nach Trockenlegung der Anlage der Fangdämme usw. Gründungsarbeiten durchzuführen, um der Staumauer eine entsprechende Unterlage zu geben.

Der anstehende Fels war größtenteils Granit in wechselnder Härte. Es war von vornherein noch eine dritte, und zwar 50-kg-Anlage vorgesehen, da mit diesen beiden Sprengluft-Anlagen das Auslangen allein nicht gefunden werden konnte. Im Jahre 1928/29 wurde diese zur Erweiterung des Sprengbetriebes im Anschluß an die am rechten Ufer stehende Anlage aufgestellt. Die Sprengluft-Anlagen haben ihren Dienst vollkommen erfüllt, und das Sprengluft-Verfahren hat sich bei den Arbeiten bestens bewährt.

Vermischtes.

Haus der Technik in Essen. Das neuerschienene Vorlesungsverzeichnis für das Wintersemester 1932/33 enthält auch einige bauwissenschaftliche Vorlesungen, u. a.:

Neuzeitliche Wassermessung in der öffentlichen und industriellen Wasserversorgung. Direktor A. Denkert, Berlin, 14. 11. 1932, 7 bis 9 Uhr abds. — Brand- und Sprengbombengefahren in ihrer Wirkung auf Industrieanlagen. Branddir. Obering. O. Lucke, Berlin-Siemensstadt, 25. 11. 1932, 3 bis 5 Uhr nachm. — Bilder aus der angewandten Geophysik. Prof. Dr. L. Mintrop, T. H. Breslau, Termin wird noch bekanntgegeben. — Die neuere Baugrundforschung und ihre wirtschaftliche Bedeutung. Mit Lichtbildern. Prof. H. Proetel, Aachen, 17. 1. 1933, 7 bis 9 Uhr abds. — Straßenteer und Dachpappe. Prof. Dr. H. Mallison, Berlin, 24. 1. 1933, 7 bis 9 Uhr abds. — Grundwasser und Bergbau unter besonderer Berücksichtigung des niederrheinisch-westfälischen Industriebezirkes. Bergassessor Dr. Paul Kukuk, Bochum, 31. 1. 1933, 7 bis 9 Uhr abds. — Die Lüftung der Gebäude. Prof. Dr.-Ing. Bonin, Aachen, 21. 2. 1933, 7 bis 9 Uhr abds. — Landschaft und Technik. Lebens- und Formenkultur im technischen Zeitalter. Mit Lichtbildern. Prof. Dr.-Ing. efr. Dr. h. c. Schultze-Naumburg, Saaleck, 7. 3. 1933, 7 bis 9 Uhr abds.

Anmeldungen beim Hause der Technik e. V., Essen, Rathenaustraße. Hörerkarten für die einzelnen Vorlesungen in den bekannten Verkaufsstellen sowie an der Abendkasse. Preis je Vortragsabend 1,50 RM. Semesterkarten (zum Besuch sämtlicher Vorträge des Wintersemesters) kosten 10 RM.

Umbau der Attock-Brücke über den Indus. Die Steigerung der Zuglasten und des Straßenverkehrs hat in den letzten Jahren auch in Indien die Verstärkung bzw. Erneuerung einer Reihe von Brücken erforderlich gemacht. Der bemerkenswerteste Umbau ergab sich dort bei der Attock-Brücke über den Indus etwa 80 km südwestlich von Pechawar, worüber in Engng. 1932, Bd. C XXXIII, Nr. 3461 vom 13. Mai, S. 561, eingehend berichtet wird. Diese Brücke dient der Überführung der Indian-North-Western-Eisenbahn und der Grand-Trunk-Straße.

Die alte Attock-Brücke war 1883 in Betrieb genommen worden. Sie hatte eine Gesamtlänge von rd. 432 m und bestand aus fünf Spannungen, von denen die beiden Hauptöffnungen 93,6 m weit waren. Ferner waren drei ebenfalls für sich überspannte Nebenöffnungen von je 78 m vorhanden. Die Trägerhöhen waren durchweg gleich, und zwar 7,9 m. Etwa in Obergurthöhe lag die Gleisbahn, in Untergurthöhe die Straßendecke. Die Träger ruhten auf Stahlpfeilern, deren Steinumkleidung an der Stromseite unten erheblich verstärkt war (Abb. 1).

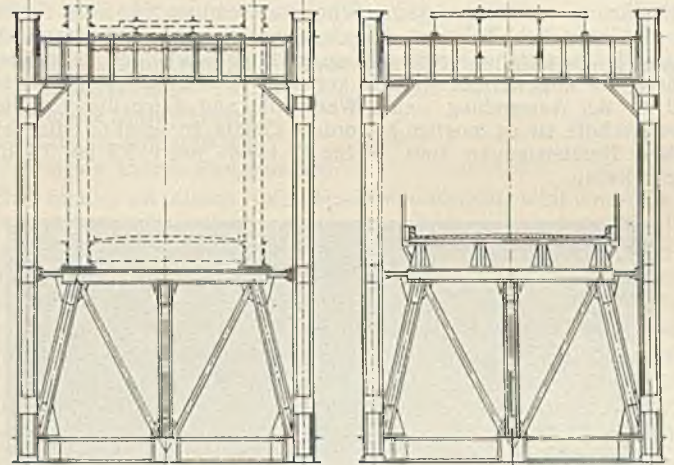
Eine 1921 vorgenommene Spannungsprüfung zeigte, daß besonders die Füllstäbe schon bei der damaligen Verkehrslast stark überanstrengt waren, so daß der Verkehr bis zur Ausführung einzelner Verstärkungen erheblich begrenzt werden mußte. Anlässlich weiterer erhöhter Anforderungen in bezug auf die Tragkraft ergaben sich dann die nachfolgend beschriebenen Verstärkungs- und Umbauarbeiten, bei denen in dem zu erneuernden weitgespannten Mittelteil der Brücke bereits zweigleisiger Eisenbahnverkehr als Erweiterungsmöglichkeit vorgesehen wurde.

Die Tragfähigkeit der 78 m weit gespannten Seitenteile wurde durch Einfügen von je einem Zwischenpfeiler erhöht, so daß hier aus dem beibehaltenen alten Tragwerk über zwei Öffnungen gespannte Durchlaufträger entstanden sind. Die alten Gurtquerschnitte konnten hierbei beibehalten werden, während sich für die Füllstäbe an den neuen Mittelpfeilern und für die Fahrbahn der Straßendecke eine Verstärkung ergab (Abb. 2).

Für die Hauptöffnungen wählte man neue Träger mit bogenförmigem Untergurt, die gegenüber den alten Trägern in erweitertem Achsabstand von 7,9 m wegen des vorgesehenen doppelgleisigen Verkehrs gelegt wurden. — Während bei der oberen Fahrbahn-

konstruktion beim Umbau schon die höhere Verkehrsbelastung berücksichtigt wurde, hat man für die Gurtquerschnitte später eine Verdoppelung vorgesehen.

Die neuen Zwischenpfeiler in den Nebenöffnungen wurden in offener Baugrube auf gewachsenem Fels ohne besondere Schwierigkeiten ge-



Querschnitt vor Abbruch der alten Brückenträger.

Querschnitt des neuen Tragwerks.

Abb. 3.

gründet. Hochwasserstörungen ergaben sich jedoch bei dem innerhalb einer Stahlspundwand umzubauenden Mittelpfeiler (Nr. 3, Abb. 2). Die Pfeilerbauten und Abänderungen wurden mit Hilfe von Auslegerkränen ausgeführt, die an den Brückenträgern beiderseits angebracht waren. Die Außenseiten sind mit Betonblöcken verkleidet.

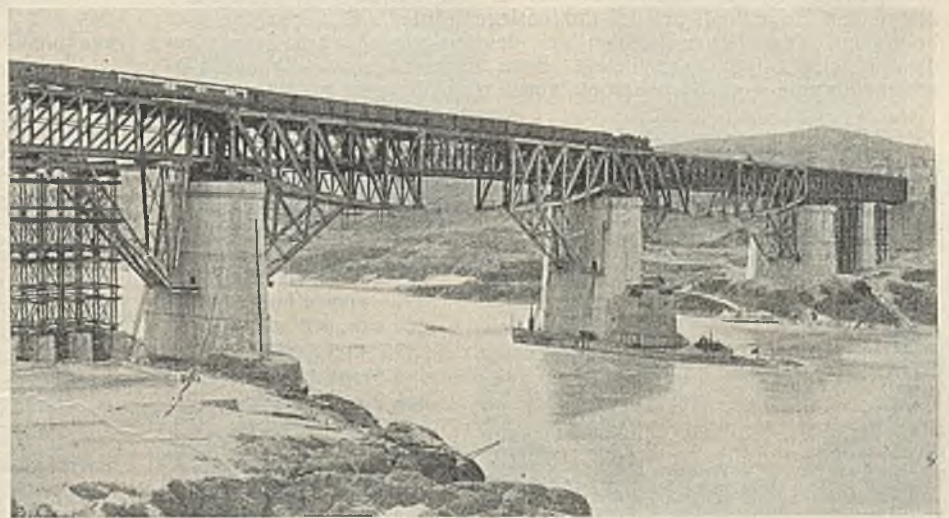


Abb. 1.

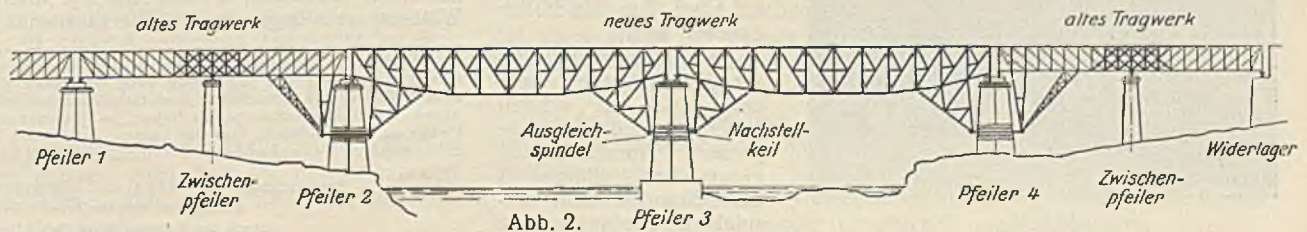


Abb. 2.

Das Stahlfachwerk der beiden Hauptöffnungen wurde durch Vorkragen von den drei Hauptpfeilern 2, 3 und 4 aus errichtet, wie aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen ist. Hierbei wurden die benachbarten Seitenöffnungen als Gegengewichte bzw. als rückwärtige Kragarme benutzt. Sie erhielten am Obergurt eine den Hauptträgern entsprechende Verbreiterung, die mit jenen durch Zuganker verknüpft wurde. Die so entstandene Kontinuität wurde unten ergänzt durch abwärts an den Untergurten behelfsmäßig befestigte Stützarme, die ihrerseits mittels durch die Pfeiler geführter, wechselbarer Druckstäbe verbunden wurden. Diese Druckstäbe waren bei den Pfeilern 2 und 4 frei hindurchgeführt, am Pfeiler 3 jedoch nachstellbar verankert zwecks Ermöglichung eines Ausgleichs der Kräfte bei verschiedenartiger Belastung der angrenzenden Hauptträger während der Aufstellung.

Für die Stahlerrichtung wurden zwei achtachsige Krane von je 128 t Gewicht auf dem Schienengleis der oberen Fahrbahn benutzt. Ihre Tragkraft beträgt 20 t bei 9 m Ausladung und ohne Stützung. Die Querschnittverteilung der neuen Hauptträger war so gewählt, daß die alten Brückenträger während des Baues an ihrer Stelle belassen werden konnten. Die neue, mit Stahlplatten belegte Straßenfahrbahn liegt jedoch in gleicher Höhenlage mit der beseitigten alten (Abb. 3). Sie wurde eingebaut unter Aufrechterhaltung des Verkehrs bis auf täglich drei Stunden.

Die Gründungen begannen 1925. Das Tragwerk wurde 1928 beendet nach häufigem, monatelangem Aussetzen der Bauarbeiten infolge Hochwassers und großer Tageshitze. Zs.

Baukrane auf Lastwagen. Schon seit einiger Zeit sind Krane auf Auto-Untergestellen bekannt, jedoch war die Leistungsfähigkeit dieser Konstruktionen nicht so groß, daß sie im Baugewerbe und Verladebetrieb nutzbringend angewendet werden konnten. Durch jahrelange Versuchsarbeit in der Anwendung neuer Werkstoffe und durch die Vorteile der Schweißtechnik ist es möglich geworden, Geräte zu schaffen, die bei den üblichen Nutzleistungen statt 10 bis 12 t nur noch 3,5 bis 5 t Eigengewicht haben.

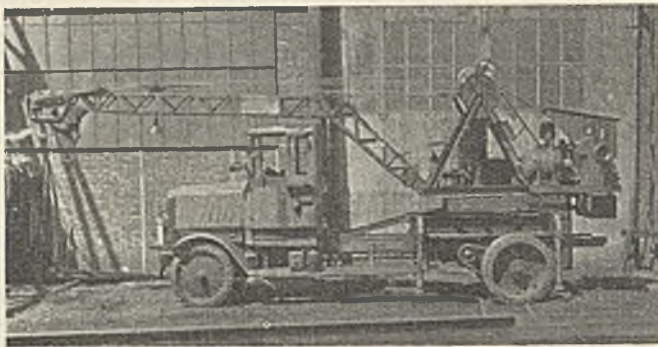


Abb. 1.

Hierdurch ist es möglich geworden, Lastwagenfahrgestelle, die untätig bei ihren Besitzern stehen, wieder nutzbringend in den Dienst des Baugewerbes einzustellen. Die neuen Hochleistungs-Expreßkrane sind so gebaut, daß sie auf jedes Untergestell aufsetzbar sind und vom Fahrmotor des Lastwagens aus angetrieben werden können (Abb. 1). Abb. 2 u. 3 zeigen den Expreßkran bei der Rohrverlegung. In zwei Tagen hat man bei einem Wasserleitungsbau an der deutsch-holländischen Grenze auf diese Weise 300 Betonrohre gelegt. Beim Auswechseln von Straßenbahnschienen wurde eine Normalarbeit von 5 bis 6 Nächten zu der einzigen Nachtarbeit zusammengedrängt. Auch zum Brückenbau, bei einer Kabelverlegung, beim Einbau von Betonblöcken, bei der Errichtung von Eisenbauten, im Hoch- und Tiefbau, beim Bau von Ferngasleitungen usw. hat man diesen Kran angewendet.

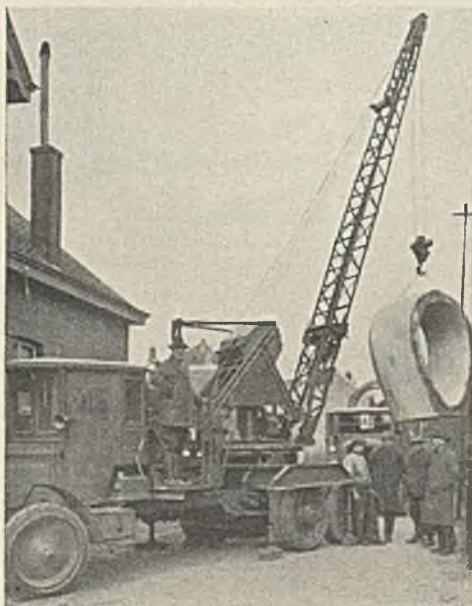


Abb. 2.

Tragkräfte von 5 t bei 3 m Ausladung und 1,8 t bei seltlicher Ausladung von 9 m hat man auf schweren Lastwagen erreicht, während man mit mittleren Untergestellen 3 t bei 3 m und 1,2 t bei 7 m als üblich ansehen kann.

Der Hauptvorteil dieser Kranlastwagen liegt darin, daß sie schnell beweglich sind und keine großen Transportkosten verursachen. Binnen 3 bis 4 Stunden kann beispielsweise ein Bauplatz

erreicht werden, der 100 km entfernt von der Arbeitsstelle liegt. Es gibt Fälle, in denen ein Baugeschäft einen einzigen Expreßkran an einem Tage auf 4 bis 5 verschiedenen Plätzen nutzbringend für kleinere Arbeiten verwendet hat. Dinglinger.

Das Baustahlgewebe im Eisenbetonbau.

Das von der Bau-Stahlgewebe G. m. b. H. in Düsseldorf hergestellte „Baustahlgewebe“ ist ein aus Stahl-drähten verschiedener Abmessungen und hoher Festigkeit bestehendes Maschennetz, das im Beton- und Eisenbetonbau als Bewehrung verwendet und nach den üblichen theoretischen Grundsätzen bemessen wird. Je nach dem Bauzweck werden die Maschenweiten und Drahtdicken (Durchmesser 3,4 bis 8 mm) bestimmt, so daß das Gewebe sowohl im Hoch- als auch im Tiefbau ausgedehnte Verwendung finden kann; es können Maschennetze bis 2,65 m Breite und rd. 50 m Länge angefertigt werden. Die Eigenart und der Vorteil des Baustahlgewebes liegen vor allem in der hohen Streckgrenze des fertigen Gewebes, die 5000 bis 5800 kg/cm² beträgt; die Zugfestigkeit des Gewebes liegt bei 5400 bis 6500 kg/cm², die Bruchdehnung zwischen 3 und 8%. Durch zahlreiche Versuche des Staatl. Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem wurden die Eigenschaften des Gewebes einwandfrei festgestellt, worauf nunmehr die Staatliche Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin (Oberregierungsrat Dr.-Ing. Herbst) bei Nachweis von $W_{b28} = 160 \text{ kg/cm}^2$ eine zulässige Beanspruchung des Baustahlgewebes in den Längs- und Querdrahten von 2400 kg/cm², in besonderen Fällen — wenn die Streckgrenze mindestens 5200 kg/cm² beträgt und $W_{b28} = 195 \text{ kg/cm}^2$ nachgewiesen ist — von 2600 kg/cm² genehmigt hat; im ersten Falle darf die Beanspruchung des Betons bis zu 55 kg/cm², im zweiten Falle 65 kg/cm² betragen. (Näheres s. den wörtlichen Abdruck des amtlichen Erlasses vom 5. Juli 1932 im Anzeigenteil von Heft 41 der Bautechn.)



Abb. 3.

Patentschau.

Lagerung des in eine am beweglichen Brückenteil angeordnete Zahnkurve eingreifenden Antriebsritzels von Klappbrücken. (Kl. 19d, Nr. 530 658 vom 13. 5. 1930 von Fried. Krupp Grusonwerk AG in Magdeburg-Buckau.) Um eine einfache Lagerung zu schaffen, die nur wenig Platz beansprucht und keiner besonderen Fundamente bedarf, ist das Antriebsritzel 1 (Abb. 1) mit seitlich angeordneten Rollen in einem in dem beweglichen Brückenteil vorgesehenen schlangenförmigen Schlitz 2



Abb. 1.



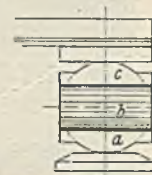
Abb. 2.



Abb. 3.

geführt und greift in eine Zahnkurve 3 ein. Das Ritzel ist ferner an einer Pendelstange 4 gelagert, die um eine im Fundament der Brücke angeordnete Achse 4a schwenkbar ist. Der Eingriff zwischen dem Antriebsritzel und der Zahnkurve kann z. B. durch Vermittlung einer Schwinde 6 mit Gegenrollen, die auf dem Rücken der Zahnkurve laufen, aufrechterhalten werden (Abb. 2). Besonders einfach ist es, bei bogenförmiger Zahnkurve 5 das Ritzel außer an der Pendelstange noch an einem um die Mittelachse 8 der Zahnkurve 5 schwenkbaren Hebel 7 zu lagern (Abb. 3).

Längs- und querbewegliches Walzenlager. (Kl. 19d, Nr. 534 917 vom 20. 1. 31 von AG für Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg, in Duisburg.) Um die für die übereinander gelagerten Walzen oder Pendel erforderliche große Bauhöhe zu vermeiden, besteht das Lager aus einem auf die Grundplatte aufgelagerten Wälzkörper a mit zylindrisch gewölbter Unterseite und ebener Oberfläche, den darüber liegenden Walzen b, deren Achsen quer zur Achse der unteren Wölbung des Wälzkörpers a liegen, und einem hierauf gelagerten Wälzkörper c mit ebener Unterfläche und zylindrisch gewölbter Oberseite, dessen Achse parallel zur Achse der Wölbung des Wälzkörpers a liegt oder mit ihr zusammenfällt.



INHALT: Ingenieurtechnisches von Umgestaltungen in Hamburg. — Über das Zusammenwirken von Nietung und Schweißung unter Berücksichtigung der Verhältnisse vorbelasteter und unter Vorlast durch Schweißung verstärkter Nietanschlüsse. — Das Sprengluft-Verfahren beim Ausbau der Wasserkraftanlage am Dnjepr. — Vermischtes: Haus der Technik in Essen. — Umbau der Attock-Brücke über den Indus. — Baukrane auf Lastwagen. — Baustahlgewebe im Eisenbetonbau. — Patentschau.

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