

# DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 15. Oktober 1937

Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Admiral-Graf-Spee-Brücke über den Rhein zwischen Duisburg und Rheinhausen.

Von Reg.-Baumeister a. D. Stadtrat G. Holke und Städt. Baurat Dr.-Ing. H. Sievers, Duisburg.

### A. Verkehrsbedeutung.

Die Straßenbrücke zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg war bis vor kurzem der einzige feste Rheinübergang zwischen Düsseldorf und Wesel. Die Fahrbahn dieser Brücke hatte bei 9,5 m Breite zwei Straßenbahngleise aufzunehmen, hatte also nur vier knappe Spuren und genügte daher seit langem nicht mehr dem ständig anwachsenden Kraftwagenverkehr. Dazu kam, daß die Straßenführung durch Ruhrort neuzeitlichen Ansprüchen nicht entsprach und daß weiter der Weg nach Süden (Duis-

worden, daß später ohne kostspielige Umänderungen eine vollspurige Straßenbahn eingebaut werden kann. Um neben der Straßenbahn in Mittellage eine einwandfreie Verkehrsabwicklung zu gewährleisten, wurde der Fahrbahn eine Breite von 12 m gegeben. Daran schließen sich beiderseits Radwege von 1,5 m Breite innerhalb der Hauptträger. Diese Breite gestattet ein gefahrloses Überholen der Radfahrer. Die Bürgersteige außerhalb der Hauptträger erhielten eine Breite von je 2,75 m.



Abb. 1. Ansicht.

burg Mülheim-Essen) über die Duisburg-Ruhrorter Häfen mit ihren Klappbrücken eine flüssige Abwicklung des Verkehrs nicht gestattete.

Die auf dem linken Rheinufer Duisburg gegenüberliegende, 40 000 Einwohner zählende Stadt Rheinhausen war bislang nur durch eine Eisenbahnbrücke mit Duisburg verbunden, die einen einseitigen Fußgängersteg von 2 m Breite aufweist, auf dem die zahlreichen Radfahrer (die Kruppsche Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen hat einen beträchtlichen Teil ihrer Belegschaft in Duisburg wohnen) ihre Räder auf einer Strecke von fast 2 km führen mußten. Die vorhandene Fähre kam nur für einen Verkehr in Frage, der die erheblichen Zeitverluste in Kauf nehmen konnte, die der starke Schiffsverkehr verursachte. Etwa 28 Jahre war der Brückenbau Planung. Erst das Gesetz vom 1. Juni 1933 zur Verminderung der Arbeitslosigkeit bot die Möglichkeit, den Brückenbau zu verwirklichen.

Die Grundrißanordnung der Brücke ist aus Abb. 2 zu ersehen. Sie ergab sich zwangsläufig aus der Lage des einzigen von industriellen Werken nicht besetzten Abschnittes des Duisburger Rheinuferes.

### B. Aufteilung der Fahr- und Gangbahnen.

Obwohl mit Rücksicht auf die beträchtlichen Anlagekosten einer Straßenverbindung zunächst nur ein Omnibusverkehr auf der Brücke in Aussicht genommen ist, ist doch die Brücke so berechnet und konstruiert

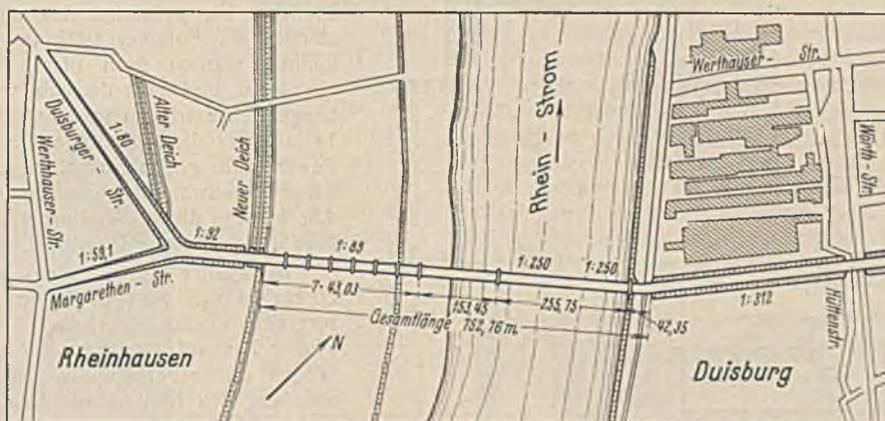


Abb. 2. Lageplan.

### C. Belastungsannahmen.

Die Brücke wurde für die Lasten nach Brückenklasse I berechnet. Für die Radwege war die gleiche Belastung wie für die Bürgersteige vorgeschrieben.

### D. Die linksrheinische Rampe.

Die Rampe gabelt sich in zwei Äste (vgl. Abb. 2). Der nördliche folgt dem Zuge der nach Moers führenden Verbandstraße. Das zur Schüttung der Rampen erforderliche Material wurde aus dem Abraum einer südlich der Brücke im Vorflut-

gelände des Rheins liegenden Kiesbaggerei entnommen. Die Fahrbahn der nördlichen Rampe, die eine Steigung 1:80 aufweist, wurde mit Asphaltgrobbleton befestigt, die Fahrbahn der steileren südlichen Rampe mit Grauwackekleinpflaster.

Da die Stadt Rheinhausen beabsichtigt, das Gelände zwischen den beiden Deichen (vgl. Abb. 2) aufzuheben und in eine Grünanlage umzugestalten, ist am linksrheinischen Brückenkopf ein Durchlaß unter der Rampe angeordnet (Abb. 3). Seine lichten Abmessungen sind so gewählt, daß er von einer Vollspurbahn (Industriebahn) befahren werden kann. Eine Gründung auf gewachsenem Boden kam wegen der hohen Kosten nicht in Frage. Da der Deich aus Schlacke besteht, wurde die Unterführung unmittelbar hinter dem Deich angeordnet. Um die Bodenpressung niedrig zu halten, ist ein vierseitiger Eisenbetonrahmen gewählt. Die Fugen sind in höchstens 6,5 m Entfernung angeordnet. Zwischen die Stirnflächen des Betons sind Leichtplatten gelegt, so daß bei einem

etwalgten Kanten der Bauabschnitte keine übermäßigen zusätzlichen Pressungen im Beton entstehen. Außen sind die Fugen mit Siebelscher Bleisollierung überklebt, die mit Flügelschrauben mit breiter Unterlagscheibe am Beton befestigt sind. Im übrigen sind Decke und Wände des Tunnels mit Bitumenjute isoliert, die durch Schlackensteine gegen Beschädigungen beim Hinterfüllen geschützt ist. An seinen beiden Enden trägt der Rahmen die Brückengeldeinnahmehäuschen. Vor diesen sind Prismenoberlichter mit Eisenbetonrippen angeordnet. Um eine einwand-

## II. Pfeiler und Widerlager.

### 1. Allgemeines.

Die obere Breite der Pfeilerschäfte wurde so gewählt, daß beiderseits der Auflagerquader ein Sims von 22,5 cm Breite verbleibt, so daß der Pfeiler leicht begangen werden kann. Auch die Höhe des Pfeilerschaftes wurde nach diesem Gesichtspunkte festgelegt. Die Vorköpfe der Pfeiler 1 bis 9 sind mit Basaltlava 25/40 verkleidet. Die Verkleidung reicht bis 60 cm über HHW. Im übrigen wurde der Beton schalungsrau belassen.

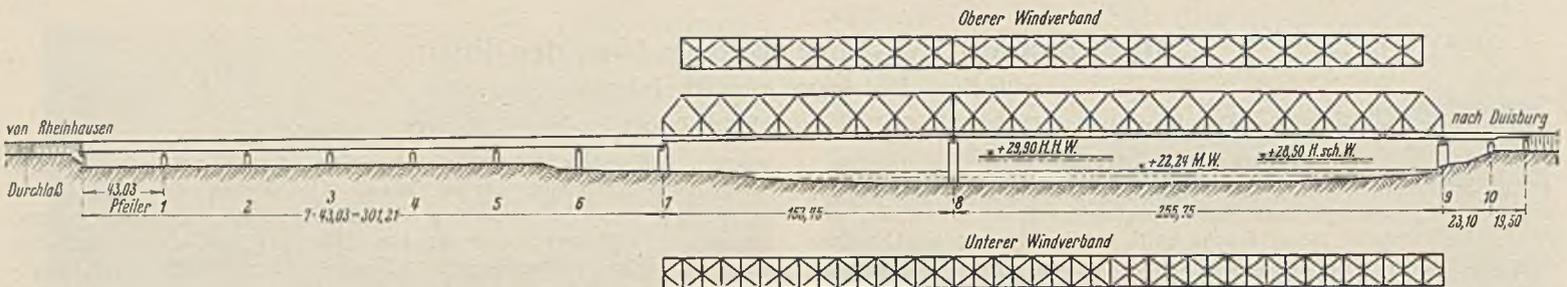


Abb. 3. Längsschnitt.

freie Dichtung der Oberlichter zu erzielen, wird die Deckenisolierung mittels eiserner Rahmen, die mit Spannstangen versehen sind, gegen den Beton der Oberlichter gepreßt.

### E. Die eigentliche Brücke.

#### 1. Pfeilerstellung und Wahl des Systems (Abb. 3).

Die Stellung der Pfeiler ergab sich im wesentlichen aus den Forderungen der Rheinstrombauverwaltung. Die Schifffahrtsöffnung, die wegen der Krümmung des Rheins am rechten Ufer liegt, sollte eine lichte Weite von 250 m aufweisen. Zwischen dem rechten Ufer und dem linksrheinischen Leinpfad wurde nur ein Pfeiler zugelassen. Die

Es war lediglich vorgeschrieben, daß für die Schalung gleich breite parallel besäumte Bretter verwendet und deren Stöße in eine Linie gelegt wurden. Durch gutes Anstampfen des Betons gegen die Schalung wurde ein tadelloses Aussehen der Ansichtsflächen erzielt, obwohl für Stampfbeton ungesiebter Kies geliefert wurde. Für die Auflagerquader kam Eisenbeton zur Anwendung. Die Rückenflächen der Widerlager wurden mit einem zweimaligen kalten Bitumenanstrich versehen, mit teerfreier Wollfilzplatte beklebt und mit Schlackensteinen hintermauert. Auf die übliche Steinpackung wurde verzichtet, da das Hinterfüllungsmaterial vorwiegend Sand enthielt. Sie wurde nur beim rechtsrheinischen Widerlager mit Rücksicht auf den unzuverlässigen Baugrund angewandt.

#### 2. Linksrheinisches Widerlager und Pfeiler 1 bis 7.

Die Gründungstiefe des Widerlagers ergab sich aus der Lage des tragfähigen Baugrundes. Bei Pfeiler 1 bis 5 wurde die Oberkante der Fundamente auf die bei der geplanten Regulierung des Rheinvorlandes vorgesehene Geländehöhe gelegt. Die Gründungstiefe ergab sich teils aus der Lage des tragfähigen Baugrundes, teils aus der Forderung, daß das Verhältnis Fundamentvorsprung zu Fundamenthöhe nicht kleiner als 1,7 sein sollte. Als Baugrund wurde bei allen Pfeilern Kies angetroffen. Das linksrheinische Widerlager und Pfeiler 1 wurden in offener Baugrube hergestellt. Obwohl auch bei Pfeiler 2 bis 4 infolge des ungewöhnlich niedrigen Wasserstandes im Sommer 1934 im Trockenem gearbeitet werden konnte, wurden doch diese Pfeiler zwischen Spundwänden gegründet, und zwar deshalb, weil beiderseits der Brücke Kiesbaggereien betrieben werden, die das Rheinvorland bis etwa 14 m unter die zukünftige Geländehöhe auskiesen. Um die Fundamente gegen Auskolkungen zusätzlich zu sichern, waren daher Spundwände vorgeschrieben, und zwar bei Pfeiler 2 von 4,5 m, bei den übrigen Pfeilern von 5,5 m Länge. Zur Anwendung kam das Kruppsche Profil K II.

Bei Pfeiler 5 u. 6 hatte der Wasserstand eine Höhe von 50 bis 70 cm. Man begnügte sich hier damit, den Beton so sorgfältig einzubringen, daß keine Entmischung eintrat. Bei Pfeiler 7 stand das Wasser 2,62 m über der Gründungssohle. Wegen dieser geringen Wasserhöhe nahm man von der Anwendung des Kontraktorverfahrens, das in der Ausschreibung für sämtliche Pfeiler vorgesehen war, Abstand und brachte die untersten 1,5 m des Fundamentes mit Kübeln ein. Nach Erhärtung des Betons wurde die Baugrube leergepumpt. Für den Unterwasserbeton wurde Traßportlandzement 30:70 verwendet mit einem Gehalt von 300 kg reinem Zement je m<sup>3</sup> fertigen Beton. Proben, die aus dem Fundament entnommen wurden, ergaben nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von i. M. 390 kg/cm<sup>2</sup>. Im übrigen wurden die Fundamente mit einem Mischungsverhältnis von 166 kg Hochofenzement je m<sup>3</sup> fertigen Beton hergestellt. Die Pfeilerschäfte waren in ihren Abmessungen so gehalten, daß man ohne Bewehrung auskam. Lediglich bei Pfeiler 4, auf dem sich die festen Lager befinden, mußte zur Aufnahme der Bremskräfte eine Bewehrung angeordnet werden. Der Beton der bewehrten Teile des Pfeilers wurde mit einem Zementgehalt von 300 kg je m<sup>3</sup> fertigen Beton hergestellt, während sonst 185 kg/m<sup>3</sup> vorgeschrieben waren.

Für den Beton unter den Auflagerquadern wurden 300 kg Hochofenzement je m<sup>3</sup> fertigen Beton angewandt. Die für die Auflagerquader selbst vorgeschriebene Festigkeit von 300 kg/cm<sup>2</sup> wurde durch Verwendung

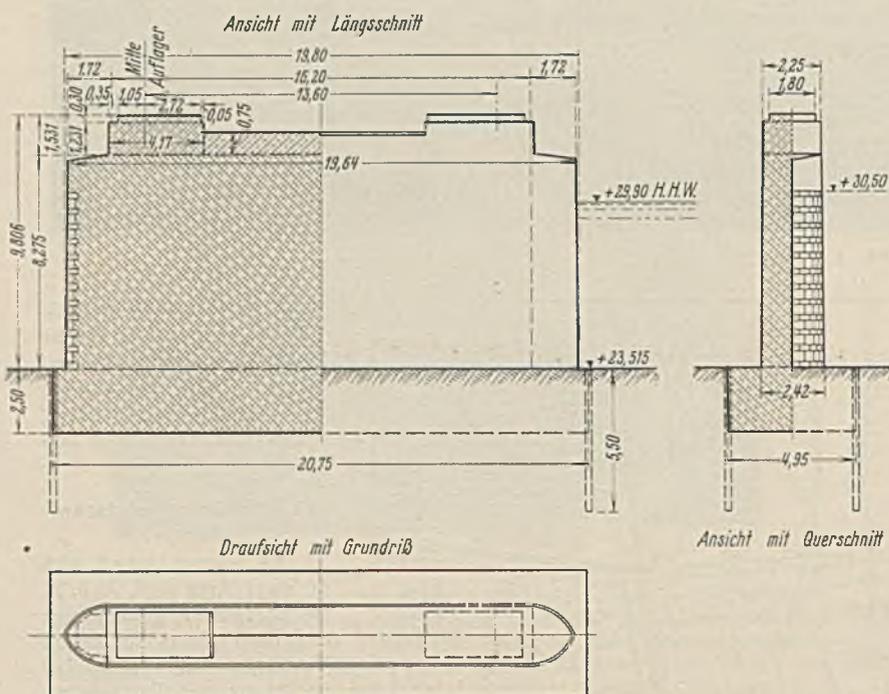


Abb. 4. Pfeiler 6 der linksrheinischen Flutbrücke.

Stützweiten des Stromüberbaues ergaben sich demnach zu 255,75 und 153,45 m. Die wirtschaftlichste Lösung für diese unsymmetrische Anordnung der Öffnungen war der Parallelträger auf drei Stützen, der sich auch deshalb empfahl, weil die in 800 m Entfernung oberhalb liegende Eisenbahnbrücke aus den gleichen Gründen dasselbe System aufwies. Eine vergleichende Untersuchung ergab, daß die Anordnung eines Bogenträgers mit 300 m Stützweite, etwa nach dem Kruppschen Entwurf „Aus einem Guß“ für die Köln-Mülheimer Straßenbrücke, Mehrkosten von über einer Million RM erfordert hätte.

Bei der linksrheinischen Flutbrücke ließ die Rheinstromverwaltung nur sieben Öffnungen zu. Die Stützweiten ergaben sich demnach zu 43,03 m.

Am rechten Ufer war eine zweigleisige Eisenbahn zu überbrücken. Um die Bauhöhe möglichst niedrig zu halten, wurde ein Zwischenpfeiler angeordnet, so daß sich Stützweiten von 23,10 und 19,50 m ergaben.



Die eine Stelle lag bereits innerhalb des Tones und erforderte keine besonderen Maßnahmen, die zweite Stelle lag in einer Ecke der Spundwand. Das Leck wurde zunächst mit Sandsäcken notdürftig gedichtet, dann wurde überdeck durch die Sandsäcke hindurch eine Bohle vorgerammt. Nur die dritte Stelle erforderte den Einsatz eines Tauchers. Sie wurde nicht sofort gedichtet, vielmehr wurde, um den Wasserdruck auf die Spundwand niedrig zu halten, das eindringende Wasser zunächst

mittlerer Pressung beansprucht. Da die Schlacke betonschädliche Bestandteile enthält, wurde der Pfeiler, soweit der Beton mit der Schlacke in Berührung kommt, mit 3 mm dicken Jutegewebebahnen isoliert. Als Schutzschicht wurden Klinker in Zementmörtel 1:3 unter Verwendung von Trabzement 50:50 angeordnet.

Bei dem rechtsrheinischen Widerlager war eine Gründung auf dem gewachsenen Boden wirtschaftlich nicht vertretbar. Vor allem wäre die

Aussteifung der tiefen Baugrube unmittelbar neben den Betriebsgleisen der Reichsbahn außerordentlich schwierig gewesen. Man entschloß sich daher, auf die Schlacke zu gründen. Die Probelastung einer Fläche von 1 m<sup>2</sup> ergab bis zu einer Beanspruchung von 1 kg/cm<sup>2</sup> keine merklichen Einsenkungen. Bei einer Beanspruchung von 3 kg/cm<sup>2</sup> betrug die Einsenkung 1 cm. Die größte Kantenpressung des Fundamentes ist 1,82 kg/cm<sup>2</sup>, die mittlere Pressung 1,43 kg/cm<sup>2</sup>. Um ungleichmäßigen Setzungen zu begegnen, wurde das Widerlager wie im Bergschädengebiet bewehrt. Für die Berechnung der Bewehrung wurde angenommen, daß infolge Nachgebens einzelner Teile des Baugrundes die Kantenpressung stellenweise auf 10 kg/cm<sup>2</sup> ansteigt. Das Widerlager wird dann, je nach der Lage der tragfähigen Schichten, entweder als Balken auf zwei Stützen oder als Kragträger wirken. Hierbei wurde eine Beanspruchung  $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$  zugelassen. In der Längsrichtung des Widerlagers ergab sich dementsprechend eine obere Bewehrung von

30, eine untere von 40 R.-E. 32, in der Querrichtung eine solche von 11 R.-E. 32 je m.

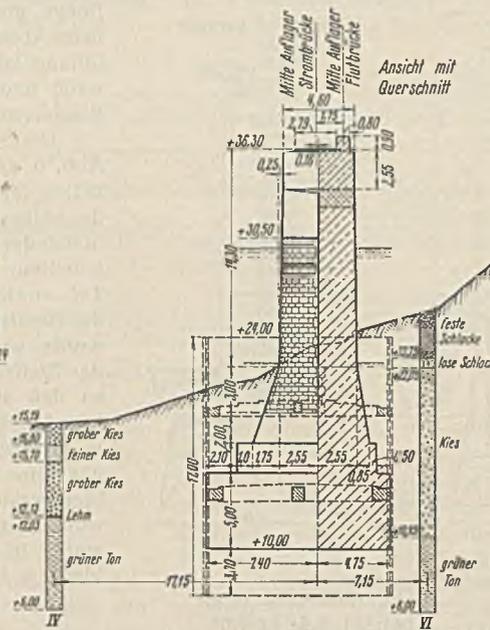
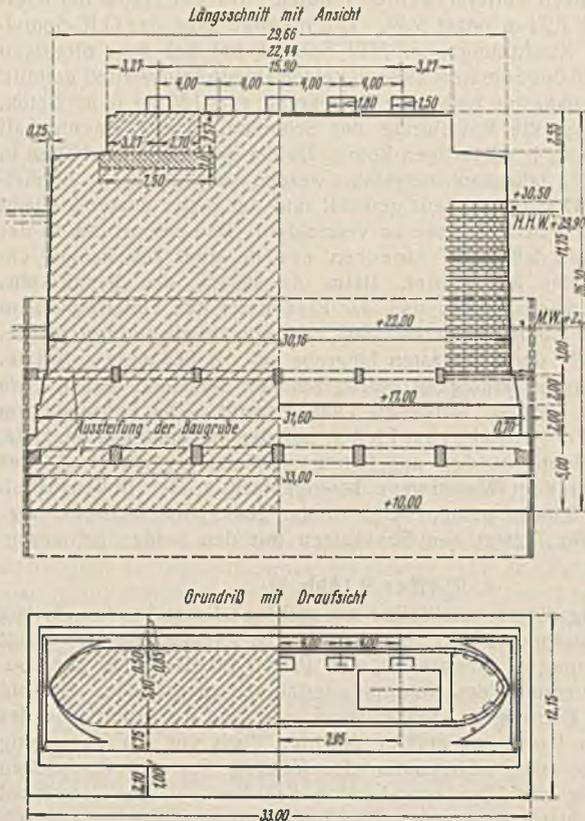


Abb. 8. Pfeiler 9.

durch ein Rohr abgefangen und in den Pumpensumpf geleitet. Erst nachdem das Fundament zum Teil eingebracht war, wurde das Rohr geschlossen.

Die Spundwände wurden durch kräftige Eisenbetonrahmen ausgesteift (Abb. 8). Der untere Rahmen hatte einen größten Druck von 80 t/m aufzunehmen. Besonders erschwerend fiel ins Gewicht, daß die hohe Uferböschung, die teils aus loser, teils aus gegossener Schlacke bestand, einen kräftigen Seitenschub ausübte. Um den Widerstand zu erhöhen, wurde ein Teil des Aushubes vor die wasserseitige Spundwand geworfen. Abb. 9 gibt einen Blick auf die Baugrubensohle, die zu der Zeit etwa

13 m unter dem Rheinwasserspiegel lag. Man sieht, wie gering der Wasserandrang ist. Die mächtigen Findlingsblöcke zeigen, welche Widerstände beim Rammen der Spundwand zu überwinden waren.

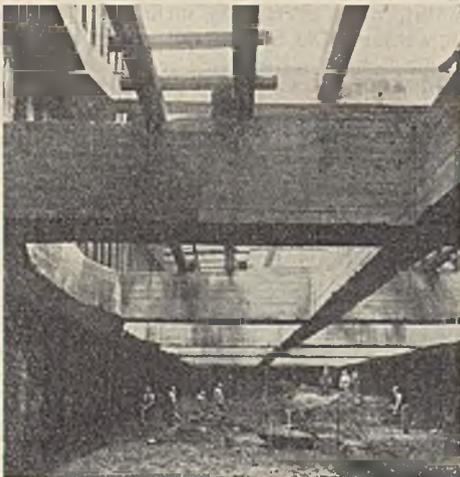


Abb. 9. Pfeiler 9. Baugrube.

teils aus Schlackenbrocken, die mit Asche durchsetzt sind. An der Luft zerfällt die Schlacke ziemlich rasch. Infolgedessen entschloß man sich, bei Pfeiler 10 auf den Rheinkies zu gründen. Dazu mußte man 8,5 m durch die Schlacke durchstoßen. Auf 7,5 bis 9,85 m Höhe wurde die Baugrube verbaut. Der Baugrund wurde mit 2,83 kg/cm<sup>2</sup>

### 5. Pfeiler 10 und rechtsrheinisches Widerlager.

Das rechte Rheinufer ist in großer Mächtigkeit von Schlackenmassen, die aus dem Betrieb der früheren Kruppschen Johannishütte stammen, überlagert. Die Massen bestehen teils aus sehr fester gegossener Schlacke,

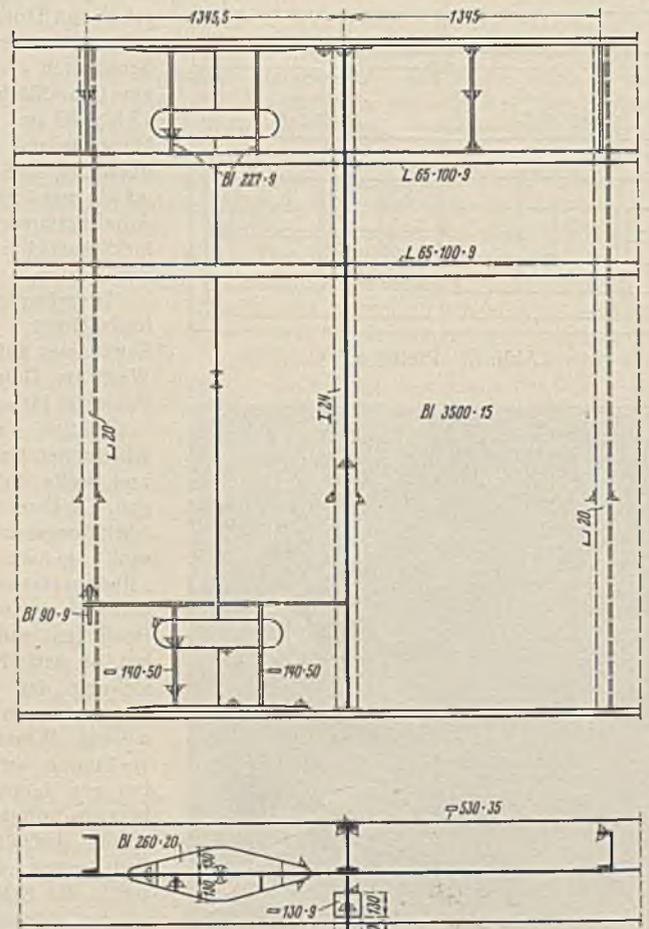


Abb. 10. Hauptträger der linksrheinischen Flutbrücke.

### III. Stahlkonstruktion.

#### 1. Allgemeines.

Bei der Ausschreibung der Stahlkonstruktion war es den Firmen überlassen, geschweißte Ausführungen anzubieten. Von den damals geltenden Vorschriften war nur in zwei Punkten abgewichen worden:

die Baustellenstöße mußten genietet werden, und unterbrochene Schweißnähte wurden nicht zugelassen. Letztere Vorschrift ist inzwischen auch in die neuen amtlichen Bestimmungen aufgenommen worden. Für die Herstellung der Schweißnähte wurden, soweit sie von Hand geschah, ummantelte Elektroden, soweit sie mit Automaten geschah, Seelenelektroden verwendet.

## 2. Die linksrheinische Flutbrücke.

Um einen Überblick darüber zu gewinnen, inwieweit im vorliegenden Falle Eisenbeton wirtschaftlich war, wurde die Brücke auch bei Eisenbetonfirmen angefragt. Der Kostenvergleich ergab, daß die Anordnung von massiven Gewölben wesentlich teurer geworden wäre. Die Angebote stählerner Blechträger zeigten, daß genietete Fachwerkträger und geschweißte vollwandige Träger etwa 7% billiger waren als genietete Vollwandträger. Mit Rücksicht auf das bessere Aussehen wurden geschweißte vollwandige Träger ausgeführt.

Die zwei Hauptträger wurden unter der Konstruktion angeordnet. Die Stegblechhöhe beträgt 3500 mm, die Bauhöhe 3900 mm. Bei Beurteilung der ästhetischen

Wirkung der Träger ist zu beachten, daß später das Vorflutgelände auch zwischen den Pfeilern 1 und 6 tiefer gelegt wird, so daß das Verhältnis zwischen Pfeilerhöhe und Trägerhöhe günstiger wird. Die Träger laufen über alle sieben Öffnungen stetig durch. An sämtlichen Pfeilern und dem Widerlager sind die Auflagerquader und Querträger so bemessen, daß die Brücke angehoben werden kann. Die Stegblechdicke beträgt 15 mm. Alle 1345 mm sind lotrechte Aussteifungen angeordnet, waagerechte Aussteifungen etwa in den Drittelpunkten der Druckzone. Jeweils in der Mitte zwischen zwei lotrechten Aus-

steifungen wird der gedrückte Gurt gegen die obere waagerechte Aussteifung abgestützt. Nur jede zweite lotrechte Aussteifung ist symmetrisch zum Stegblech angeordnet, alle übrigen Aussteifungen liegen auf der Innenseite der Hauptträger (Abb. 10).

Der Grundquerschnitt des Hauptträgers hat zwei Lamellen 530 · 35. An den Stellen der größten Momente kommen zwei Flacheisen 500 · 26 hinzu. Die Lamellen haben keine geschweißten Stöße, da die Baustellenstöße, wie bereits oben erwähnt, genietet wurden. Die Lamellenden sind in der üblichen Weise zugespitzt. Die geschweißten Werkstattstöße des Stegbleches wurden entsprechend dem derzeitigen Stande der Schweißtechnik noch mit Lamellen gedeckt (Abb. 10).

Die Querträger, die in einem Abstände von 5,38 m liegen, wurden als Fachwerke ausgebildet; nur die Querträger über den Pfeilern und Widerlagern sind mit Rücksicht auf die beträchtlichen Querkräfte beim Anheben der Brücke in ihren äußeren Teilen vollwandig.

Für die Längsträger wurden I-Profile verwendet, für den Fußwegrandträger ein C-Profil.

Als Material für die Fußwegkonstruktion, den Windverband und einen Teil der Aussteifungen der Hauptträger wurde St 37,

im übrigen St 52 gewählt. — Die Montage gestaltete sich dadurch verhältnismäßig einfach, daß die Baustelle durch Betriebsgleise der Kruppschen Friedrich-Alfred-Hütte unmittelbar mit der Brückenbauanstalt verbunden war. Infolgedessen konnten die Hauptträger in der Werkstatt zu Stücken von 32 m Länge und 32 t Gewicht zusammengeschweißt werden. Jeder Hauptträger wurde während der Montage in jeder Öffnung von je zwei Holzböcken unterstützt. Der Einbau geschah mit Hilfe eines Mastes, während für die übrigen Konstruktionsteile ein Portalkran verwendet wurde (Abb. 11).

(Schluß folgt.)

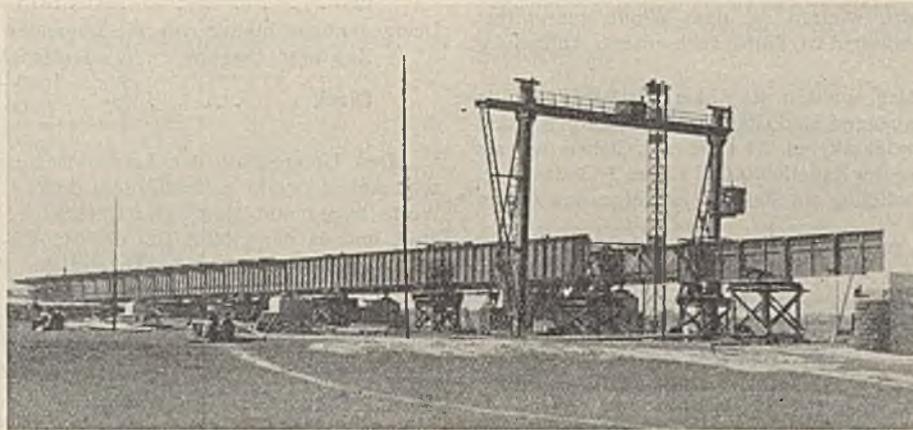


Abb. 11. Montage der linksrheinischen Flutbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

## Bau des Antennenmastes des Großsenders Budapest.

Von Dipl.-Ing. Paul Tantó, Budapest.

Der in Lakiögy gebaute Sendemast der Budapester 120-kW-Funkstation ist ein sog. Halbwellenstrahlmast, d. h. der Mast bewirkt selbst die Ausstrahlung der Energie. Nur entlang den vier Ecken läuft, mit ihm parallel, je ein Kupferkabel, nicht so sehr, um die Strahlung günstiger zu gestalten, sondern mehr zur Überbrückung der etwaigen elektrischen Widerstände, die bei den Stößen der Stahlkonstruktion entstehen können.

Der Mast (Abb. 1) ist etwas höher als die halbe Budapester Wellenlänge; die notwendige genaue Höhe kann durch ein am oberen Ende des Turmes angebrachtes und teleskopartig veränderliches Rohrstück versuchsweise eingestellt werden. Der Turm ist, von der Betongrundfläche gemessen, 285,237 m hoch, die Rohrverlängerung ist über die Mastspitze um 30,81 m hinausschiebbar, d. h. die Gesamthöhe des Turmes kann auf 316,047 m erhöht werden. Die durch die Budapester Wellenlänge bedingte Höhe wurde durch Versuche zu 305,233 m festgelegt und der Turm derzeit auf diese Höhe eingestellt (Abb. 2).

Die Grenze der fadingslosen Zone ist mit der neuen Sendereinrichtung auf 150 km Mindestmaß hinausgeschoben, außerdem unterbleiben innerhalb der genannten Grenze die bei Zusammenreffen der Oberflächen- und Raumwellen entstehenden Interferenzstörungen.

Den Vorteil der senkrechten Antennen stellte durch Versuche zuerst die

Blow-Knox International Corporation in New York fest, und diese Gesellschaft konstruierte den Typ des in Budapest ausgeführten Mastes.

Die kennzeichnenden Eigenschaften dieses Systems sind folgende (Abb. 3):

Die Ecksäulen sind nicht parallel, wie das bisher bei den mit Seilen verankerten Antennentürmen der Fall war, sondern der Querschnitt des Turmes folgt der durch die Kräfte bedingten Form, die acht Abspannsaile greifen den Turm in einem Querschnitt an, der Unterteil des Turmes besteht aus einer verhältnismäßig kleinen Stahlmasse, und schließlich steht der Turm auf einem einzigen Fußisolator.

Die erste kennzeichnende Eigenschaft bedeutet wirtschaftliche, die letzten drei sind funktentechnische Vorteile.

Der Turm und die einzelnen konstruktiven Einzelheiten, wie Fußisolator, Seilisolator usw., sind patentiert.

Den Auftrag zur Herstellung der neuen Großsendestation und des zugehörigen Sendemastes erhielt die Standard Elektrizitäts AG, Budapest, die Gesellschaft, die Blow-Knox Co. mit der Ausführung des Entwurfes beauftragte.

Die Pläne wurden nach amerikanischen Vorschriften und Regeln ausgeführt. Diese zeigen den ungarischen Vorschriften gegenüber in manchen Einzelheiten wesentliche Abweichungen, und die zur Grundlage des Entwurfes gewählten Annahmen entsprechen nicht den ungarischen Verhältnissen. Bei der behördlichen Nachprüfung des Entwurfes mußten daher in erster Linie die angewandten Regeln und Annahmen geprüft und, wo notwendig, entsprechend abgeändert werden.

Der amerikanische Entwurf wurde unter Annahme eines Winddruckes von 30 Pfd./ft<sup>2</sup>,

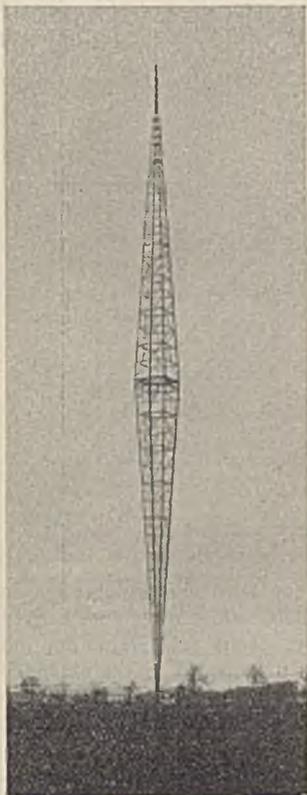


Abb. 1.

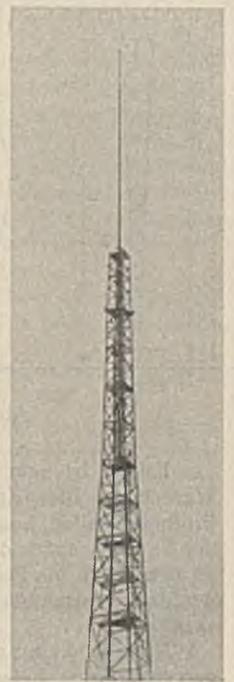


Abb. 2.

d. h. 147 kg/m<sup>2</sup> angefertigt, die aber den hiesigen Verhältnissen nicht genügt.

Auf Grund der vom Budapester Meteorologischen Institut erhaltenen Windgeschwindigkeitsangaben fanden wir, daß in dieser Hinsicht den ungarischen Verhältnissen die deutschen Vorschriften für Fernleitungsmaste am besten entsprechen. Nach diesen beträgt der größte Winddruck

bis 40 m Höhe . . . . .	125 kg/m <sup>2</sup>
über 40 „ . . . . .	150 „
„ 100 „ . . . . .	175 „
„ 150 „ . . . . .	200 „
„ 200 „ . . . . .	250 „

Die amerikanische Vorschrift, wonach die dem Winde unmittelbar ausgesetzte Fläche um 50% zu erhöhen ist, dürfte auch unserer Auffassung entsprechen.

Den amerikanischen Vorschlag, wonach die Ankerseile bei Windstille und 15,5° C (60° F) derart anzuspannen sind, daß die Spannkraft im Obertheile des Seiles 15% der Zerreißkraft, rd. 34 t beträgt, haben wir als richtig beibehalten. Auf Vorschlag der Kabelfabrik AG Felten & Guilleaume, Budapest, legten wir der Vorberechnung ein Stahlseil mit folgenden Zahlen zugrunde:

Anzahl der Drähte 7 · 19 . . . . .	= 133,
Durchmesser der Drähte . . . . .	= 3,81 mm,
gerechneter Durchmesser des Seiles =	57,5 mm,
gerechneter Querschnitt des Seiles =	1516 mm <sup>2</sup> ,
Gewicht des Seiles . . . . .	= 13 kg/m,
Elastizitätsmodul . . . . .	= 141 000 kg/mm <sup>2</sup> .

Die übrigen mechanischen Eigenschaften des Seiles wurden nach der Durchführung der Berechnung bestimmt bzw. vorgeschrieben.

In Ungarn ist die Temperatur innerhalb weiterer Grenzen veränderlich, als bei Ausarbeitung des amerikanischen Planes in Rechnung gezogen wurde, überdies muß dort auch der Reifbelag der Seile in Rechnung gestellt werden. Wir fanden es daher notwendig, den Turm auf folgende Fälle zu untersuchen:

- bei + 45° C ohne Winddruck,
- bei + 15,5° C und vollem Winddruck,
- bei + 15,5° C, 150 kg/m<sup>2</sup> Winddruck, nur über das Ankerseil,
- bei - 5° C, vollem Winddruck und mit der auf den Seilen liegenden Eiszuschlaglast,
- bei - 30° C ohne Winddruck.

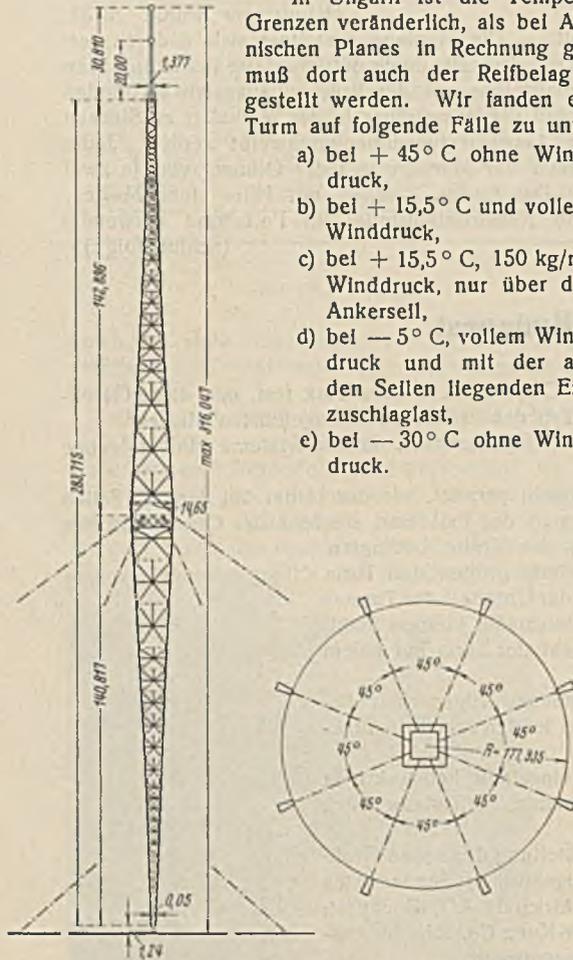


Abb. 3.

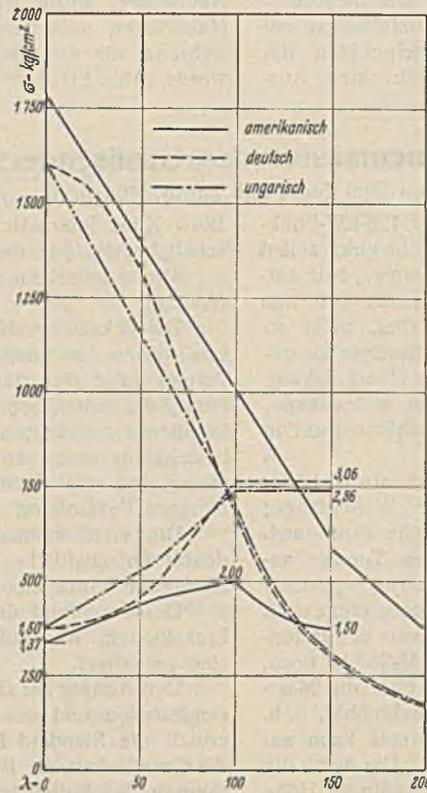


Abb. 4.

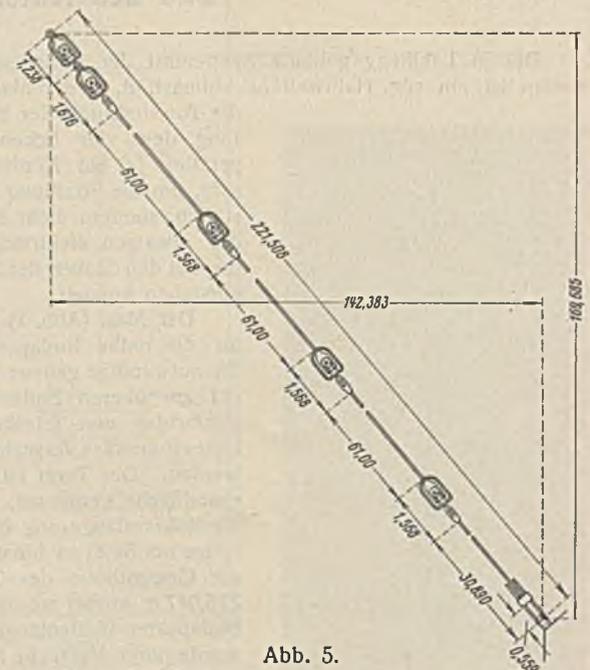


Abb. 5.

ergab sich aber nicht aus diesem Grunde, sondern wegen der Verschiedenheit der Bemessungsverfahren der Druckstäbe.

In dem mit St 36 entworfenen Fachwerk sind nämlich sämtliche Stäbe auf Druck beansprucht, mit Ausnahme der Ersatzdiagonalen, die mit Vorspannung geplant waren, daher ist für die Konstruktion die Art der Verfahren zur Bemessung der gedrückten Stäbe ausschlaggebend.

Nach amerikanischen Vorschriften waren die zulässigen Beanspruchungen in kg/cm<sup>2</sup> im folgenden festgestellt:

Zug . . . . .	$\sigma = 1406 \text{ kg/cm}^2,$
Druck laut emp. Formel	
Gordon-Rankine . . . . .	$\sigma = 1786 - 7,8 \lambda,$ wenn $\lambda < 150,$
und . . . . .	$\sigma = 1315 - 4,7 \lambda,$ wenn $150 < \lambda < 200.$
Demgegenüber hielten wir die folgenden Beanspruchungen als zulässig:	
Zug bzw. Biegung . . . . .	$\sigma = 1600 \text{ kg/cm}^2,$
Druck . . . . .	$\sigma = 1600 - 9 \lambda,$ wenn $\lambda \leq 100,$
	$\sigma = \frac{7\,000\,000}{\lambda^2},$ wenn $100 < \lambda < 300.$

Den Unterschied der beiden Bemessungsverfahren der Druckstäbe zeigt Abb. 4, worin auch die dem deutschen  $\omega$ -Verfahren entsprechenden Werte angedeutet sind. Der Unterschied ist in der Elastizitätszone sehr groß, und da der größte Teil der Stäbe dorthin gehört, hatte die Durchrechnung zahlreiche und beträchtliche Beanspruchungsüberschreitungen zur Folge, und es war eine beträchtliche Gewichtszunahme zu erwarten.

Die Neubemessung mit unseren Annahmen bzw. die Umänderung der Stabquerschnitte ergab jedoch, daß das Gewicht der Stahlkonstruktion, das auf Grund des amerikanischen Entwurfes zu 217 t berechnet worden war, sich nur auf 224 t erhöhte.

Die Stahlkonstruktion wurde auf Grund der gegebenen Richtlinien von der k. ung. staatl. Maschinenfabrik in Budapest umkonstruiert, und dieses Werk übernahm später auch die Herstellung und Montage.

Für die Ankerseile wurde unter Beibehaltung der vorstehend genannten Querschnittsmaße folgendes festgelegt:

Die in den Seilen auftretende größte Zugkraft ist unter der bei - 5° C auftretenden Zusatz-Eisbelastung und bei größtem Winddrucke 72,25 t. Davon ausgehend, daß die Seile für 3,5 fache Sicherheit herzustellen sind, schrieben wir für die Drahteile folgendes vor: Zerreißfestigkeit 17 000 kg/cm<sup>2</sup>, kleinste Fließgrenze 13 500 kg/cm<sup>2</sup>, kleinste Dehnung 4 bis 6% bei 200 mm Markentfernung. Mit diesen Werten sollte also die kleinste Zerreißfestigkeit des Seiles mit 15,16 cm<sup>2</sup> Querschnitt:

$$258\,000 - 10\% \text{ Toleranz} = 232\,000 \text{ kg}$$

betragen.

Fall c) ist rein theoretisch zu betrachten; wir haben ihn nur auf Wunsch der Blow-Knox Co. bzw. ihres europäischen Vertreters Milliken Brothers Limited, London, berücksichtigt. Die Annahme einer Reifbelastung der Seile ist durch die Erfahrung gerechtfertigt, denn im Winter entsteht an den Seilen ein Reifbelag, dessen Dicke zeitweise 1 cm übersteigt. Auf der Stahlkonstruktion sind zu gleicher Zeit nur Spuren von Eiszuschlägen sichtbar.

Natürlich hatten die erwähnten und unter den ungarischen Verhältnissen gerechtfertigten Belastungsannahmen größere Kräfte zur Folge, als die Berechnung der Blow-Knox Co. ergab. Eine wesentliche Abweichung

Zur Ausschaltung der bleibenden Dehnung schrieben wir das Recken der Seile und die Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach dem Recken vor. Das letztere war einestells notwendig, damit auf Grund der mit dem tatsächlichen Seilgewichte und Elastizitätsmodul auszuführenden Berechnung die nötige Seillänge sich mit genügender Genauigkeit vorausbestimmen ließ, und andererseits, damit die Anspannung der Seile planmäßig durchführbar war.

Wie nämlich erwähnt, ging die Berechnung von der Annahme aus, daß bei 15,5° C und Windstille die Spannkraft des Seiles im oberen Ende rd. 34 t beträgt, dementsprechend am unteren Seilende eine Spannkraft

von rd. 32 t auftreten wird. Die Anordnung einer Dehnungsmeßvorrichtung am unteren Seilende wurde von uns aus vorgeschrieben.

Die Verzinkung der Seildrähte wurde vorgeschrieben mit der Maßgabe, daß auf 1 m<sup>2</sup> Fläche mindestens 200 g reines Zink entfallen.

Die Ankerselle wurden durch Seilisolatoren in vier Teile geteilt entworfen, derart, daß die Teillängen mit der Senderwellenlänge nicht in Resonanz sind (Abb. 5). Die Stahlgußteile der Seilisolatoren wurden von der Firma Blow-Knox überstark bemessen (Abb. 6).

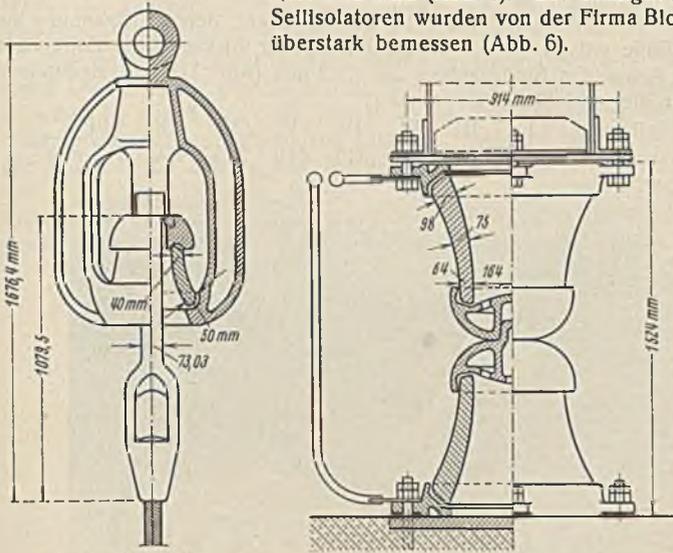


Abb. 6.

Abb. 7.

Die Firma hielt dies mit Rücksicht auf etwa verborgene Gußfehler für notwendig. Das aus den Übermaßen sich ergebende Übergewicht erwies sich später als nützlich, allerdings nicht aus Festigkeitsgründen, sondern wegen der Abdämpfung der in den angespannten Seilen auftretenden Schwingungen. Die Abgüsse wurden aus Chromnickel hergestellt, einzelne Teile enthalten auch Molybdän. Die Festigkeitsvorschriften des Stahlgusses waren dem Verwendungszweck der Teile entsprechend: Zerreißfestigkeit 6300 bis 8500 kg/cm<sup>2</sup>, Fließgrenze 4200 bis 6300 kg/cm<sup>2</sup>, Dehnung 20 bis 25%.

Die Abgüsse wurden vom Eisenwerk Diósgyőr geliefert. Das eingebaute Porzellanmaterial ist beson dersbeachtenswert. Diese Porzellanisolatoren wurden, samt dem Porzellanmaterial des Fußisolators — letzteren mit der Stahlfassung bereits zusammengebaut (Abb. 7) —, durch die amerikanische Firma Lapp geliefert.

Bezüglich des Porzellanmaterials lauteten die Angaben der Firma Blow-Knox lediglich dahin, daß diese die Seilisolatoren in die Stahlfassungen in Budapest einbaut auf 160 t, d. i. 2,2fache höchste Beanspruchung, den Fußisolator aber in Amerika auf 1,5fache Höchstbelastung ausprobiert und für diese Teile dreijährige Gewähr übernimmt.

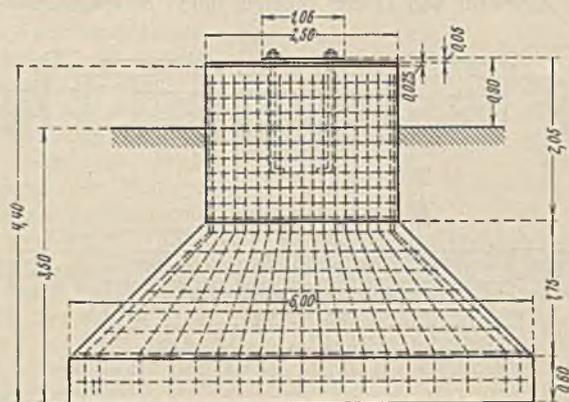


Abb. 9.

Da wir uns davon überzeugen wollten, wie hoch die tatsächliche Festigkeit dieses ungewöhnlich hoch beanspruchten und den empfindlichsten Teil der Konstruktion bildenden Materials ist, schrieben wir der Fabrik eine Lieferung von drei Probewürfeln vor. Das Ergebnis der in Budapest durchgeführten Untersuchung war folgendes:

Zeichen	Würfel			Bruch	
	Querschnitt cm <sup>2</sup>	Höhe cm	Gewicht g	Kraft t	Festigkeit kg/cm <sup>2</sup>
1	55,88	7,88	1085	315,50	5640
2	60,61	7,68	1154	331,30	5470
3	59,93	7,75	1142	257,00	4286

Die Stahlplatten der 500-t-Druckmaschine wurden infolge der großen Beanspruchung verformt. Diese Verformung war in der Nähe des Randes der Auflagerflächen der Würfel jedenfalls kleiner, was die Erklärung dafür sein mag, daß zuerst die Ecken und Kanten der Würfel abzuspalttern begannen. Mit zunehmender Belastung setzte sich diese Absplitterung fort, bis der Bruch explosionsartig eintrat. Man kann daraus folgern, daß nicht nur die Druckfestigkeit des Materials, sondern auch die Zugfestigkeit sehr hoch ist.

Als Ergebnis der Versuche darf die Bruchfestigkeit des Materials zumindest mit 5500 kg/cm<sup>2</sup> angenommen werden. Wenn bei den Proben härtere Stahlplatten zur Verfügung gestanden hätten, so hätte sich die Bruchfestigkeit noch oft wesentlich größer ergeben, da beim Bruche infolge Absplitterung nur etwa 40% des ursprünglichen Querschnittes übriggeblieben war.

Der Sicherheitskoeffizient des Porzellanmaterials dürfte also wenigstens die folgenden Werte erreichen:

Benennung	Isolator		Sicherheit
	Größte Beanspruchung kg/cm <sup>2</sup>	Bruchfestigkeit kg/cm <sup>2</sup>	
Seilisolator . .	350	5500	15,7 fach 8,5 fach
Fußisolator . .	650		

Die in Amerika hergestellte Stahlfassung des Fußisolators besteht aus Vanadiumstahl. Auf der Übergangsebene der beiden einander berührenden Kugelflächen entsteht unter der größten Belastung von 480 t ein Flächendruck von 3800 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Auswechselbarkeit der Fußisolatoren wurde in der Weise gesichert, daß am Unterteil des Turmes nötigenfalls Konsolen (Abbild. 8) angebracht werden können, mit Hilfe deren der Turm, bei gleichzeitiger Entspannung der Ankerselle, durch Wasserdruckpressen um so viel gehoben werden kann, daß der Fußisolator sich austauschen läßt.

Die Gründung des Turmes besteht aus einer Eisenbetonplatte, die auf einer 6 × 6 = 36 m<sup>2</sup> großen sandigen Schotterfläche aufruhrt; der größte Bodendruck beträgt 1,5 kg/cm<sup>2</sup> (Abb. 9).

Die zur Verankerung der Abspannseile dienenden Fundamente wurden in Amerika unter Beachtung sämtlicher günstigen Umstände, wie Reibung und voller passiver Erddruck, entworfen. Da aber die Größe des passiven Erddruckes unsicher ist und dieser nur nach einer gewissen Bewegung voll zur Geltung kommt, wurde er (auch als Reserve) nicht in Rechnung gezogen. Nach dem Entwurf steht die Resultierende aus Seilzugkraft und Fundamentgewicht auf der, aus sandigem Schotter bestehenden schrägen Auflagerfläche, nahezu senkrecht und die, auf dieser Fläche auftretende Reibungskraft, leistet der Seilzugkraft mit 1,5facher Sicherheit Widerstand (Abb. 10).

Der tiefste Punkt des Fundamentes liegt 2 m über dem normalen Grundwasserspiegel, damit das Grundwasser die Reibungskräfte nicht abschwächen soll.

Über die statische Berechnung des Turmes und der Abspannseile sei nur folgendes gesagt:

Der Turm ist eigentlich eine labile Konstruktion, die in Windstille in lotrechter Stellung ist, unter Winddruck aber in einer gewissen Schiefstellung den Gleichgewichtszustand erreicht. Offensichtlich werden die Seile an der dem Winde ausgesetzten Seite sich elastisch dehnen, und ihr Durchhang wird sich verringern, während an der entgegengesetzten Seite sie sich elastisch verkürzen und ihr Durchhang sich vergrößern wird. Unter Winddruck heben sich die auf daß Fußgelenk bezogenen Momente nur dann auf, wenn der Turm sich schief einstellt und durch das Eigengewicht des Turmes auch ein gewisses Moment entsteht.

Sind die Schiefstellung und die von dieser abhängigen Seilkräfte bekannt, so lassen sich die Stabkräfte unter Beachtung des Eigengewichtes und der Windkräfte einfach bestimmen.



Abb. 8.

Das Maß der Schiefstellung kann durch Probieren festgestellt werden. Es müssen die zu den verschiedenen Schrägstellungen gehörigen Seilkräfte bestimmt werden. In deren Kenntnis kann nach einigen Proben die Schrägstellung bestimmt werden, bei der die Momente, auf das Fußgelenk bezogen, gleich 0 sind. Das Maß der größten Schrägstellung ist sehr klein, bei  $-5^\circ\text{C}$  und unter Berücksichtigung der Eiszuschlaglast beträgt die Ausweichung in der Höhe der Seilangriffspunkte nur 195 mm, d. h. der Angriffspunkt der Seile führt unter Windwirkung eine sehr kleine Bewegung aus. Das bedeutet praktisch soviel, daß der Turm auf dem Fußisolator auch bei größtem Sturme nahezu lotrecht steht, und da die durch den Winddruck hervorgerufene waagerechte Stützkraft verhältnismäßig klein ist, so ist im Fußisolator die Beanspruchungsänderung auch gering. Die waagerechte Stützkraft am Fußisolator ist verhältnismäßig darum klein, weil die Resultierende des Winddruckes nahe am Angriffspunkte der Seile liegt. Das Verdienst des amerikanischen Konstrukteurs liegt darin, daß es ihm gelungen ist, zwischen Turmeigen-gewicht, Winddruck und Seilkräften einerseits, Belastungsfähigkeit des Fußisolators andererseits einen glücklichen Zusammenklang zu schaffen, was größtenteils durch die richtige Wahl der Seilspannkraft zu erreichen war.

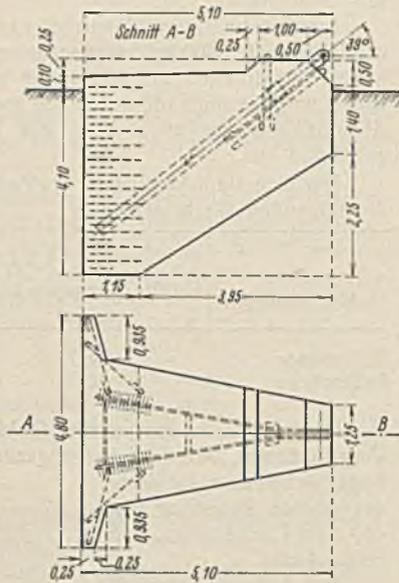


Abb. 10.

Die geringe Schrägstellung des Turmes bei Berechnung der Stabkräfte darf vernachlässigt werden, da sie nur eine Differenz von höchstens 1,5% bedeutet.

Bei der Berechnung der Seilkräfte war die erste Aufgabe, zu bestimmen: die Länge des am oberen Ende mit 34 t gespannten Seiles bei  $15,5^\circ\text{C}$  und die Länge des Seiles in ungespanntem Zustande, ferner die Größe der Zugkraft am unteren Seilende. Die zweite Aufgabe war die Feststellung der Seilkräfte, unter Zugrundelegung der auf diese Weise bestimmten Seillängen, im Falle  $-5^\circ\text{C}$  und Eiszuschlaglast. Drittens war festzustellen, wie groß im Falle einer waagerechten Verschiebung der oberen Aufhängepunkte die Seilkräfte bei verschiedenen Bewegungen werden.

Das stark gespannte und verhältnismäßig kurze Seilstück bildet eine kurze, hochgelegene Strecke der theoretischen Seilkurve. Hier weicht die Seilkurve schon so stark von der Parabel ab, daß die Seillänge unter Zugrundelegung der Parabelfunktion auch annähernd nicht berechnet werden kann. Es muß aber auch die elastische Dehnung des Seiles beachtet werden, weil auch diese die Form stark beeinflußt. Hierzu sei folgendes bemerkt: Während die Entfernung der Angriffspunkte voneinander, d. h. die Sehnenlänge 221,508 m ist, beträgt die Seillänge im ungespannten Zustande bei  $15,5^\circ\text{C}$  nur 221,275 m, ist also um 0,233 m kürzer als die Sehne. Im gespannten Zustande ist aber, unter demselben Wärmegrade am oberen Ende mit 34 t gezogen, die Bogenlänge 221,569 m, d. h. infolge des Anspannens hat sich das Seil um 0,294 m gedehnt.

Diese Umstände machten es notwendig, die Seile genau zu berechnen.

Zur Lösung der beiden ersten Aufgaben benutzten wir die Cosinus-Funktion für die Seilkurve unter Beachtung der Elastizität des Seiles. Da die Durchführung der Berechnung auf diese Weise außerordentlich mühevoll war, benutzten wir für die dritte Aufgabe das in der Arbeit von K. Faure „Berechnung abgespannter Funkmaste“ entwickelte Näherungsverfahren. Dieses gab für die stark gespannten Seile nur eine grobe Annäherung, die jedoch unserem Zwecke genügte, weil wir durch Lösung der erwähnten dritten Aufgabe nur feststellen wollten, ob sich der Turm nicht zu stark bewegen wird.

Nach Fertigstellung der Seile, als das wirkliche Seilgewicht und der Elastizitätsmodul bekannt waren, wiederholten wir die Seilberechnung mit den endgültigen Seilgewichten und dem tatsächlichen Elastizitätsmodul. Wir benutzten dazu den durch die vorstehend angedeuteten Schwierigkeiten angeregten Aufsatz von Dr. Josef Barta: „Neueres Verfahren bei der statischen Berechnung des Seiles“<sup>1)</sup>. Dieses Verfahren liefert bei verhältnismäßig geringer Mühe genaue Ergebnisse. Dabei werden mit Hilfe eines Nomogramms die Winkel annähernd bestimmt, die die Endtangente des unelastischen Seiles mit der Senkrechten einschließen. Diese Winkel benötigen eine gewisse Korrektur, damit sie auch bei Beachtung der Elastizität den Grenzbedingungen entsprechen. Dies kann nach einigem Probieren durch eine der Regula Falsi ähnliche Interpolation erreicht werden.

<sup>1)</sup> Bauing. 1933, Heft 33/34.

Das Seil ist durch je 310 kg schwere Seilisolatoren in vier Teile geteilt, es bildet daher eigentlich keine stetige Kurve. Bei der Berechnung sind wir von der angenäherten Annahme ausgegangen, daß die Kurve stetig ist und das Gewicht der mittleren Seilisolatoren sich gleichmäßig auf die Seillänge verteilt, die an den Aufhängepunkten verwendeten Isolatoren aber die Seilform nicht beeinflussen, weil sich diese in die Tangentenrichtung einstellen.

Nach der Berechnung der Seile bei  $15^\circ\text{C}$  und deren Anspannung am unteren Ende mit 32 t sollte die Entfernung der Rückseite des Endklotzes von der Achse des Bindezapfens  $\angle = 359$  mm (Abb. 11) sein, demgegenüber war die tatsächliche Entfernung:

bei Seilmarke	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
	382	365	340	312	510	325	400	226 mm.



Abb. 11.

Die Abweichungen erklären sich teils dadurch, daß die Berechnung mit Durchschnittswert der tatsächlichen Seillängen und des Elastizitätsmoduls durchgeführt wurde, teils aber auch dadurch, daß die Absteckung der Ankerfundamente mit gewissen Fehlern geschah.

Über die Herstellung sei folgendes gesagt:

Das Material der Stahlkonstruktion ist Stahl St 36 bekannter Güte. Die in der staatlichen Maschinenfabrik fertiggestellten Verbindungen wurden durch Vernietung, die an Ort und Stelle herzustellenden Montageverbindungen aber durch Verschraubung bewirkt.

Die Bohrungen der Montageverbindungen wurden in der Fabrik mit Stahlschablonen angefertigt, damit die gleichartigen Bestandteile bei der Montage austauschbar seien.

Allein die Stäbe der an den Seilangriffsstellen angeordneten starken Waagrecht- und Lotrechtverbindungen wurden ohne Austauschmöglichkeit genau an ihrer vorher bestimmten Stelle angebracht.

Das bereits erwähnte Drahtmaterial für die Seile wurde bei der Firma A. Deichsel, Ung. Stahldraht, Drahtseil- und Drahtwarenfabrik AG, bestellt. Die Fabrik verfertigte den Draht aus einem von den Ozder Eisenwerken bezogenen Rundstahl von 11 mm Durchm. durch entsprechende Härtung

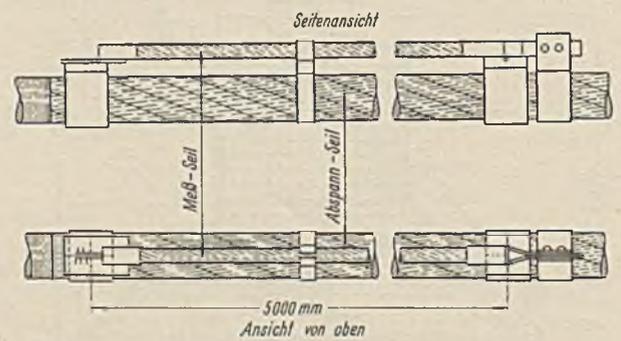


Abb. 12.

Reinigung, Abziehen in sieben Gängen auf 3,81 mm Durchm. und Durchziehen durch ein Zinkbad. Die Fabrik hat nach dem Ergebnis der Qualitätsproben ihre Aufgabe gut gelöst.

Die Seile hat die Fabrik Felten & Guilleaume, Budapest, mit muster-gültiger Sorgfalt hergestellt; besondere Beachtung verdient die geringe Größe des Seildrehmomentes. Folgende Tabelle zeigt die durchschnittlichen Werte des gelegentlich des Reckens bestimmten Elastizitätsmoduls der Seile:

Dehnende Kraft	Durchschnittl. Elastizitätsmodul
t	kg/mm <sup>2</sup>
32	16 390
46	16 510
75	16 910

Während des Reckens der Seile wurden die Seilspannungsvorrichtungen erprobt bzw. kalibriert. Diese Vorrichtungen (Abb. 12) bestehen aus einem 5 m langen Meßseil, dessen eines Ende mit dem Tragsseil gelenkartig fest verbunden ist; zu dem anderen, freien Ende aber kann das sich elastisch dehnende Tragsseil seine Lage frei ändern. Die Verschiebung der am Tragsseil angebrachten Marke gegenüber der am Meßseil angebrachten Skala zeigt die Größe der Spannkraft. Diese Meßeinrichtung ist auf den Tragsseilen dauernd montiert, und mittels ihrer sind die in den Seilen wirkenden Kräfte jederzeit ablesbar.

Das aus der Turmspitze teleskopartig hinausschiebbare Rohrstück hat einen Durchmesser von 73 bis 325 mm, die Wanddicke verändert sich zwischen 10 und 6 mm. Mit Rücksicht auf die Biegsamkeit des Rohres wurde dieses für nur 1400 kg/cm<sup>2</sup> zulässige Spannung berechnet, obgleich das Rohrmaterial 3200 kg/cm<sup>2</sup> Fließgrenze, 4900 kg/cm<sup>2</sup> Zerreißeigenschaft und 18 bis 20% Dehnung aufweist. Das Rohr ist außen und innen verzinkt und wurde in zwei Stücken geliefert. Der Stoß der beiden Teile geschah im Turme durch Aufeinanderziehen der beiden Teile.

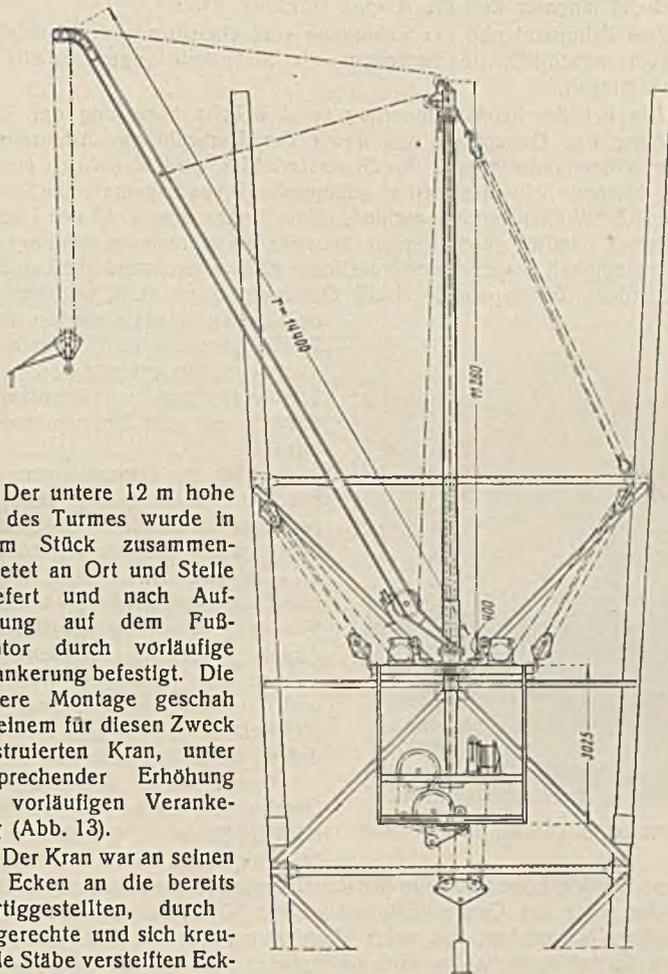


Abb. 13.

Der untere 12 m hohe Teil des Turmes wurde in einem Stück zusammengeleitet an Ort und Stelle geliefert und nach Aufstellung auf dem Fußisolator durch vorläufige Verankerung befestigt. Die weitere Montage geschah mit einem für diesen Zweck konstruierten Kran, unter entsprechender Erhöhung der vorläufigen Verankerung (Abb. 13).

Der Kran war an seinen vier Ecken an die bereits fertiggestellten, durch waagerechte und sich kreuzende Stäbe versteiften Eckssäulen aufgehängt. Nach Beendigung der Montage des folgenden Stockwerks wurde der Kran mit Hilfe der in den vier Ecken angebrachten Flaschenzüge um ein Stockwerk höher gehoben. Der Kranmast und mit diesem der Ausleger war um eine senkrechte Achse drehbar, und bei Verankerung des Mastes in der dem Ausleger entgegengesetzten Richtung konnten mit jenem auch Stücke von 2 t leicht gehoben werden. Bei den schmalere Teilen des Turmes wurde der äußere Rahmen des Kranplateaus abmontiert.

Als dann der Turm so schmal wurde, daß der Kran derart nicht mehr aufhöbar war, wurden ohne eine weitere Erhöhung des Kranplateaus der Mast und Ausleger auf einem Schuh angebracht und soweit in die Höhe geschoben, bis die Montage vollendet war. Nachdem das Rohrstück in das Innere des Turmes gehoben war, wurde der Kran völlig abmontiert. Das Heben des Rohrstückes in die endgültige Lage bzw. die Einregelung der Masthöhe geschah mit Hilfe der für die Hebung des Rohrstückes bestmitten beiden Flaschenzüge.

Das planmäßige Anspannen der Seile geschah durch lange Spannschrauben mit Kugelunterlagen, durch die die Seile solange gezogen wurden, bis die Einhängbügel in die Ankerzapfen eingehängt werden konnten (Abb. 14).

Von den während der Montage gemachten Erfahrungen sind zwei Erscheinungen beachtenswert.

Einmal, daß nach der endgültigen Abspannung der Seile der während der Montage nahezu lotrecht stehende Turm sich genau in die Senkrechte einstellte. Die andere Erscheinung war, daß die abgespannten Seile zeitweise zu schwingen begannen. Diese Erscheinung ist dieselbe wie die bei den Telefonleitungen wahrnehmbaren Schwingungen, die sich in einem Säeseln auswirken. Diese Schwingungen werden durch gewisse langsame Luftströmungen verursacht.

Die Erklärung der letzteren Erscheinung haben durch Versuch und Theorie Dr. Kármán und Dr. Rubach<sup>1)</sup> gegeben. Nach diesen führen die parallel verlaufenden Stromlinien (Abb. 15), wenn sie durch ein Hindernis aus ihrer Richtung abgelenkt werden, eine wirbelnde Bewegung aus und werden nur nach Abdämpfung dieser Wirbelung wieder parallel.

Der hohe Wert der Abspannkraft fördert die Entstehung der Schwingungen, das Eigengewicht des Seiles aber, und hier zeigt sich der Vorteil des Gewichts der Seilisolatoren, dämpft die Schwingungen ab.

Die infolge der Schwingungen auftretende Beanspruchungszunahme dürfte nur gering sein, es liegt daher kein Grund vor, anzunehmen, daß dieser Umstand mit der Zeit zur Erschöpfung des Materials der Seile und Isolatoren führen könnte.

Diese Annahme ist um so mehr berechtigt, als bei großer Windstärke erfahrungsgemäß keine Schwingungen entstehen. Bei großer Windstärke ist nämlich die Wirbelablösfrequenz sehr hoch, dementsprechend sind die Wellenlängen sehr klein; da aber die Seile nicht genug biegsam sind, können sie eine so hohe Frequenz nicht übernehmen.

Der Fortschritt der Montage war fast gleichmäßig, etwas Verzögerung verursachten nur die im Mittelteile des Turmes zu montierenden massigen Versteifungsträger und das Abspannen der Seile. Der Umstand, daß vom Fuße aufwärts fortschreitend immer größere Massen von Tellern montiert werden mußten, brachte keine Hemmung des Fortschritts mit sich, da sich auch die Erfahrung in der Montage vergrößerte. Etwas größer wurde die Fortschrittsgeschwindigkeit über den Abspannseilen, da hier die behelfmäßige Verankerung nicht mehr umgestellt zu werden brauchte. Besonders lebhaft war der Fortschritt im Oberteile, denn hier wurde nicht nur die zu montierende Masse kleiner, sondern auch der Arbeitsplatz wurde einfacher.

Der tägliche Fortschritt bei zwölfstündiger Arbeitszeit betrug ungefähr 3,5 m, ohne die Zeit, die für die Montage der Versteifungsträger und Abspannseile aufgewendet wurde.

Zum Schluß soll noch die ausgezeichnete Muskel- und Nervenleistung hervorgehoben werden, die die Helden des Turmbaus, die Arbeiter, ohne Unfall vollbracht haben.

<sup>1)</sup> Physikalische Zeitschrift 1912, S. 49.

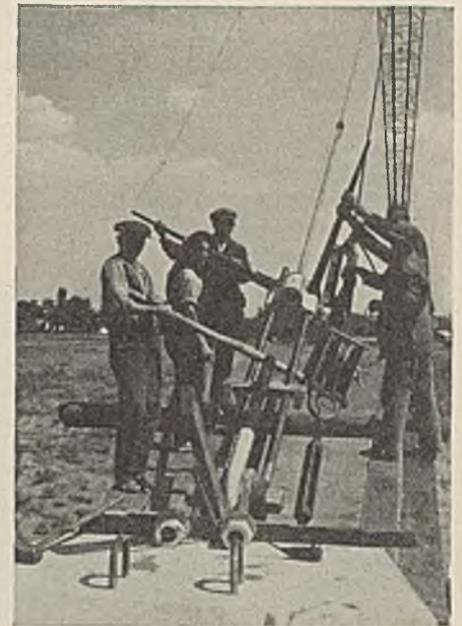


Abb. 14.

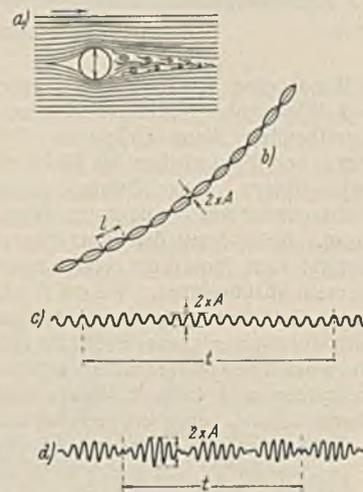


Abb. 15.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Maschinenanlagen der Deime-Klappbrücke.

Von Reglerungs- und Baurat Lasser, VDI, Königsberg (Pr.).

Zur Bewältigung des immer stärker werdenden Verkehrs aus dem Samland in südlicher und östlicher Richtung über die Deime wurde im Herbst 1936 in Tapiau im Auftrage der Wasserbaudirektion Königsberg (Pr.) eine neue Straßen- und Kleinbahnbrücke mit stählernen Aufbauten auf Betonpfeilern<sup>1)</sup> und zwei Öffnungen mit je 16 m lichter Wette fertiggestellt und in Betrieb genommen.

Zur ungehinderten Durchfahrt von Schiffen ist die nördliche Öffnung als einflügelige Klappbrücke mit fester Drehachse ausgebildet (Abb. 1). Der abgekröpfte Rückarm der Brücke mit den darin eingebauten Gegengewichten bewegt sich in einem Klappenkeller, der durch eine Eisenbetonplatte abgedeckt ist.

Die Hauptabmessungen der Brücke sind folgende:

Entfernung von Mitte Drehachse bis Mitte Auflager der Klappenspitze . . . . .	= 19,35 m
Länge des Brückenarmes (von Mitte Drehachse gerechnet) . . . . .	= 6,35 m
Gesamtlänge über alles . . . . .	= 26,10 m
Hauptträgerentfernung . . . . .	= 9,55 m
Straßenfahrbahnbreite . . . . .	= 6,00 m
Fußwegbreite . . . . .	= 2,00 m
Lichtraum für die Kleinbahn . . . . .	= 2,90 m
Gesamtbreite über alles . . . . .	= 11,60 m
Öffnungswinkel = 82°.	

Wie aus Abb. 2 ersichtlich, ist in dem Brückenrückarm der elektrisch betriebene Klappenantrieb eingebaut. Das Antriebritzel ist auskragend an diesem Rückarm der Brücke gelagert und greift in den an der Kellerrückwand verlegten Zahnkranz ein. Antriebritzel und Zahnkranz haben Triebstockverzahnung. Es ist nur ein Zahnkranz vorgesehen, der nicht in der Mitte zwischen den Hauptträgern der Brücke, sondern in der Mitte der Windfläche der Klappe liegt. Bestimmend für die Anordnung nur eines Zahnkranzes und die Unterbringung des Antriebes auf dem Rückarm der Klappe war der Gedanke, den elektrischen Antrieb möglichst einfach und zweckmäßig zu gestalten ohne verbindende Wellen und ohne Kegelräder.

Bei Klappbrücken werden im Vergleich zu Dreh- und Hubbrücken besondere Anforderungen an den elektrischen Antrieb durch die wechselnden Windbeanspruchungen gestellt. Die Klappe bietet dem Wind eine große Angriffsfläche, so daß je nach der Bewegungs- und Windrichtung stark wechselnde Drehmomente im belastenden oder treibenden Sinne auftreten. Die für den Klappenantrieb der Deimebrücke bei Winddrücken bis 50 kg/m<sup>2</sup> errechneten Drehmomente am Motor steigen beim Öffnen gegen diesen — während des Betriebes zu überwindenden — höchsten Winddruck von etwa 3 kg/m auf 17,2 kg/m. Beim Schließen mit diesem — dann unterstützenden — Winddruck ist vom Motor ein von 8 kg/m auf etwa 1 kg/m abnehmendes Drehmoment abzubremesen. Wegen dieser stark wechselnden Drehmomente werden bei Antrieben dieser Art im allgemeinen Motoren mit praktisch lastunabhängiger starrer Drehzahl verwendet, denn Motoren mit lastabhängigem Drehzahlverhalten würden während der Bewegung zu hohe Drehzahlen und beim Einfahren und Aufsetzen stark unterschiedliche Geschwindigkeiten ergeben, was zu ungünstigen Beanspruchungen durch Stöße und Schwingungen der Konstruktion führen kann.

Obwohl solche hohen Windbelastungen nur an wenigen Tagen im Jahr vorkommen, muß bei einem Antrieb mit starrer Drehzahl, also gleichmäßiger Geschwindigkeit bei jedem Winddruck, die gesamte elektrische Ausrüstung für diese selten auftretende Höchstleistung bemessen werden, also nicht nur der elektrische Antrieb, sondern auch der Netzanschluß mit den Umspannern.

Es wurde daher für diesen Brückenantrieb eine neue, vom jeweiligen Winddruck abhängige elektrische Steuerung vorgesehen, die diese Nachteile vermeidet, nämlich die stufenlose Leonardsteuerung mit Dämpfungsmaschine.

Ein vom Netz mit 380 V, 50 Hertz, gespeister 37-kW-Drehstrommotor treibt den unmittelbar gekuppelten 24-kW-Gleichstrom-Nebenschluß-Leonardgenerator an. Wie aus Abb. 3 ersichtlich ist, sitzt auf derselben Welle als dritte Maschine noch eine Gleichstrom-Verbund-6-kW-Erregermaschine, die den Steuerstrom und die Feldströme für die beiden 9,9-kW-Gleichstrom-Antriebmotoren der Brückenklappen liefert.

Diese beiden Antriebmotoren mit einer Kupplung und Bremse sind zu beiden Seiten eines öldichten Räderkastens mit den drei Stirnradvorgelegen auf dem Rückarm der Klappe eingebaut. Der ganze elektrische Antrieb rollt also beim Klappen der Brücke mit dem Antriebritzel auf dem Zahnkranz mit. Die Bremsen sind so bemessen, daß sie die Klappbrücke gegen einen Winddruck von 50 kg/m<sup>2</sup> in jeder Stellung noch halten können.

Die Motoren sind so gewählt, daß auch ein Motor allein in entsprechend längerer Zeit die Klappe antreiben kann.

Das Zahnritzel und der Zahnkranz sind ebenso wie der Antrieb absichtlich wesentlich überbemessen als Sicherheit gegen Brüche und Schwingungen.

Die bei der Leonardsteuerung sonst übliche Steuerung der Ankerspannung des Generators und damit der Drehzahl der Arbeitmotoren durch Widerstandsregelung des Generatorfeldes wird hier durch eine mit einer kleinen Schwungscheibe gekuppelte Dämpfungsmaschine ersetzt. Diese 0,5-kW-Gleichstrommaschine, deren Anker dem Feld des Leonardgenerators parallel geschaltet ist, bewirkt ein stufenloses Abklingen der Geschwindigkeit bis zu der erforderlichen Einfahrtgeschwindigkeit und eine beträchtliche Zeitersparnis, da die Geschwindigkeit stets selbsttätig mit dem einmal eingestellten günstigsten Werte geregelt wird. Beschleunigungs- und Bremsstöße werden vom Triebwerk und der Konstruktion ferngehalten und Stromspitzen vermieden.

Außer der Dämpfungsmaschine hat der Maschinensatz schließlich noch eine „Selbstregelmaschine“. Diese, vom Umformer angetriebene, 1,2-kW-Gleichstrom-Hilfs-Erregermaschine bewirkt durch besondere Schaltung selbsttätig das stufenlose Anpassen der Klappengeschwindigkeit an den jeweiligen Winddruck und überwacht die Einhaltung einer gleichmäßigen, niedrigen Geschwindigkeit beim Einfahren der Klappe.

Durch diese Anpassung der Geschwindigkeit an den Winddruck wird die Belastung des Netzes, auch bei steigendem Drehmoment an der Klappe, niedrig gehalten. Für alle Regelvorgänge, wie Anfahren, Bremsen und Anpassen der Geschwindigkeit an die Windbelastung, sind kleine Maschinen vorhanden, die unter Vermeidung verwickelter Geräte mit vielen Kontakten stufenlos und stoßfrei den Antrieb steuern. Die willkürliche Bedienung von Hand wird durch die selbsttätige Beeinflussung der Geschwindigkeit ersetzt. Die einmal eingestellten günstigen Werte der Beschleunigung und Verzögerung werden immer eingehalten. Die Bedienung ist denkbar einfach.

Der Brückenarm macht infolge der Durchbiegung des in der Verkehrslage befahrenen Teiles der Klappe Bewegungen. Infolgedessen muß das am Rückarm gelagerte und im Eingriff mit dem Zahnkranz befindliche Antriebritzel sich beim Auftreten dieser Bewegungen des Brückenarmes frei drehen können. Es ist daher eine durch einen kleinen elektrischen Motor angetriebene Bremsluftvorrichtung eingebaut, die nach dem Festbremsen und der Verriegelung der Klappe die Motorbremse selbsttätig lüftet und die Bremse während der ganzen Dauer der Verkehrslage in dieser Stellung hält, wenn die Brücke in der Verkehrslage angekommen ist. Das Antriebritzel kann sich dann, entsprechend den Bewegungen des Brückenrückarmes, frei drehen, so daß irgendwelche Beanspruchungen im Getriebe während der Verkehrslage der Brücke ausgeschlossen sind. Die Bremsen sitzen auf den Motorwellen und wirken federnd, sie werden durch Eldrogeräte betätigt.

Das Eldrogerät besteht im wesentlichen aus einem ölgefüllten Gußeisenzylinder, in dem ein Kolben leicht verschiebbar durch Ölüberdruck bewegt wird. Der Ölüberdruck wird durch eine von einem kleinen Elektromotor angetriebene Ölpumpe erzeugt. Die Hubbewegung des Kolbens wird auf das Bremsgestänge übertragen.

In Gefahrenfällen, wie Notbremsungen durch Netzausfall und bei ähnlichen Störungen während der Bewegung, kann zwar aus dem Netz keine

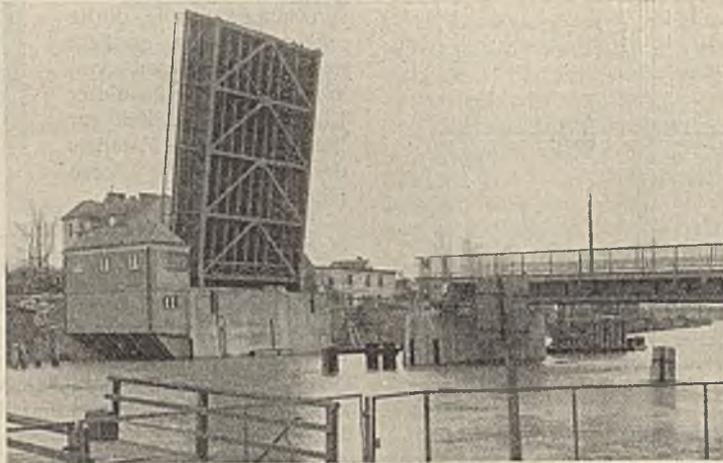


Abb. 1. Die Deime-Klappbrücke in Tapiau.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1936, Heft 25, S. 349.

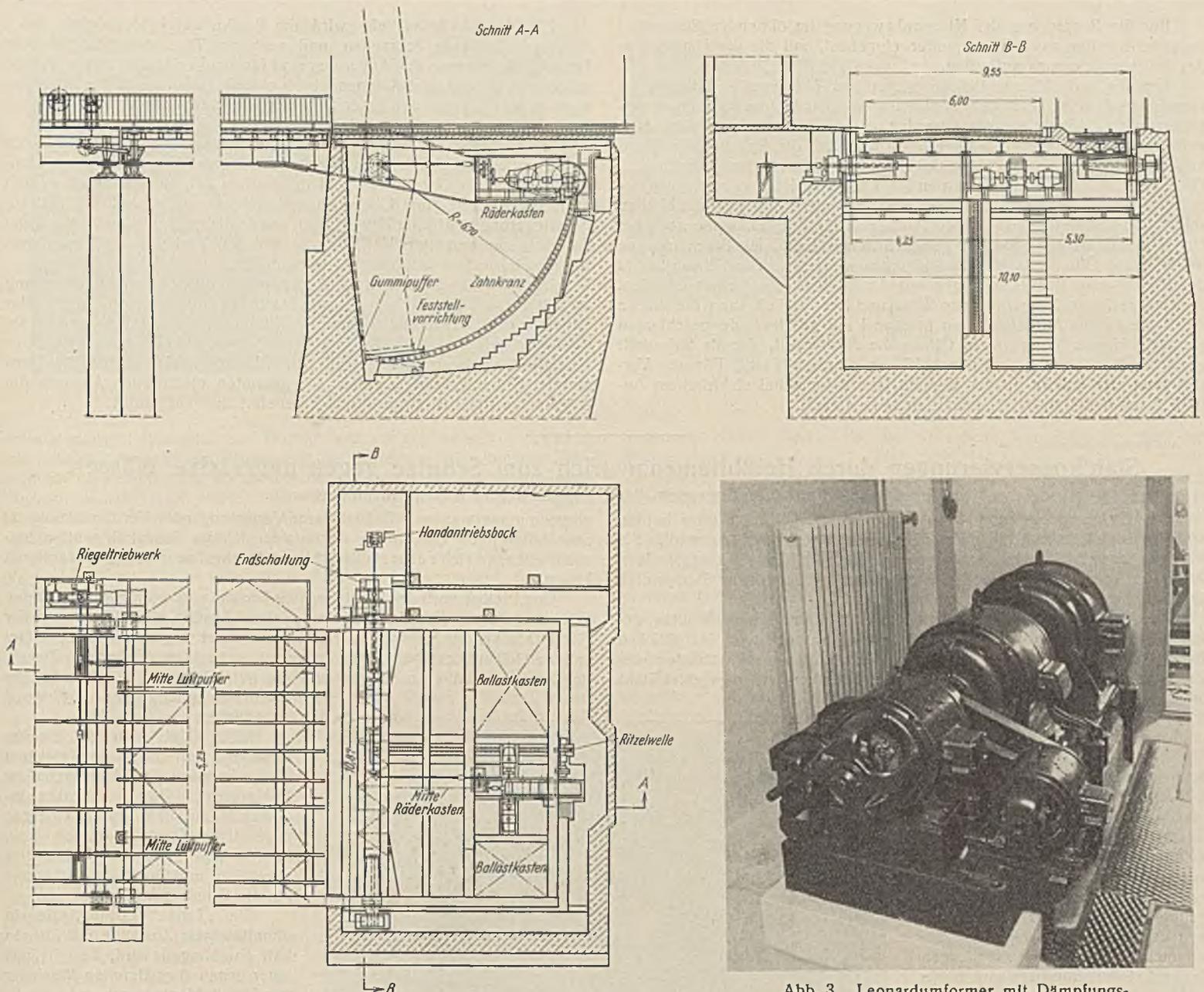


Abb. 2. Gesamtanordnung der Maschinenanlage der Deime-Klappbrücke.

Abb. 3. Leonardumformer mit Dämpfungs- und Selbstregelmaschine.

Energie entnommen werden, es ist aber in den umlaufenden Anker des Leonardumformers noch soviel Energie gespeichert, daß auch ohne Netz kurzzeitig eine stufenlose elektrische Bremsung mit Dämpfungsmaschine durchgeführt werden kann. Durch dieses Zusammenwirken der elektrischen und mechanischen Bremsung wird erreicht, daß auch die Notbremsung stoßfrei einsetzt und die Bremsverzögerung allmählich zunimmt. Mit dem Abklingen der elektrischen Bremsung kommt durch die mechanische Bremse das volle Bremsmoment zur Wirkung, so daß die Bremsicherheit erhalten bleibt. Die Bremslüftung von Hand geschieht gleichzeitig bei Umkupplung vom elektrischem zum Handantrieb.

Der Handantrieb ist nicht auf dem Brückenrückarm, sondern im Keller des Bedienungshauses neben der Brücke untergebracht. Hier ist der Handkurbelbock aufgestellt, von dem die Wellenleitung durch die Hauptachse der Klappe über zwei Kegelradvorgelege und eine Gewinde-Lastdruckbremse das Ritzel antreibt. Der Bock ist mit zwei Kurbelwellen versehen. Bei geringem Wind kann die Brücke durch zwei Mann auf dem Schnellgang ohne besondere Anstrengung bewegt werden. Für die Überwindung größerer Widerstände wird die Kurbel

auf ein weiteres Vorgelege umgesteckt. Es werden dann unter Umständen vier Mann zum Bewegen nötig.

In diesem Raum ist auch die elektrische Endschaltung aufgestellt, die von der Hauptdrehachse aus betätigt wird. Die Ausrückvorrichtung zwischen Handantrieb und elektrischem Antrieb ist in dem Getriebekasten untergebracht.

An die Klappbrücke schließt sich eine eiserne, feste Brückenöffnung an. Unter dem Fußweg bewegt ein Triebwerk (Abb. 2) durch einen

3,3-kW-Drehstrommotor die beiden Schwenkriegel, die die Klappenspitze mit etwa 0,5 t je Hauptträger in der Verkehrslage auf die Auflager drücken. Auch dieses Triebwerk ist mit Ersatzhandantrieb versehen, der von dem Geländer der festen Brückenöffnung aus betätigt werden kann. Die Verbindungshebel an der Klappenspitze sind solange eingelegt, wie die Bremsen in der Verkehrslage der Brücke außer Wirkung gesetzt sind.

An der Klappenspitze sind zwei Luftpuffer angeordnet, die ein noch zulässiges Aufsetzen der Brücke bewirken, wenn sie mit größeren Geschwindigkeiten, als vorgesehen, einfahren sollte.

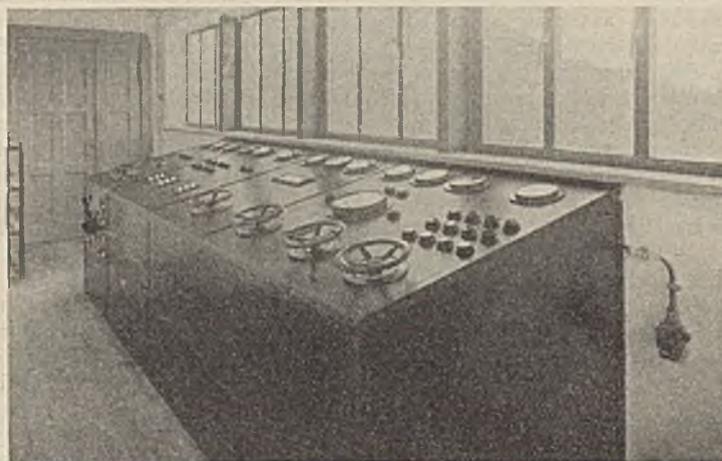


Abb. 4. Schalt-pult der Deime-Klappbrücke.

Für die Begrenzung der Klappenbewegung im öffnenden Sinne sind im Brückenkeller zwei Gummipuffer eingebaut, auf die die Hauptträger des Brückenrückarmes auftreffen.

Um die aufgeklappte Brücke gegen das Mauerwerk festlegen zu können, sind weiterhin im Brückenkeller zwei Festhaltevorrückungen verankert, die von Hand eingelegt werden. Der Klappenrückarm liegt dann auf den vorerwähnten Gummipuffern, während die Spindeln der Festhaltevorrückungen an Anschläge des Brückenrückarmes herangedreht sind. Diese Festhaltevorrückungen werden nicht bei jeder Klappenbewegung eingelegt, sondern nur dann, wenn die Brücke längere Zeit geöffnet bleiben soll. Diese Vorrichtung ist so bemessen, daß die Brückenklappe noch bei einem Winddruck von 100 kg/m<sup>2</sup> gehalten werden kann. Die Brückenklappe ist in jeder Öffnungslage vollständig ausgewuchtet. Die Schwerpunkte der Vorder- und Rückarme liegen mit der Drehachse auf einer Geraden.

Bei geringen Momenten aus Wind und Feuchtigkeit kann die Brücke durch die beiden Antriebmotoren in etwa 1 min geöffnet oder geschlossen werden. Hierzu kommt beim Öffnen die Auslaufzeit, die als Sicherheit gegen treibenden Winddruck auf 17 sek eingestellt ist. Für die Verriegelung der Brücke in der Verkehrslage werden bei elektrischem Antrieb 5 sek benötigt, bei Handantrieb etwa 45 sek.

Alle Rechte vorbehalten.

## Stahlkonservierungen durch Heißbitumenanstrich zum Schutze gegen aggressive Wässer.

Von Dr.-Ing. Paul Wendiggensen, Regierungsbaumeister a. D. in Mainz-Weisenau.

Die Emschergenossenschaft in Essen hat dem Schutze ihrer Bauten und Bauwerksteile von jeher besondere Aufmerksamkeit zugewandt. Sie ist dazu auch gleichsam gezwungen, da die zum Teil stark aggressiven Abwässer sonst zu einer großen Gefahr für die Kläranlagen, Pumpwerke und sonstigen Bauten werden können.

Innerhalb der Konservierungsmaßnahmen kommt dem Schutze gefährdeter Stahlfächen eine besondere Bedeutung zu; denn die üblichen Baustähle sind unter den gegebenen Verhältnissen am stärksten der Zerstörung ausgesetzt. Da bei vielen Bauten im Bergsenkungsgebiet Stahl in bevorzugtem Maße verwendet wird, tritt die Konservierungsfrage eindringlich in den Vordergrund.

Bei der Auswahl geeigneter Schutzüberzüge für stählerne Bauwerksteile stützt sich die Emschergenossenschaft in erster Linie auf ihre reichen Erfahrungen. Weitgehend werden aber auch die durch Dauerversuche gewonnenen Erkenntnisse verwertet. Denn die Emschergenossenschaft unterhält einen eigenen Versuchsstand, wo in enger Zusammenarbeit mit der einschlägigen Industrie Schutzüberzüge und Werkstoffe aller Art unter schwierigen Bedingungen in hochaggressivem Abwasser eingehend geprüft werden. Im Zeichen der gegenwärtigen Rohstoffknappheit wird der Erprobung heimischer Farben und Schutzüberzüge besondere Aufmerksamkeit entgegengebracht. — Verfasser hatte während seiner mehrjährigen Tätigkeit bei der Emschergenossenschaft Gelegenheit, den erwähnten Versuchsstand zu leiten und im Rahmen von Neubauten und Unterhaltungsarbeiten verschiedene Konservierungen größeren Umfanges durchzuführen. Dabei kam eine Reihe erprobter Verfahren zur Anwendung.

Bemerkenswert sind einige Konservierungen aus neuerer Zeit. Sie wurden stellenweise nach dem hochwertigen Bitumen-Heißanstrich-Verfahren der Firma C. Fr. Duncker & Co., Komm.-Ges., Hamburg, mit „Ferroid“-Bitumen-Emaille vorgenommen. Da sich dieser Schutzüberzug während der langdauernden Versuche mit Probeplatten und Probeanstrichen sowohl hinsichtlich seines Verhaltens unter Wasser wie auch über Wasser (Abwasser) gut bewährt hatte, stand seiner Verwendung nichts im Wege.

Bevor auf die behandelten Bauteile näher eingegangen wird, sollen einige grundsätzliche Ausführungen über das Verfahren vorausgeschickt werden.

Die Firma Duncker bedient sich bis auf den heutigen Tag der Arbeitsverfahren, die sie schon seit Jahrzehnten mit Erfolg bei der Konservierung der wasserführenden Zellen im Schiffbau u. dgl. anwendet. Sie lehnt Spritzleinrichtungen grundsätzlich ab und beschränkt sich ausschließlich auf die Verarbeitung ihrer Erzeugnisse von Hand.

Die Behandlung beginnt damit, daß die zu schützenden Flächen zunächst in jeder Beziehung gründlich von anhaftendem Rost und Schmutz befreit werden. Die Reinigung kann unter günstigen Umständen mittels Stahlbürsten von Hand oder unter Verwendung sich drehender Stahlbürsten

Für den Straßenverkehr wird die Brücke auf beiden Seiten durch elektrisch bediente Schranken und auch am Tage gut sichtbare rote Lichtsignale abgesperrt. Außerdem sind für den Kleinbahnverkehr Signale aufgestellt, die mit dem Klappenantrieb blockiert sind. Für die Schifffahrt sind an der Klappe auf jeder Seite zur Regelung des Verkehrs farbige Betriebssignale angeordnet.

Die Bedienung der Klappe und ihrer Hilfsantriebe geschieht durch Druckknöpfe von einem gemeinsamen Schaltpult (Abb. 4) im Maschinenhaus neben der Brücke aus, auf dem neben den Bedienungselementen auch die Anzeige- und Überwachungsgeräte vereinigt sind. Bei dieser Fernsteuerung sämtlicher Bewegungen wurde die gegenseitige Verblockung der Antriebe und ihre Verriegelung mit den Verkehrs- und Schifffahrtssignalen besonders sorgfältig durchgebildet.

Das Maschinenhaus und die Keller werden durch eine Sammelheizung im Winter erwärmt. Auf gute Beleuchtung und Zugänglichkeit aller Räume und Maschinenteile einschließlich des Klappenkellers wurde besonders geachtet.

Die Stahlkonstruktionen und die Maschinenanlagen hat die Dortmunder Union Brückenbau AG, die gesamten elektrischen Anlagen die Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft geliefert und ausgeführt.

vorgenommen werden. Bei stärkerer Verrostung oder Verschmutzung ist aber unter allen Umständen ein leistungsfähiges Sandstrahlgebläse hinzuzuziehen, da sich nur metallisch blanke Flächen zuverlässig konservieren lassen.

Unmittelbar nach der Reinigung wird auf die sorgfältig vorbereiteten Flächen ein erster Grundanstrich mit „Tenax“-Lösung, einem Erzeugnis der Firma Duncker, aufgetragen. Der Anstrich trocken wegen seines hohen Gehaltes an leicht flüchtigen Bestandteilen sehr schnell ab. Er hat den Zweck, tief in die Poren einzudringen und die gereinigten Stahlfächen bis zur Weiterbehandlung gegen Flugrost zu schützen.

Meist folgt dann ein zweiter Grundanstrich mit der gleichen Masse kurz vor dem Aufbringen der Deckschicht. Dieser soll den in zwischen auf dem ersten Überzug angesetzten Staub entfernen bzw. binden und gleichzeitig eine einwandfreie und haftfeste Unterlage für die Schutzschicht abgeben.

Die „Tenax“-Lösung, die in dünnflüssigem Zustande mit Pinseln kalt aufgetragen wird, besteht aus einer genau abgestimmten Mischung von Steinkohlenteerpech und asphaltartigem Erdölbitumen, aufgelöst in Kohlenwasserstoffen.

Die eigentliche Konservierungsschicht, die „Ferroid“-Bitumen-Emaille, wird bei Temperaturen von 140 bis 180° in einem Arbeitsgang

mit Sonderbürsten auf die Grundanstriche aufgebracht. Steinkohlenteerpech, asphaltartige Erdölbitumen und Naturasphalte in verschiedenen Härtegraden sind die Grundbestandteile dieser Masse, die in fertiger Zusammensetzung angeliefert wird. Als Füllstoff enthält sie meist Asbestmehl oder Asbestspäne. — Der Gesamtanstrich, der sofort nach dem Auftrag erhärtet und Schutz bietet, hat eine Dicke von 2 bis 3 mm.

Häufig werden die im Bereiche des Wassers liegenden Flächen noch mit einem Zementbrei aus kalkarmem Hochofenzement gestrichen. Dieser Überzug darf möglichst erst kurz vor dem Unterwassersetzen der mit Bitumen behandelten Flächen aufgebracht werden, da er sonst durch Sonnenbestrahlung Schaden erleiden kann. Er hat die Aufgabe, die eigentliche Konservierungsschicht gegen chemisch lösend wirkende Einflüsse von außen zu schützen.

Die Verarbeitung der heißflüssigen „Ferroid“-Bitumen-Emaille stellt recht hohe Anforderungen an die Geschicklichkeit der Facharbeiter, wenn das Verfahren zum Erfolg führen soll.

Bei dem ersten Gegenstande handelte es sich um die Innenkonservierung einzelner Abschnitte der Großdruckrohrleitung Alte Emscher im Hamborner Bezirk. Die rd. 2 km lange Leitung besteht aus drei stählernen Rohrsträngen von je 1800 mm Durchm. Sie mußte kurz vor dem Weltkrieg angelegt werden, um ein durch den Bergbau abgesunkenes Sammelgebiet zum Rhein hin entwässern zu können. Als in den Jahren 1934/36 im Zuge der Druckrohrleitung die Kläranlage Alte Emscher errichtet wurde, waren für Zu- und Ablauf des Absitzbeckens sechs An-

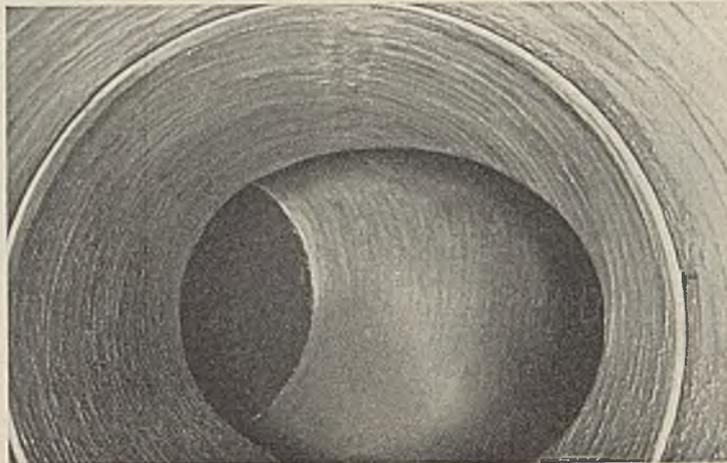


Abb. 1. Inneres einer Leitung des Kläranlagenablaufes.

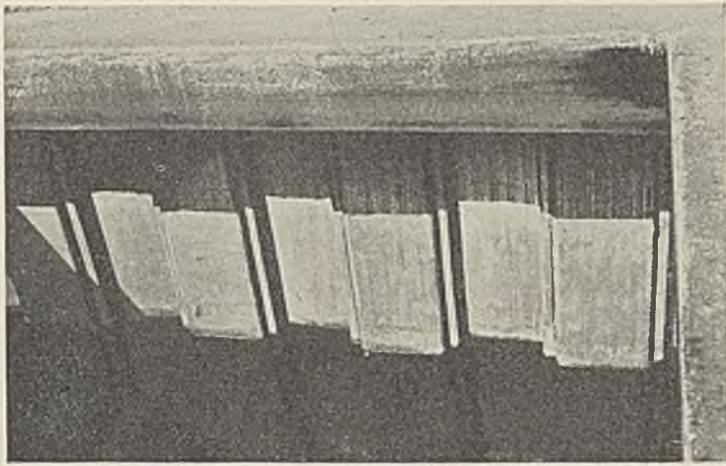


Abb. 2. Spundwandstreifen im östlichen Einlaufgerinne.

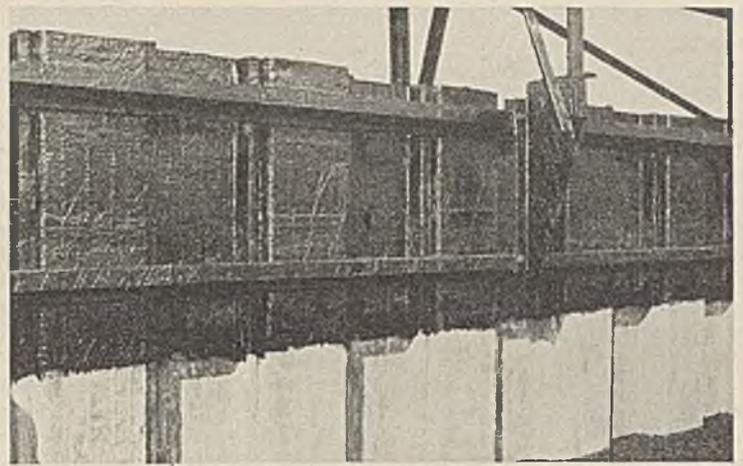


Abb. 3. Spundwandleitwerk.

schlußleitungen herzustellen. Hierfür wurden größtenteils gebrauchte, aus einem aufgehobenen Seitenstrang der Hauptleitung stammende Rohrschüsse verwendet. Da deren Innenwandungen stellenweise erhebliche Korrosionszerstörungen zeigten, eine Verschrottung jedoch nicht erwägenswert war, entschloß sich die Bauleitung zur Wiederverwendung der Rohre, nachdem diese vorher einen hochwertigen Innenschutz mit Dunckerscher „Ferroid“-Bitumen-Emaile erhalten hatten. In gleicher Weise wurden auch die wenigen neu beschafften Rohr- und Formstücke behandelt. Insgesamt sind etwa 1000 m<sup>2</sup> Innenflächen behandelt worden.

Für die Wahl des Dunckerschen Verfahrens sprachen im wesentlichen die folgenden Gesichtspunkte. Zunächst war darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Konservierungsarbeiten zum Teil in den bereits verlegten Anschlußleitungen ausgeführt werden mußten. Wegen der dadurch erschwerten Bewegungsmöglichkeit und der mangelhaften Lüftung kam nur eine verhältnismäßig einfach und gefahrlos von Hand aufzubringende Schutzschicht in Frage. Diese mußte dem besonders aggressiven, mit Phenolen, Säuren und Laugen angereicherten Industrieabwasser, außerdem aber auch den mechanischen Beanspruchungen durch den das Wasser durchsetzenden Kohlschlamm und Sand widerstehen können.

Die Konservierung wurde in der geschilderten Weise teils in der fertig verlegten Leitung, teils über Tage an den lagernden Rohrschüssen und teils im Lieferwerk (bei den neu gelieferten bzw. umgebauten Rohren) vorgenommen. Da die vorhandenen Rohre stark verschmutzt und verrostet waren, wurde für die Reinigung der Innenwandungen ein Sandstrahlgebläse angesetzt.

Abb. 1 (Blitzlichtaufnahme in einer Leitung des Kläranlagenablaufs) zeigt das fertig konservierte Rohr kurz vor der Einmündung in die Hauptleitung. Zur Erhöhung der Haltbarkeit wurden alle bitumenbehandelten Flächen mit dem erwähnten Zementaufstrich versehen.

Im zweiten Falle handelte es sich um die nachträgliche Konservierung von stählernen Spundwandleitwerken, Spundwandeinfassungen und Stahlkonstruktionen auf der Emscherflußkläranlage in Essen-Karnap. Die Arbeiten wurden im Rahmen einer Gesamtüberholung der seit acht Jahren in Betrieb befindlichen Kläranlage im Frühjahr 1936 ausgeführt, nachdem an den im Bereiche des Abwassers liegenden Stahlflächen erhebliche Korrosionszerstörungen festgestellt worden waren. Diese verlangten nach einem wirkungsvollen Schutze, wenn nicht die fraglichen Bauwerksteile ernstlich in Gefahr geraten sollten. Die Gesamtarbeit umfaßte die Behandlung von etwa 5400 m<sup>2</sup>. Sie wurde in drei Lose aufgeteilt und an drei verschiedene Firmen zur gleichzeitigen Behandlung vergeben. Die Verwaltung entschloß sich zu dieser Maßnahme, um die Eignung der an sich erprobten Sonderverfahren nochmals im Rahmen eines Großversuches unter Beweis zu stellen. Das auf die Firma Duncker entfallende Los umfaßte rd. 1700 m<sup>2</sup>.

Die Vorbehandlung der zu schützenden Spundwandflächen und Eisenkonstruktionen erforderte im vorliegenden Falle besonders große Aufwendungen, da zunächst eine feste Schlamm-Rost-Kruste zu beseitigen war. Mit Hammer, Spachtel und Sandstrahlgebläse gelang die Säuberung aber vollkommen, so daß die geforderte

metallisch blanke Fläche für die eigentliche Konservierung zur Verfügung stand.

Abb. 2 u. 3 zeigen Ausschnitte aus den gut gelungenen Arbeiten. Auf Abb. 2, die einen Spundwandstreifen im östlichen Einlaufgerinne darstellt, kommt die Anstrichtechnik besonders klar zum Ausdruck. Hier „sitzt“ jeder Bürstenstrich, indem sich alle Strichbreiten gut überdecken. Auch Abb. 3, die einen Teil des konservierten Spundwandleitwerkes zeigt, läßt die Verarbeitungsweise erkennen. Allerdings ist hier der Gesamteindruck durch das nicht zu verhindernde Abtropfen von Konservierungsgut bei der Behandlung der aufgehenden Eisenkonstruktion etwas verwischt. Unmittelbar vor dem Fluten wurden die unter Wasser liegenden Spundwandflächen mit Zementbrei gestrichen.

Eine weitere bemerkenswerte Konservierung mit Dunckerschen Erzeugnissen, die Ende 1936 ausgeführt wurde, umfaßte die Behandlung eines Methangasbehälters auf der Kläranlage Essen-Nord. Dem Dunckerschen Verfahren wurde damit ein neues Anwendungsgebiet erschlossen.

Bei dem Gasbehälter handelte es sich um einen Naßbehälter von 1000 m<sup>3</sup> Inhalt. Er ist ein Bestandteil der von der Stadt Essen neu errichteten Gastankstelle und dient als Sammelbehälter für das aus den Faulräumen entweichende Methangas dergestalt, daß das in der Nacht anfallende Gas gesammelt wird, um dann am folgenden Tage verdichtet zu werden. Da das Faulgas bis zu 25% Kohlensäure enthält, sättigt sich das Beckenwasser mit diesem Gas und wird dadurch, da es nicht erneuert wird, stark aggressiv. Damit kann es nachweislich zu einer großen Gefahr für das Becken und die sonstigen mit ihm in Berührung kommenden Stahlflächen werden. Aus diesem Grunde hielt die Bauleitung die allgemein üblichen Gasbehälterkonservierungen für nicht ausreichend und wählte einen hochwertigen Schutzüberzug nach dem Dunckerschen Verfahren. Probeplatten, nach diesem Verfahren behandelt, hatten sich während mehrmonatiger Beobachtung in der Gassammelhaube eines Faulbehälters nicht verändert. Außerdem bot die von Hand getragene Isolierschicht wieder die Möglichkeit eines einfachen und gefahrlosen Arbeitens innerhalb des Behälters von 12 m Durchm. und 9 m Höhe.

In diesem Zusammenhang sei bemerkt, daß beim Auftragen der „Tenax“-Grundanstriche (wie auch bei allen ähnlichen Grundanstrichen) in schlecht belüfteten Räumen, Behältern, Zellen u. dgl. stets große Vorsicht geboten ist. Die Kohlenwasserstoffe enthaltenden Lösungsmittel verdunsten sehr schnell und bilden gefährliche Dämpfe, die bei Unachtsamkeit zu schweren Explosionen führen können. Eine Gefahr ist aber ausgeschlossen, wenn geeignete Absaugvorrichtungen vorhanden sind oder wenn durch Preßluft ein Überdruck im Arbeitsraum erzeugt wird, der die sich bildenden Dämpfe zum Entweichen bringt. Der letzte Weg ist meist der einfachste, da Preßluftgeräte fast immer auf der Baustelle zur Verfügung stehen. Er wurde auch im vorliegenden Falle beschritten.

Bei den etwa 1000 m<sup>2</sup> Gasbehälterflächen, die mit „Ferroid“-Bitumen-Emaile behandelt wurden, handelte es sich nur um die unzugänglichen, unmittelbar mit dem Beckenwasser bzw. dem Methangas in Berührung kommenden Becken-

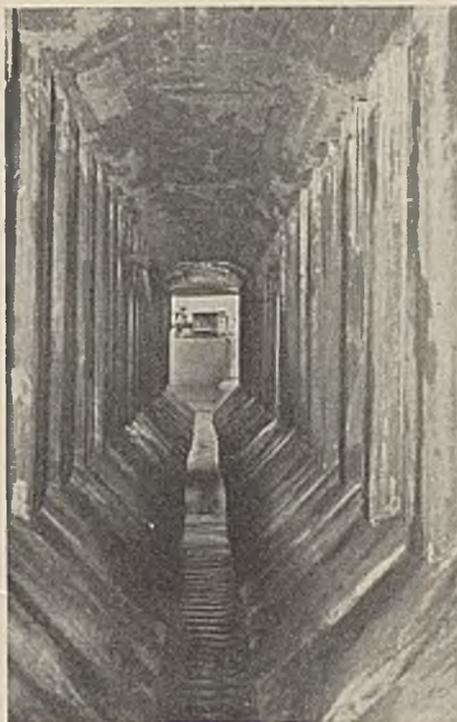


Abb. 4.

Abwasser-Spundwandkanal Gelsenkirchen.

und Glockenwandungen. Die übrigen Flächen erhielten einen einfachen Rostschutzanstrich.

Da Vorsorge getroffen war, daß die Behälterbleche vor Rostansatz geschützt bleiben, erübrigte sich eine Sandstrahlentrostung. Es genügte, die zu behandelnden Flächen gründlich mittels sich drehender Stahlbürsten zu säubern. Damit wurde auch die Sandstrahlbehandlung innerhalb des geschlossenen Beckens vermieden.

Die Konservierung hatte sich dem Fortgang der Montagearbeiten anzupassen. Zuerst wurde das Innere der aufgehenden Beckenwand behandelt. Dann kam abschnittsweise die Glocke an die Reihe, die auf einem Gerüst in Beckenoberkante in Schüssen zusammengesetzt und abgesenkt wurde. Den Schluß bildeten Glockendecke einschließlich Dachgespärre und Beckenboden. Eine Zementwaschung war dieses Mal nicht erforderlich.

Erwähnt sei schließlich noch die Konservierung eines stählernen Abwasser-Spundwandkanals in Gelsenkirchen, über die bereits an anderer Stelle berichtet wurde<sup>1)</sup>. Die Erfahrung zeigt, daß die Schlösser stählerner Spundwände nur selten völlig wasserdicht sind. Meist sickern Teile des hinter der geramnten Wand stehenden Grundwassers in den Schloßfugen nach unten. Ein Zudecken der Fugen mit Bitumen führt bei dem ständig wirkenden Wasserdruck und der Verformungsfähigkeit des Bitumens bald zur Bildung von wassergefüllten Blasen, die schließlich aufplatzen. Das bringt Gefahren für die Wand mit sich, da die Konservierungsschicht in der Umgebung der Schlösser leicht gewaltsam von den Spundbohlen gelöst werden kann. Aus diesem Grunde wurde Wert darauf gelegt, die Fugen offen zu halten. Es wurde erreicht, indem die Schloßfugen sofort nach dem Aufbringen der „Ferroid“-Bitumen-Emaille durch sorgfältiges Aufreißen vom Schutzüberzug befreit wurden. Somit kann das anfallende Sickerwasser nach wie vor ungehindert durch die Wand hindurchtreten, ohne die Schutzschicht und damit die Wandflächen der

<sup>1)</sup> Carp, Mitt. über die Stahlspundwand Hoesch 1936, Heft 2.

Spundbohlen zu gefährden, und das Rosten bleibt auf die Schlösser, die stärksten Stellen des Walzprofils, beschränkt.

Abb. 4 zeigt einen Teil des Spundwandkanals vor der Sandstrahlentrostung und dem Aufbringen des Heißanstriches. Auf eine Zementwaschung wurde verzichtet.

Bei den vorstehend beschriebenen Konservierungen wurden neben den Anforderungen an die Güte des Materials auch Forderungen hinsichtlich der Festlegung von Schmelz- und Brechpunkt gestellt. Diese lassen sich dahin zusammenfassen, daß die Schutzüberzüge unter und über Wasser weder im Sommer bei stärkster Sonnenbestrahlung noch im Winter bei niedrigsten Frosttemperaturen Schaden erleiden durften. Die zu berücksichtigende Abwassertemperatur wurde gewöhnlich mit +20 bis 25° für den Sommer und niedrigstenfalls mit +8° für den Winter angegeben.

Die Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften der Dunckerschen „Ferroid“-Bitumen-Emaille genügen den üblichen Anforderungen. Die Schutzschicht ist recht hart und damit auch widerstandsfähig, besitzt aber noch ausreichende Verformungsfähigkeit. Übrigens können Härte und Elastizitätsverhalten der Isollerschicht jeweils durch entsprechende Zusammensetzung des Mischgutes eingestellt werden. Erfahrungsmäßig kann die Schutzschicht als wasserfest gelten. Sie hat außerdem ein gutes Haftvermögen und zeigt keine hygroskopischen Eigenschaften, die zu Aufquellungen führen können.

In der heutigen rohstoffknappen Zeit, wo die Losung „Kampf dem Verderb“ eine nationale Bedeutung erlangt hat, sind die altbekannten und bewährten Heißkonservierungen mit bituminösen Stoffen wieder stark zur Geltung gekommen. Das beruht einmal darauf, daß es sich hierbei wie bei den Dunckerschen Erzeugnissen meist um Schutzüberzüge rein deutschen Ursprungs handelt. Zum anderen sind verschiedene Verfahren im Laufe der Jahre so weit entwickelt worden, daß sie manchen Konservierungen anderer Art vielfach ebenbürtig oder sogar überlegen wurden.

## Belastungsproben an Stahlpfählen und deren Anwendung bei der Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Arens, Magdeburg (früher Münster i. W.), und Regierungsbaurat Röhnisch, Münster i. W.

### I. Anwendung von Stahlpfählen bei der Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals.

Bei der Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals sind bisher für drei Bauwerke Stahlrammpfähle verwendet worden. Erstmals gelangten sie als Grundpfähle zur Ausführung, auf welche die Widerlager der Schulze-Tomberge-Brücke bei Senden im Zuge der 2. Fahrt am Rienbach (Abb. 1) aufbetoniert wurden.

Dann fanden sie eine weitergehende Anwendung beim Bau der Widerlager für die Gelmer Brücke im Zuge der 2. Fahrt an der Ems (Abb. 2); hier wurde eine Gründung mit Kasten-spundbohlen gewählt, die, ähnlich wie bei der Ostebrücke bei Hechthausen<sup>1)</sup>, nicht nur zur Aufnahme der Auflagerkräfte aus dem Stahlüberbau, sondern auch als Stützwände gegen den Erddruck der Rampenköpfe dienen. Beton ist bei diesem Bauwerk überhaupt nur zur Erhöhung der Quersteifigkeit der Auflagerkasten in Form einer rundeisenbewehrten Auflagerbank verwendet worden.

Schließlich kamen Stahlrammpfähle bei der Herstellung des sogenannten Emmerbachbauwerks zur Ausführung, das zur Überführung einer vorübergehenden Umlegung einer zweigleisigen Reichsbahnhauptstrecke über den Emmerbach dient. Die Umlegung der Bahnstrecke ist anlässlich des Baues der 2. Fahrt bei Hiltrup notwendig geworden, um im Zuge der alten Reichsbahnstrecke die neue Brücke über den Kanal herstellen zu können. Auch hier nehmen Kasten-spundwände sämtliche Lasten auf, und zwar die Widerlagerwände den Erddruck der Dammköpfe und die Kräfte aus dem Überbau, während die Mittelwand nur durch den Überbau und die Flügel nur durch Erddruck belastet werden (Abb. 3).

<sup>1)</sup> Landesbaurat Dr.-Ing. Wreden, Ostebrücke bei Hechthausen (mit Stahlwand-Unterbauten). Bauing. 1935, Heft 23/24.

Aus vorstehendem kann bereits ersehen werden, daß Verwendungszweck und statische Beanspruchung der Stahlpfähle bei allen drei Bauwerken recht erheblich voneinander abweichen. Außerdem wurden aber auch verschiedene Bauarten von Stahlpfählen selbst gewählt. Sämtliche Pfähle bestanden aus handelsüblichen Waizerzeugnissen. Sie haben sich alle gut bewährt. Ihre Vorteile gegenüber Holz- und Eisenbetonpfählen liegen hauptsächlich in der hohen Tragfähigkeit, Verwendungsmöglichkeit großer Pfahlängen, guter Rammbarkeit und Wirtschaftlichkeit<sup>2)</sup>. Kleinere Verbesserungsmöglichkeiten sind im Verlaufe der teilweise erstmaligen

Anwendung in Erscheinung getreten, können aber nichts am Gesamturteil ändern.

Für alle drei erwähnten Bauwerke gemeinsam ist die Maßnahme, daß ein besonderer Korrosionsschutz der Außenflächen nur bis 1 m unter Kanalwasserspiegel für erforderlich gehalten wurde, da erfahrungsgemäß die im Sand vorhandene Kieselsäure mit dem Eisenoxyd eine den Stahl erhaltende Schutzschicht bildet, die das Weiterrosten verhindert.

### II. Wegebrücke Schulze-Tomberge.

Die oben kurz beschriebene Anordnung eines Rostes von Stahlpfählen unter den Betonwiderlagern des Stahlüberbaues hatte sich als die wirtschaftlichste Gründungsart der Brücke erwiesen, nachdem die Bodenaufschlüsse ergeben hatten, daß erst in rd. 8 m Tiefe unter der Sohle der Betonwiderlager fester Mergel ansteht und die darüberliegenden Fein-

sandschichten nicht genügende Tragfähigkeit besitzen (näheres über die Bodenschichten vgl. Abb. 5 bis 7). Für jedes der beiden Widerlager wurden 16 Pfähle aus je zwei zusammengeschweißten Larssen-Spundbohlen normaler Festigkeit Profil IIa gewählt, die rd. 2 m in den festen Mergel

<sup>2)</sup> Vgl. Prof. Dr.-Ing. Agatz, Der Rammstahlpahl für Pfahlrostbauwerke. Bautechn. 1934, Heft 5 u. 6.

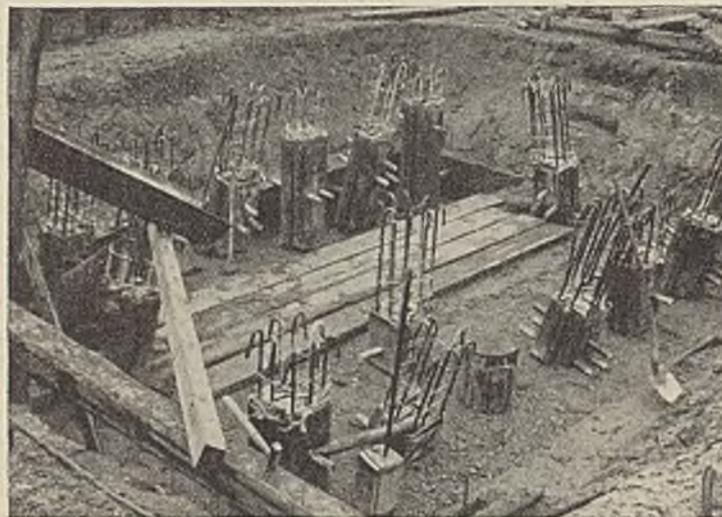


Abb. 1. Östliches Widerlager der Wegebrücke Schulze-Tomberge nach dem Rammen der Stahlpfähle.

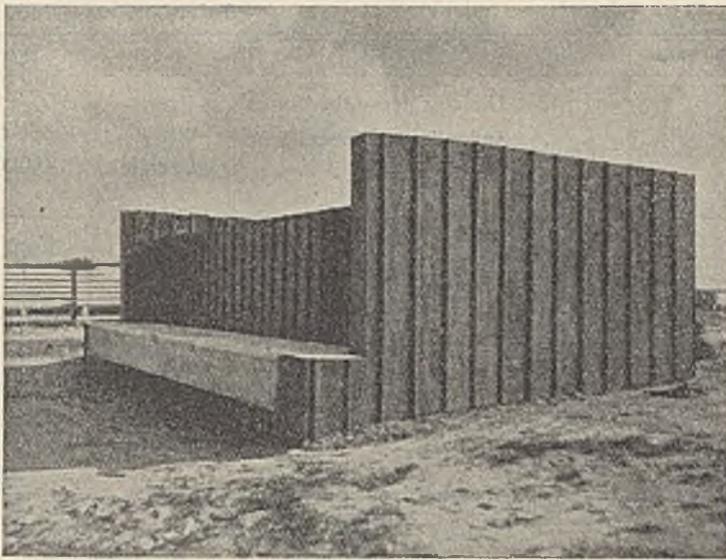


Abb. 2.

Widerlager der Gelmer Brücke im Bauzustande.

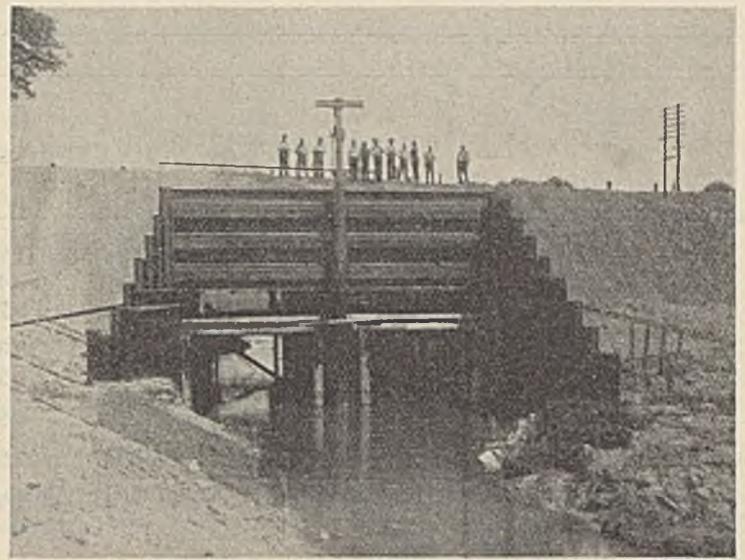


Abb. 3. Emmerbachbauwerk bei Hilstrup

im Zuge der behelfmäßigen Reichsbahnverlegung Münster—Hamm.

eingerammt wurden (Abb. 4). Die Pfähle des westlichen Widerlagers haben rd. 11 m Länge, die des östlichen rd. 9,4 m Länge. Die beiden zu einem Kasten verbundenen Bohlen sind derart elektrisch zusammengeschweißt, daß immer 100 mm Naht mit 200 mm Lücke abwechseln; diese Nähte befinden sich nur außen am Kasten. Außerdem sind die Enden der Bohlen auf 500 mm Länge innen und außen verschweißt.

normalen Schweiße entstehen könnte. Später, z. B. beim Emmerbachbauwerk, ist diese Verstärkungsnaht sogar auf 1 m verlängert worden.

Die Pfähle stehen abwechselnd lotrecht und schräg im Neigungsverhältnis 4:1. Die Rammung bereitete keinerlei besondere Schwierigkeiten. Durch die mergeligen Feinsande ließen sich die Pfähle mit geringer Mühe hindurchtreiben, erst nach Erreichen des festen Mergels nahm der Rammwiderstand zu. Für die 11 m langen Pfähle wurden im Mittel 350 Schläge benötigt. Ausgeführt wurde die Rammung mittels einer Universal-Dampframme von Menck & Hambrock mit einem 2,8 t schweren Bären, dessen Fallhöhe bei den Stahlpfählen in den unteren Schichten 1 m und bei dem hölzernen Vergleichspfahl entsprechend 0,5 bis 0,8 m betrug.

Bemerkenswert für den Rammvorgang ist das Absinken der Oberfläche des Bodenkerns im Innern der Kasten während des Rammens. Der Rauminhalt des

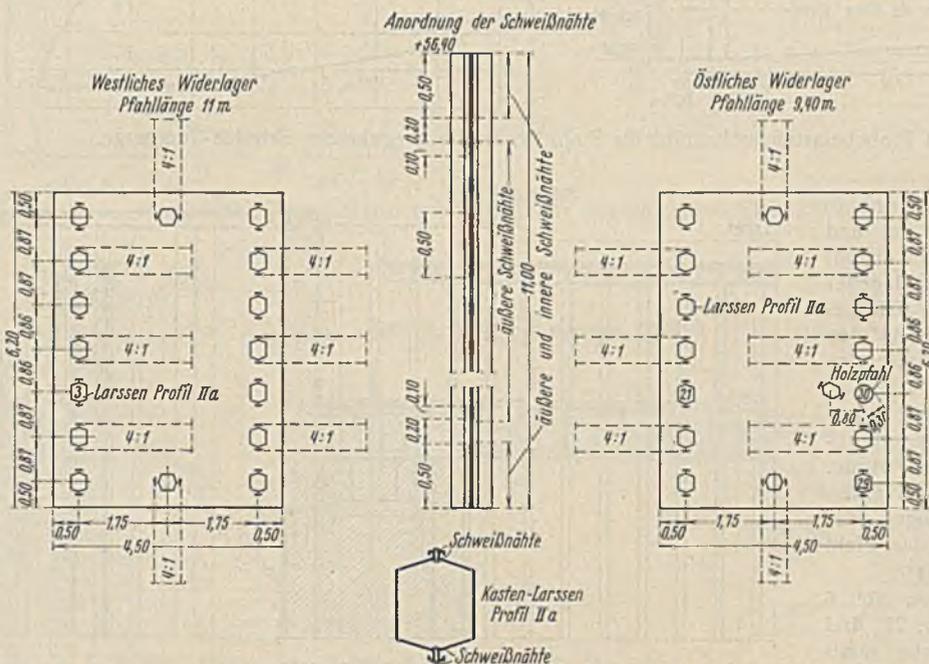


Abb. 4. Anordnung der Stahlpfähle für die Widerlager der Wegebrücke Schulze-Tomberge.

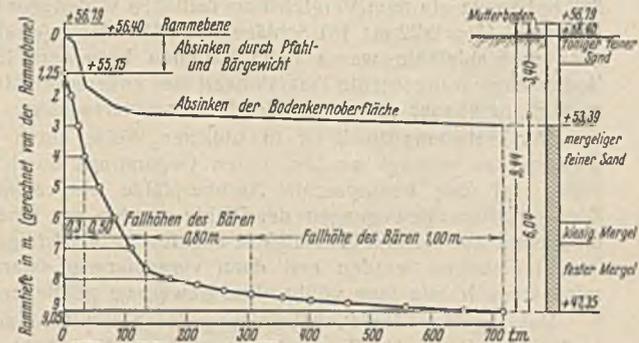


Abb. 5. Rammschaubild für Pfahl Nr. 29 der Wegebrücke Schulze-Tomberge.

Ferner ist noch im Abstände von 1,5 m vom oberen Ende je eine äußere durchlaufende Schweißnaht von 500 mm Länge angeordnet, weil nach früheren Erfahrungen der Lieferfirma an dieser Stelle unter besonders ungünstigen Umständen sonst beim Rammern eine Rissebildung in der

Bodenkern am Ende der Rammung ist im Verhältnis zum Rauminhalt des ursprünglichen Bodenkerns so klein, daß nicht angenommen werden kann, es handle sich nur um eine Verdichtung des Bodens. Vielmehr ist die Annahme berechtigt, daß der Boden sich beim Rammvorgang so

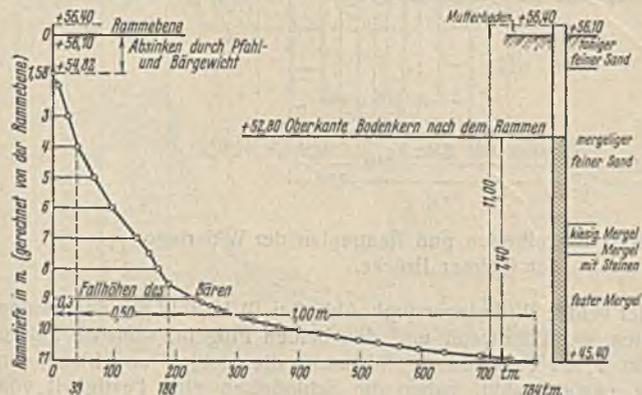
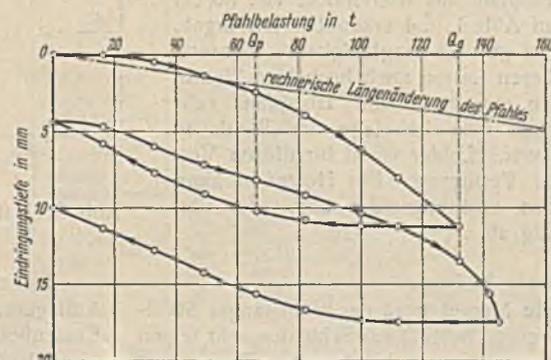


Abb. 6. Ramm- und Probelastungsschaubild für Pfahl Nr. 3 der Wegebrücke Schulze-Tomberge.



fest zwischen die Wandungen verspannt, daß der Kasten als voller Querschnitt anzusehen ist, der den darunterliegenden Sand teilweise verdrängt. Es sind bei mehreren Pfählen während des Rammens im Kasteninnern Lotungen ausgeführt worden, um das allmähliche Absinken der Kernoberfläche zu messen. Ein Beispiel hierfür gibt Abb. 5.

Im Bereich des sandigen Untergrundes verläuft die Absenkung der Kernoberfläche nahezu parallel mit der Pfahlspitze. Sobald dagegen der

Tafel I. Auswertung

Bauwerk	Pfahl Nr.	Baustoff	Profil	l Länge m	F <sub>B</sub> (Baustoff) cm <sup>2</sup>	F <sub>K</sub> (Kern) cm <sup>2</sup>	Umfang der erdberührten		Ramm- aufwand Energie tm	Q <sub>p</sub> Proport.- Grenze t
							Außenfläche U <sub>a</sub> cm	Innenfläche U <sub>Kern</sub> cm		
Wegebrücke Schulze-Tomberge	3	Stahl	Larssen IIa/IIa	11,00	118	982	157	122	784	66
	21	Stahl	Larssen IIa/IIa	9,46	118	982	157	122	842	50
	30	Holz	∅ 30 cm	9,22	706	—	94	—	441	17
Gelmer Brücke	38/39	Stahl	P. Sp. 30 L	19,30	245	895	253	121	—/3319	127
	30/31	Stahl	P. Sp. 30 L	19,30	245	895	253	121	1957/2694	113
Emmerbachbauwerk	136	Stahl	Larssen II/IIa	6,90	121	877	150	115	2140	36
Ostebücke b. Hechthausen <sup>1)</sup>	—	Stahl	P. Sp. 60 L	23,80	433	2188	349	191	—	180

<sup>1)</sup> Diese Ergebnisse der vom Landesbauamt Stade durchgeführten Probelastung sind zum Vergleich mit herangezogen worden.

Pfahlfuß in den festen Mergel eindringt, sinkt die Kernoberfläche nur noch unwesentlich durch Einrütteln des Bodenkerns. Hieraus ist zu schließen, daß der Mergel eine größere Flächendruckfestigkeit als der Sandkern besitzt.

Durch Auffüllen des oben frei gewordenen Raumes im Kasteninnern mit Beton ist der Sandkern am Wiederauflökern und Löslösen von den Wandungen verhindert und die Bildung von Rost nach Möglichkeit vermieden worden.

Für die Probelastung wurden die lotrechten Pfähle Nr. 3 (Abb. 6) am westlichen Widerlager (L = 11 m; 366 Schläge mit 784 tm) und Nr. 21 (Abb. 7) am östlichen Widerlager (L = 9,46 m; 350 Schläge mit 842 tm) sowie ein zum Vergleich am östlichen Widerlager geschlagener Holzpfehl (L = 9,22 m; 461 Schläge mit 441 tm) ausgewählt. Die genannten Stahlpfähle waren beim Rammen besonders leicht in den Boden eingedrungen; die Tragfähigkeit der anderen Pfähle dürfte also mindestens ebenso groß sein wie die der untersuchten.

Der Belastungsdruck ist in üblicher Weise durch eine Druckwasserpresse erzeugt worden, deren Gegendruck durch vier gleichmäßig auf Zug beanspruchte Nachbarpfähle aufgenommen wurde. Die lotrechten Bewegungen der Pfähle wurden mit einem Nivellierinstrument auf 0,1 mm Genauigkeit abgelesen. Laststeigerungen oder -verminderungen wurden erst dann vorgenommen, wenn der Pfahl mindestens 10 min lang völlig ohne Bewegung geblieben war.

Das Ergebnis der Probelastung der Stahlpfähle zeigen Abb. 6 u. 7. Für Pfahl Nr. 3 wurden zwei und für Pfahl Nr. 21 drei Belastungsschleifen ermittelt. Die zahlenmäßige Auswertung sämtlicher Probelastungen ist auf Tafel I zusammengestellt; weiteres s. Abschnitt V. Wie ersichtlich, liegt die Proportionalitätsgrenze, die sich bei diesen Pfählen weniger deutlich herauszeichnet, etwa bei 50 bis 70 t Last und die Grenzbelastung für Pfahl Nr. 3 etwa bei 130 t und für Pfahl Nr. 21 etwa bei 120 t. Als zulässige Belastung wären mithin 105 t für Pfahl Nr. 3 und 95 t für Pfahl Nr. 21 anzunehmen.

Der bereits erwähnte Vergleichspfahl aus Kiefernholz von 30 cm Durchm. (Abb. 8), dessen Lage auf Abb. 1 u. 4 erkennbar ist, ergab, wie zu erwarten war, eine äußerst geringe Tragfähigkeit. Während die Stahlpfähle auch bei den höheren Lasten nach höchstens 20 min stets zur Ruhe gekommen waren, wurden beim Holzpfehl sehr schnell Lasten erreicht, unter denen eine Ruhelage des Pfahls in absehbarer Zeit nicht zu erzielen war. Leider stand für diesen Versuch nur eine beschränkte Zeit zur Verfügung. Der Holzpfehl kann höchstens rd. 30 t Last aufnehmen und schneldet damit im vorliegenden Falle besonders ungünstig ab.

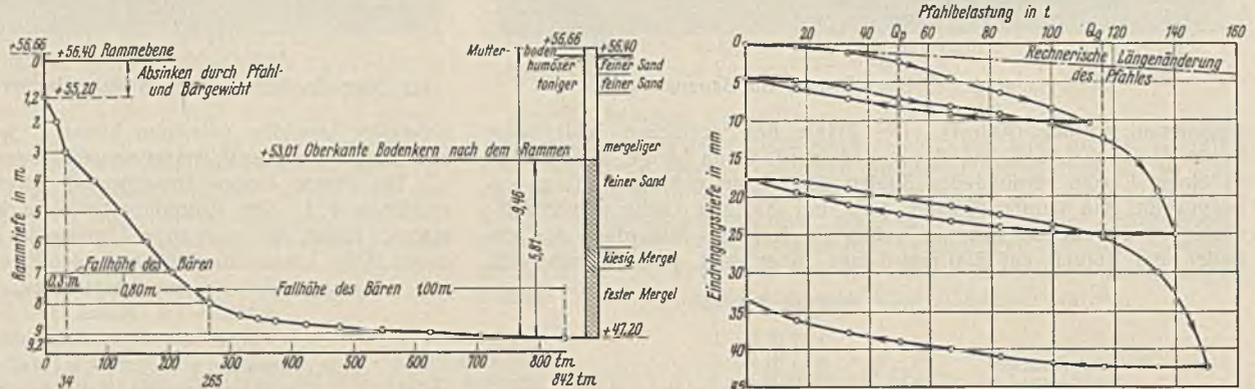


Abb. 7. Ramm- und Probelastungsschaubild für Pfahl Nr. 21 der Wegebrücke Schulze-Tomberge.

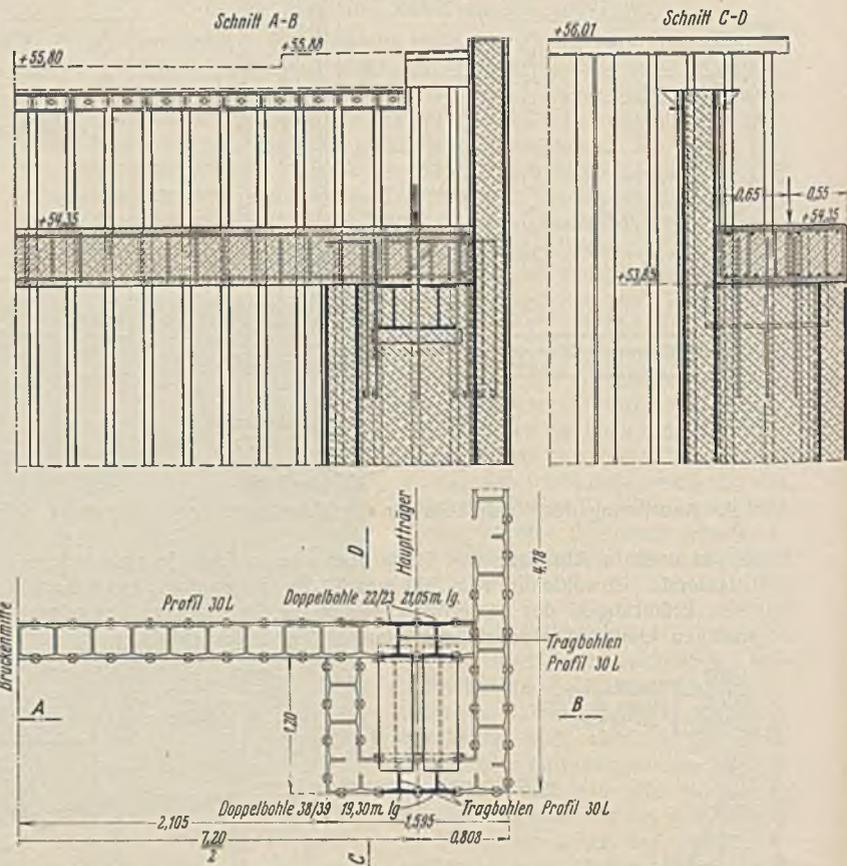


Abb. 9. Bauliche Einzelheiten und Rammplan der Widerlager der Gelmer Brücke.

III. Gelmer Brücke.

Bei dieser Brücke war der feste Mergel trotz der Wahl langer Stahlpfähle nicht erreichbar. Der Untergrund besteht aus Schichten sehr feinen Sandes, teilweise mit Schlamm durchsetzt; erst in etwa 9 m Tiefe unter Gelände steht „wenig kiesiger“ Feinsand an (vgl. die Angaben in Abb. 10).

Jedes der beiden Widerlager (vgl. Abb. 2 u. 9) besteht aus den beiden Auflagerkastern, der Herdwand und den beiden Flügeln, sämtlich Peiner Kastenbohlen Profil P. Sp. 30 L. Während die Bohlen aus Stahl von Handlungsgüte gewalzt sind, haben die Schloßbeisen eine Festigkeit von 50 bis 60 kg/mm<sup>2</sup>.

der Probelastungen.

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
$q_p = \frac{Q_p}{F_B}$	$Q_g$ Grenz- belastung	$q_g = \frac{Q_g}{F_B}$	$\frac{Q_p}{Q_g}$	$s$ bei $Q_p$ senkrecht	$c = \frac{Q_p}{s F_B}$	$c' = \frac{E}{l'}$	$c' - c$	$Q$ zul. Trag- fähigkeit $= 0,8 Q_g$	$\frac{Q}{l}$	$q = \frac{Q}{F_B}$	$\frac{q}{l} = \frac{Q}{l F_B}$	$\frac{Q}{l U_a}$
kg/cm <sup>2</sup>	t	kg/cm <sup>2</sup>		cm	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	t	t/m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	t/m <sup>2</sup>
560	132	1120	0,5	0,22	2540	2830	290	105	9,6	890	0,81	6,1
420	117	990	0,43	0,26	1630	3300	1670	95	10,0	805	0,85	6,4
24	33	47	0,51	0,12	200	162	— 38	26	2,8	37	0,04	3,0
520	≈ 300	1220	0,42	0,34	1525	1620	95	240	12,4	980	0,51	4,9
460	270	1100	0,42	0,33	1400	1620	220	215	11,1	880	0,46	4,4
300	83	685	0,43	0,11	2700	4100	1400	65	9,4	540	0,78	6,3
415	350	810	0,51	0,50	830	1230	400	280	11,8	650	0,27	3,4

Die Auflagerkasten werden aus Peiner Bohlen gebildet, die in Rechteckform angeordnet sind; die hintere Seite des Rechtecks ist gleichzeitig

ein Teil der Herdwand. Von den Bohlen eines jeden Auflagerkastens haben vier Stück eine Länge von rd. 20 m (je zwei Stück 21,05 und 19,3 m), während alle übrigen Bohlen nur bis zu 10 m Länge besitzen. Diese vier Tragbohlen nehmen der statischen Berechnung zufolge die gesamte Last eines Auflagers auf. Die beiden Probelastungen sind ausschließlich an Bohlen von 19,3 m Länge ausgeführt worden. Die Bohlen sind paarweise probelastet worden, und zwar vor Rammung der Nachbarbohlen, die Rammung der Tragbohlen war jedoch einzeln ausgeführt worden.

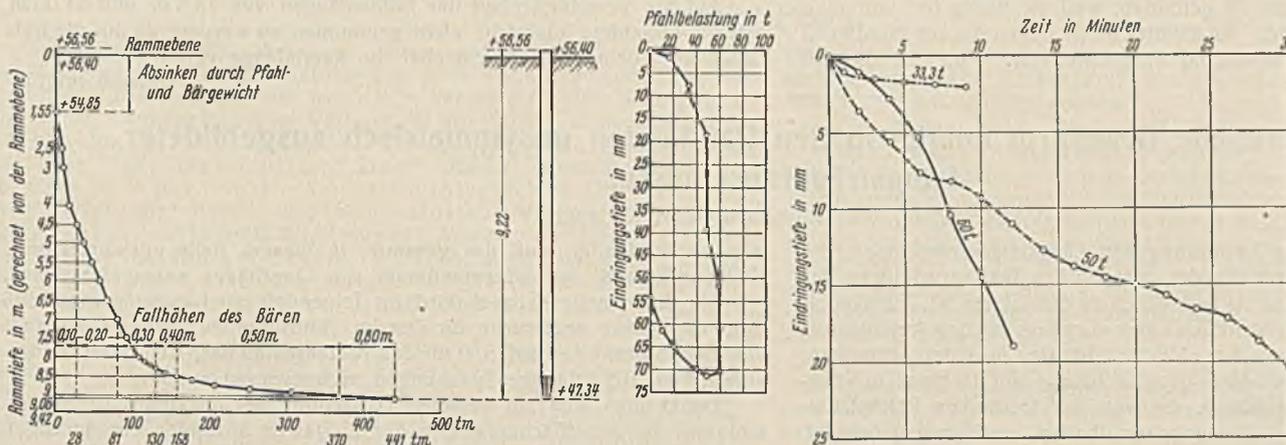


Abb. 8. Ramm- und Probelastungsschaubild für den hölzernen Pfahl Nr. 30 der Wegebrücke Schulze-Tomberge.

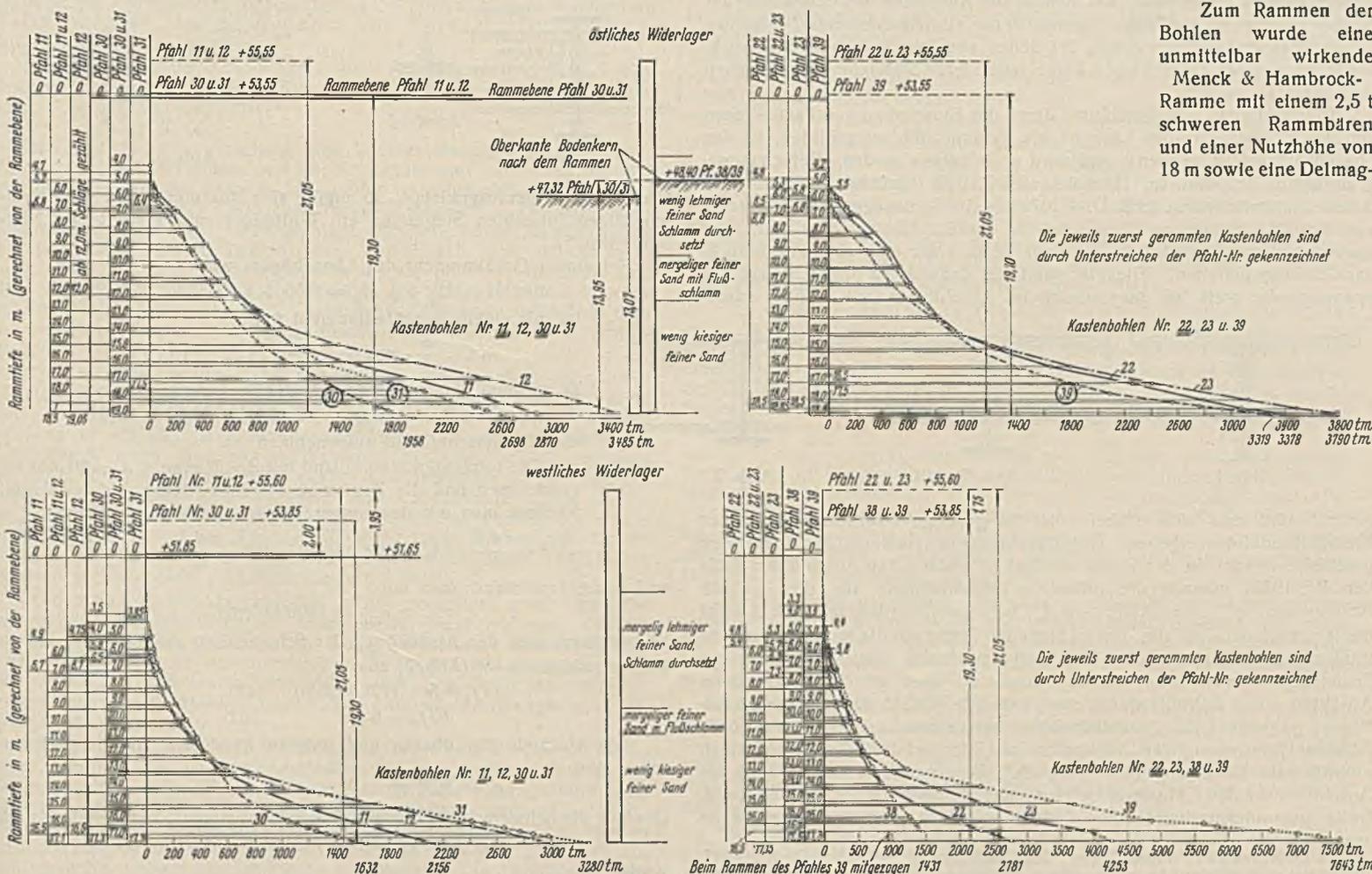


Abb. 10. Vergleichende Rammschaubilder aller Tragbohlen der Geimerbrücke.

Zum Rammen der Bohlen wurde eine unmittelbar wirkende Menck & Hambrock-Ramme mit einem 2,5 t schweren Rammhären und einer Nutzhöhe von 18 m sowie eine Delmag-

Explosionsramme mit einem Bärgewicht von 0,5 t und 10 m Nutzhöhe verwendet. Für die Rammung der 19,3 und 21,05 m langen Tragbohlen ist in Anbetracht des Eigengewichts dieser Bohlen (1,6 bis 2,3 t) die 2,5-t-Ramme eingesetzt worden, während für die 8 bis 10 m langen Bohlen der Widerlager- und Flügelwände sowohl die Menck-Ramme wie die Explosionsramme Verwendung fanden. Eine Ausnahme bildet die Bohle 39 des westlichen Widerlagers, die nach 1900 Schlägen des 2,5 t schweren Bären infolge Mitziehens der Nachbarbohle 38 mit der 0,5 t schweren Explosionsramme ohne Schwierigkeiten auf Sollhöhe gerammt wurde.

Wegen der verhältnismäßig neuartigen Bauweise sollen noch einige Erfahrungen beim Rammen der Peiner Kastenspundbohlen aufgeführt werden.

Die Rammresultate sämtlicher Tragbohlen, und zwar 11 und 12, 30 und 31 sowie 22 und 23, 38 und 39 beider Widerlager sind in Abb. 10 dargestellt. Zu ihrem Verständnis diene, daß die Bohlen von 21,05 m Länge mit den Nummern 11 und 12, 22 und 23 als Teile der Herdwände im Anschluß und mit Schloßverbindung an die rd. 10 m langen Nachbarbohlen, die rd. 19,3 m langen übrigen Tragbohlen zum Teil jedoch ohne derartige Verbindung gerammt worden sind. Hieraus ergeben sich drei verschiedene Fälle für den Rammwiderstand der Bohlen. Den geringsten Widerstand haben von den rd. 19,3 m langen Bohlen die jeweils zuerst gerammten Bohlen Nr. 30 und 38 gefunden, weil sie völlig frei und ohne Schloßseilen eingerammt sind. An zweiter Stelle liegen die zur Herdwand gehörigen jeweils zuerst gerammten Tragbohlen Nr. 11 und 22, die auf

rd. 10 m Tiefe einen durch die Rammung der benachbarten 10 m langen Herdwandbohlen verdichteten Boden vorfinden und auch auf diese Länge die Reibung in den Schlössern zu überwinden hatten. Die dritte Gruppe mit dem größten Rammwiderstand bilden die jeweils an zweiter Stelle gerammten Tragbohlen Nr. 31 und 39 von 19,3 m Länge und Nr. 12 und 23 von 21,05 m Länge.

Diese Einteilung der Bohlen nach dem Rammwiderstand spiegelt sich in den Kurven der Abb. 10 wieder. Es fehlt hier allerdings die Bohle 38 des Ostwiderlagers, deren Rammergebnis wegen einer Unachtsamkeit des Beobachters nicht verwertbar ist. Für alle übrigen Bohlen sind die Rammkurven gezeichnet worden, die die Abhängigkeit der Pfahleindringung von der Rammenergie darstellen.

Abb. 10 lehrt, daß bei den zur ersten Gruppe gehörigen Bohlen mit dem niedrigsten Rammwiderstande Energien von 1632, 1958 und 1431 tm erforderlich gewesen sind, im Mittel also 1674 tm. Die mittlere Energie der zweiten Gruppe beträgt 2796 tm und die der dritten 4235 tm. Gegenüber der Rammenergie für völlig freies Einschlagen der Bohlen von i. M. 1674 tm hat die vorherige Bodenverdichtung und die Schloßreibung auf rd. 10 m Länge einen Energiezuwachs von fast 70% und die Bodenverdichtung und Schloßreibung auf rd. 20 m Länge einen solchen von 150% erfordert.

Auf die Verschiedenheit der Bohlenlängen von 19,3 m und 21,05 m braucht besondere Rücksicht nicht genommen zu werden, da nur die freie Länge über dem Boden, nicht aber die Rammlänge verschieden ist.

(Schluß folgt.)

## Über bedenkliche Beanspruchungen in den Randnieten unsymmetrisch ausgebildeter Längsträgeranschlüsse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. habil. Bernhard Fritz, Karlsruhe.

Häufig findet man eine Ausführung von Längsträgeranschlüssen, die bei einer genaueren Untersuchung der tatsächlichen Beanspruchungen des Nietanschlußbildes zumindest als bedenklich zu bezeichnen ist. Es handelt sich dabei stets um die Konstruktion eines unsymmetrischen Anschlusses, wie sie beispielsweise auch in den „Musterentwürfen für einen genieteten, eingleisigen, stählernen Überbau in gerader Strecke mit 10 bis 25 m Stützweite und beschränkter Bauhöhe“, die von der Deutschen Reichsbahngesellschaft im März 1932 herausgegeben wurden, noch angegeben ist.

Als unsymmetrische Längsträgeranschlüsse werden im folgenden alle Konstruktionen bezeichnet, bei denen zur Aufnahme der Zugkräfte des Einspannmomentes des Längsträger durch oben durchschießende Zuglaschen miteinander verbunden werden, bei denen aber zur Aufnahme der Druckkräfte im unteren Trägerflansch keine besonderen Maßnahmen vorgesehen sind (Abb. 1, 2 u. 3).

Die Forderung, die Anschlüsse durch das Einschalten von Paßplättchen am Druckflansch des Längsträgers symmetrisch auszubilden, ist des öfteren aufgestellt worden<sup>1)</sup> und wird auch bereits in den „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“ (DIN 1050) berücksichtigt. In den Brückenbauvorschriften (BE, DIN 1071 bis 1073) dagegen ist noch keine ausdrückliche Forderung dieser Art zu finden. Demzufolge wird der unsymmetrische Anschluß heute noch vielfach für eine ebenfalls brauchbare Lösung gehalten. Dies ist wohl nur dadurch zu erklären, daß der Spannungsnachweis für unsymmetrische Anschlüsse nicht richtig durch-

man berücksichtigt, daß das gesamte, in diesem Falle unsymmetrische Nietanschlußbild das Stützenmoment am Querträger aufzunehmen hat.

Als Berechnungsbeispiel wird im folgenden ein Längsträgeranschluß (Abb. 4) genauer untersucht, für den im „Musterentwurf eines Überbaues von 20 m Stützweite“ auf S. 9 für den Nietanschluß nach den Berechnungsvorschriften BE zulässige Spannungen nachgewiesen wurden.

Denkt man sich zur besseren Darstellung des unsymmetrischen Anschlusses die Scherflächen der in der Zuglasche sitzenden einschnittigen

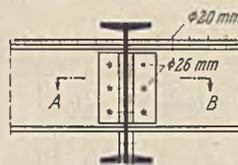


Abb. 4.



Abb. 5.

Niete seitlich herausgeklappt, so ergibt sich zusammen mit den zwei-schnittigen lotrechten Stegnieten ein T-förmiges, unsymmetrisches Nietbild (Abb. 5).

Bei einem Größtmoment des Längsträgers von  
 $\max M = M_g + \varphi M_p = 0,56 + 1,49 \cdot 9,28 = 14,39 \text{ tm}$   
 ist mit einem Anschlußmoment von

$$M_{St} = \frac{3}{4} \cdot \max M = \frac{3}{4} \cdot 14,39 = 10,79 \text{ tm}$$

zu rechnen, das außer der Querkraft  
 $\max A = A_g + \varphi A_p = 0,79 + 1,49 \cdot 26,82 = 27,61 \text{ t}$   
 vom Nietanschlußbild aufzunehmen ist.

Die lotrechten Winkel sind mit drei Nieteisen  $\phi d_1 = 26 \text{ mm}$  angeschlossen und die Zuglasche mit fünf Nieteisen  $\phi d_2 = 20 \text{ mm}$ . Rechnet man mit den umgerechneten Scherquerschnitten:

$$f_1 = 0,8 \cdot \frac{\pi d_1^2}{4} = 4,25 \text{ cm}^2 \text{ und } f_2 = 0,8 \cdot \frac{\pi d_2^2}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

und dementsprechend auch mit  
 $\tau_{zul} = \sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ,

so bestimmt sich der Abstand  $x_s$  der Schwerachse s-s von der Längsträgeroberkante a-a (Abb. 5) aus

$$x_s = \frac{2 \cdot f_1 (8,5 + 17,0 + 25,5)}{10 f_2 + 6 f_1} = \frac{433}{50,6} = 8,58 \text{ cm.}$$

Die Abstände der oberen und unteren Randniete von der Schwerachse sind:

$$e_o = 8,58 \text{ cm} \quad e_u = 16,92 \text{ cm.}$$

Das auf die Schwerachse bezogene Trägheitsmoment  $J_s$  berechnet sich aus

$$J_s = J_a - x_s^2 \Sigma f = 4870 \text{ cm}^4,$$

worin

$$J_a = 2 \cdot 4,25 (8,5^2 + 17,0^2 + 25,5^2) = 8595 \text{ cm}^4$$

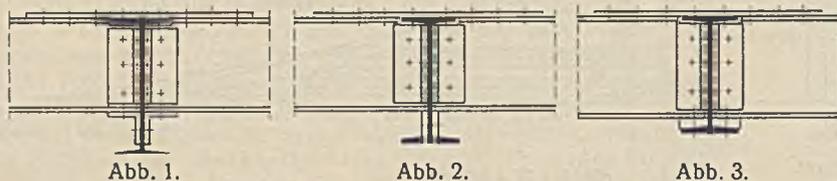


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

geführt wird und sich deshalb viel zu günstige Beanspruchungen des Nietanschlußbildes ergeben. Die Berechnung unsymmetrischer Anschlüsse geschieht nämlich in der Regel wie bei symmetrischen Anschlüssen nach den BE 1936, wonach die lotrechten Anschlußniete für die erhöhte Auflagerkraft  $A'_{\max} = 1,2 (A_k + \varphi A_p)$  berechnet werden und die Anzahl der Anschlußniete für die durchschießende Platte auf die in ihr auftretende Zugkraft abgestimmt wird. Für unsymmetrische Anschlüsse wird ein Spannungsnachweis unter diesen Annahmen aber unrichtig. Da beim Anschluß eines I-Profiles durch zwei lotrechte Winkel der Steg des Längsträgers gegenüber den Anschlußwinkeln stets etwas zurückspringt (Abb. 4), ist eine Übertragung der Druckkräfte im Untergurt des Längsträgers durch unmittelbare Berührung nicht möglich. Dies geht aus den Skizzen der Anschlüsse in den „Musterentwürfen“ auch deutlich hervor. Ein einwandfreier Spannungsnachweis kann deshalb nur dann erbracht werden, wenn

<sup>1)</sup> G. Schaper, Grundlagen des Stahlbaues, S. 148. Berlin 1933. Wilh. Ernst & Sohn; Feste stählerne Brücken, S. 283. Berlin. Wilh. Ernst & Sohn.

und  $x_s^2 \Sigma f = 8,58^2 \cdot 50,6 = 3725 \text{ cm}^4$

gesetzt wurde.

Damit ergeben sich die Widerstandsmomente

$$W_o = \frac{4870}{8,58} = 567 \text{ cm}^3 \text{ und } W_u = \frac{4870}{16,92} = 287 \text{ cm}^3.$$

Im unteren Rande des Nietanschlußbildes errechnet sich damit die Spannung

$$\tau = \sigma = \frac{M_{St}}{W_u} = \frac{1\,079\,000}{287} = 3760 \text{ kg/cm}^2 > 1400.$$

Man erhält demnach schon ohne Berücksichtigung der Querkraft allein durch das Stützenmoment eine 2,68fache Überbeanspruchung.

Da für den unteren Randniet der Lochleibungsdruck im Längsträgersteg maßgebend wird, lassen sich noch ungünstigere Ergebnisse errechnen. Es ergibt sich aus der Nietkraft  $N_u$  des zweiseitigen unteren Randnietes:

$$N_u = 2 \cdot 4,25 \cdot 3760 = 31\,970 \text{ kg}$$

und der für eine Dicke  $t = 1,22 \text{ cm}$  des Längsträgersteges umgerechneten Lochleibungsfläche  $f_l$  von

$$f_l = 2,00 d_1 t = 2,00 \cdot 2,60 \cdot 1,22 = 6,35 \text{ cm}^2,$$

eine Lochleibungsspannung

$$\sigma_l = \sigma = \frac{31\,970}{6,35} = 5034 \text{ kg/cm}^2 > 1400$$

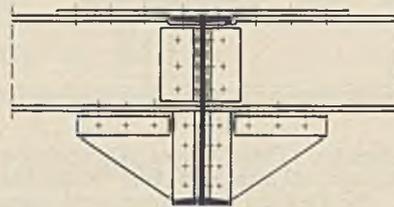


Abb. 6.

und demnach schon ohne Berücksichtigung der Beanspruchung durch die Querkraft eine 3,59fache Überbeanspruchung.

Im „Musterentwurf“ werden in diesen beiden Fällen Spannungen unter  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  angegeben.

Durch das Rechenbeispiel sollte darauf hingewiesen werden, daß noch manche konstruktive Mängel nicht genügend beachtet werden. Unsymmetrische Anschlüsse sollten nur dann zugelassen werden, wenn durch Stützkonsole an den Längsträgerenden und einen ausreichenden Nietanschluß im Druckflansch eine Überleitung der Druckkräfte gewährleistet ist (Abb. 6).

### Vermischtes.

Haus der Technik in Essen. Das neue Vorlesungsverzeichnis für das Wintersemester 1937/38 enthält u. a. auch Vorlesungen, die von allgemeinem Interesse oder von fachlichem Interesse für den Bauingenieur sind. Soweit bei den folgenden Vorlesungen nichts bemerkt, beginnen diese um 19<sup>15</sup> Uhr. 2. Nov.: Gebäudeschwingungen durch Maschinenbetriebe, ihre Messung und Bekämpfung; Markscheider Löhr, Bochum. — 3. Nov.: Methoden der biologischen Chemie; Prof. Dr. R. Wizinger, Bonn. — 3. Nov.: Unsichtbare Strahlung der Lebewesen; Prof. Dr. phil. W. Stempel, Münster. — 12. Nov.: Neuere korrosionsbeständige Stähle u. ihre Anwendung; Dr.-Ing. Hougardy, Krefeld. — 15. Nov.: Entgleisungssicherer Ultraschnellverkehr mit mehr als 250 km/h; Prof. Kurt Wiesinger, Eidg. T. H. Zürich. — 19. Nov., 17<sup>15</sup> Uhr: Zustände der Materie im Kosmos; Prof. Dr. H. Klenle, Göttingen. — 2. Dez., 20 Uhr (im Städt. Saalbau, Essen): Danzigs Stellung im deutschen Ostraum; Greiser, Präsident des Senats der Freien Stadt Danzig. — 7. Dez.: Einsatz von Mensch und Maschine im Kampf um unsere Nahrungsfreiheit; Prof. Dr.-Ing. G. H. Dencker, Berlin. — 18. März: Das neue Patentgesetz und die Rechte des angestellten Erfinders; Klauer, Präsident des Reichspatentamtes, Berlin. — 22. März: Fundamente von Kraftmaschinen, im besonderen von Förderkraftmaschinen; Dipl.-Ing. E. Spill, Chemnitz.

Außerdem technische Lehrgänge und Arbeitsgemeinschaften. Ausführliche Programme durch die Geschäftsstelle des Hauses der Technik, Essen, Postfach 254, erhältlich.

Die 32. Hauptversammlung des Vereins Beratender Ingenieure (VBI) in Düsseldorf wurde am 18. September mit einer Sitzung des Vorstandsrates und der Bezirksgruppenleiter im Bahnhof-Hotel und einem Begrüßungsabend in der städtischen Tonhalle eingeleitet. Die Mitgliederversammlung, in der der Geschäftsbericht erstattet und die Neuordnung der freischaffenden Ingenieure innerhalb des NS-Bundes Deutscher Technik bekanntgegeben wurde, fand am 19. September statt. Am 20. September sprach zunächst der Vorsitzende des Vereins, Dipl.-Ing. Padler, Berlin, in der städtischen Tonhalle ausführlich über die Aufgaben der unabhängigen Beratenden Ingenieure im Dritten Reich.

Nach der Begrüßung durch Stadtrat Vaupel namens der Stadtverwaltung Düsseldorf sprach Dr.-Ing. Imhoff, Essen, über „Biologische Abwasserreinigung“. Städtisches Abwasser soll gereinigt werden, bevor es in ein Gewässer abgelassen wird. In Deutschland genügt es in der Regel, wenn man nur den Schlamm in Absetzbecken zurückhält und der natürlichen Selbstreinigungskraft des Gewässers es überläßt, die gelösten Schmutzstoffe des Abwassers weiter abzubauen. Diese Selbstreinigungskraft muß soweit als möglich ausgenutzt werden; denn die Stadt erspart dann bei der Abwasserreinigung große Kosten, und für die Fischerei sind die dem Gewässer in beschränktem Maße zugeführten organischen Stoffe nicht schädlich, sondern nützlich.

In den Fällen, wo Absetzbecken nicht ausreichen, greift man zur biologischen Abwasserreinigung. Man nimmt zum Abbauen der im Abwasser enthaltenen organischen Stoffe dieselben Lebensvorgänge zu Hilfe, die auch in den natürlichen Gewässern die Selbstreinigung besorgen. Die Hauptarbeit wird dabei von den Bakterien geleistet. Bewährt haben sich Rieselfelder, Abwasserteiche, Tropfkörper und Belebungsbecken.

Bei den Rieselfeldern und Abwasserteichen werden natürliche Körper, nämlich der gewachsene Boden und das gestaute Wasser als Reinigungsmittel benutzt. Dabei wird ein Teil der Schmutzstoffe auch verwertet, nämlich als Mehrertrag in der Landwirtschaft oder in der Fischerei. In den Tropfkörpern und Belebungsbecken werden künstlich aufgebaute und künstlich betriebene Körper benutzt, die die natürlichen Körper auf kleiner Fläche nachahmen. Die Tropfkörper sind künstliche Rieselfelder, die Belebungsbecken künstlich belüftete und bewegte Abwasserteiche, in denen die reinigenden lebenden Schlamm-

teilchen durch ständigen Rücklauf in ungeheurer Anzahl zusammengedrängt sind. Die Schmutzstoffe werden bei den künstlichen Verfahren nicht verwertet, sondern zerstört.

Zum Schluß sprach Dr.-Ing. Dr. Zeller, Berlin, über „Aktuelle schalltechnische Ingenieuraufgaben“. Mit der fortschreitenden Technik, heute besonders auch im Zusammenhang mit den Sparmaßnahmen und den Entwicklungsaufgaben des Vierjahresplanes, bekommen die schalltechnischen Ingenieuraufgaben wachsende Bedeutung. Im wesentlichen handelt es sich um Fragen der Lärmabwehr im Bau- und Maschinenwesen und der guten Hörsamkeit in geschlossenen und offenen Versammlungsräumen. Dazu kommen schwingungstechnische Probleme, z. B. Erschütterungsschutz, Fahrzeugfederung, schwingende Beanspruchung von Bau- und Werkstoffen.

Die Lärmbekämpfung in stark lärmenden Betrieben kann nach zwei Hauptgesichtspunkten durchgeführt werden. Einmal kommt es darauf an, die Lärmerzeugung durch schalltechnisch-konstruktive Maßnahmen an Maschinen und Arbeitsverfahren herabzusetzen. Trotz beachtlicher Einzelerfolge bei einigen Maschinenarten ist die Lösung der hier gestellten Probleme doch vielfach noch recht schwierig, weil u. a. betriebswirtschaftliche und arbeitstechnische Belange meist eine entscheidende Rolle spielen. Leichter kommt man zum Ziel durch geeignete Anwendung schalldämmender und schalldämpfender Stoffe und Konstruktionen. Man kann damit häufig die Lärmstörung auf die Nachbarhaft der Lärmquelle beschränken.

Bei den Dämpfungsmaßnahmen kann man drei Arten unterscheiden: 1. Dämpfung durch poröse Stoffe (z. B. Schlackenwolle), 2. Dämpfung durch mitschwingende Anordnungen (z. B. Sperrholzplatten auf einem Lattengerüst), 3. Dämpfung durch Luftresonatoren. Poröse Stoffe wirken nur für höhere Töne; für tiefere Töne müssen mitschwingende Anordnungen oder noch wirksamer Luftresonatoren vorgesehen werden. Die Schalldämpfung durch Luftresonatoren im Bauwesen ist neu entwickelt worden und verspricht nach den bisherigen Versuchen auf verschiedenen Gebieten gute Erfolge.

Die Schallbekämpfung in Luftkanälen macht bis heute vielfach noch immer Schwierigkeiten. Eine Messung der Lautstärkeverteilung über die verschiedenen Tonhöhen kann dabei Aufschluß über die zweckmäßig anzuwendenden Maßnahmen geben. Bei hohen Anforderungen an die Geräuschlosigkeit (z. B. in Tonfilmateliers) ist dies besonders wichtig. Stören tiefe Töne, so läßt sich auch hierbei vorteilhaft mit Luftresonatoren arbeiten.

In Großversammlungsräumen spielt die Hörsamkeit eine wichtige Rolle. Die in kleinen Sälen zur Erzielung guter Hörsamkeit bewährten Maßnahmen lassen sich nur zum Teil auf große Räume übertragen. Für die akustische Ausstattung von Räumen gelten beim Einbau von Lautsprecheranlagen andere Grundsätze als sonst. In der Praxis ist darüber noch wenig bekannt. Allgemein ist für Räume mit Lautsprecheranlagen möglichst starke Dämpfung zu fordern.

Im Hochbau bekommen heute die Leichtbauweisen immer größere Bedeutung. Vielfach kann dabei eine ausreichende Schalldämmung nicht mehr ohne weiteres erzielt werden. Es ist daher wichtig, daß gerade bei solchen Planungen auf schalltechnische Kenntnisse und Erfahrungen Wert gelegt wird.

Bei der Schwingungsdämmung von Maschinen, die man heute weitgehend beherrscht, ist ebenso wie bei der Lärmabwehr immer wieder darauf hinzuweisen, daß eine bestimmte Eigenschaft eines „Dämmstoffes“ noch längst keinen Erfolg gewährleistet. Die konstruktiv richtige Verwendung der Bau- und Dämmstoffe ist überall entscheidend.

Ein Gebiet, das noch kaum bearbeitet wird, ist die Lärmabwehr bei lärmenden Arbeitsverfahren. Vordringlich erscheint besonders eine Gemeinschaftsarbeit zwischen allgemeinem Konstrukteur und Schallingenieur bei Konstruktion und dann auch beim Betrieb von Preßluftwerkzeugen und Textilmaschinen.

Zweiflüglige Klappbrücke in Chicago. Eng. News-Rec. 1937, Bd. 118, Nr. 16 vom 22. April, berichtet auf S. 583 ff. über eine kürzlich fertiggestellte zweiflüglige Klappbrücke über die Mündung des Chicago-Flusses zur Verbindung des nördlichen und südlichen Straßennetzes am Seeufer. Diese Brücke (Outer Drive Bridge) hat eine Konstruktionsbreite von 32,8 m und eine Stützweite von 80,4 m zwischen den Lagern. Ihr Gewicht ist in der vorläufigen Ausgestaltung mit einer Fahrbahndecke am Obergurt 4364 t je Klappe und wird nach dem später noch vorgesehenen Einbau einer zweiten Fahrbahn in Höhe des Untergurtes mit einem Klappengewicht von 6240 t zu den schwersten Brücken dieser Bauart gehören.

Die wesentlichsten Neuerungen dieser beweglichen Brücke sind bereits in der genannten Fachschrift vom 15. April 1936, S. 546, zu finden.

Die zunächst fertiggestellte obere Decke hat zwei Fahrbahnen von 11,5 m und zwei Seitenwege von 7,30 m Breite. In geschlossenem

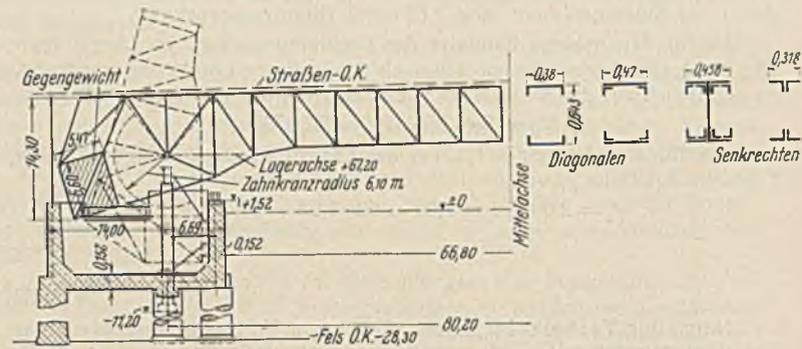
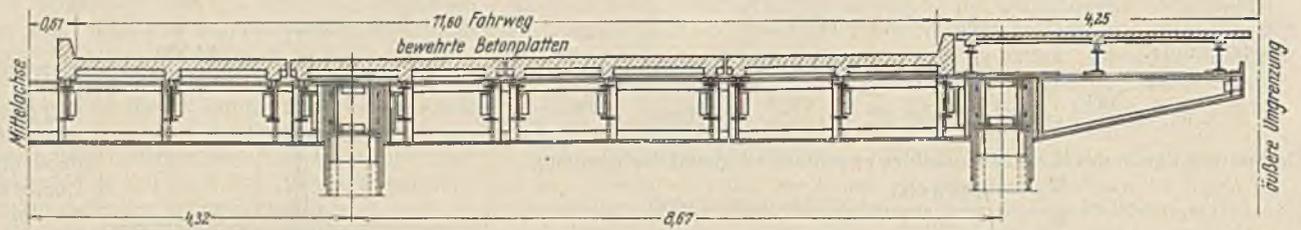


Abb. 1.

und ihre Gesamttiefe etwa 12 m. Die Vorderseite der Koffer an der Schiffahrtrinne ruht auf vier, die Rückseite auf drei Eisenbetonpfählen (Abb. 1).

Der zum Antriebe der Klappen verwendete Strom hat 550 V Spannung; die Verbindungsleitung ist durch das Flußbett gelegt. Für die Beleuchtung der Brücke ist Strom von einer besonderen Quelle verwendet.

Der Antriebs- und Verriegelungsmechanismus sind aus Abb. 3 ersichtlich.

Zum Öffnen und Schließen der Brücke bei Wind sind 57,6 sek erforderlich.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion der beiden Klappen geschah in gleichartiger Weise mit Hilfe je eines Kranes für 80 t Traglast, und zwar in geöffneten Stellung. Zum Ausfüllen der Gegengewichte wurde Beton zwei verschiedener Sorten verwendet, einmal gewöhnlicher Beton von 2,3 t/m<sup>3</sup> und ferner eine Mischung von reinem Beton und Stahl-

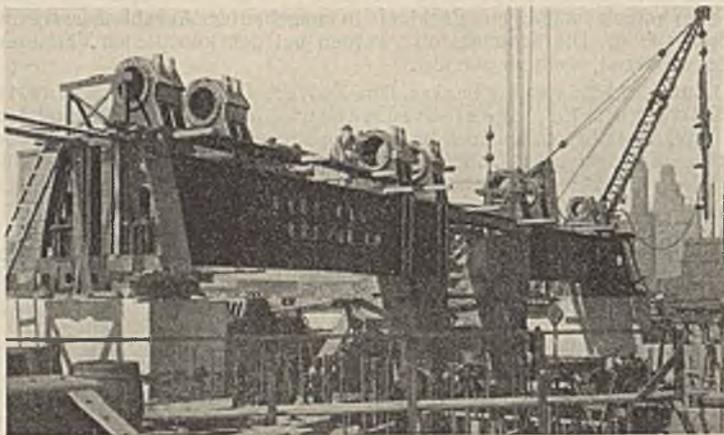


Abb. 2.

Zustande gewährt die Brücke der Schifffahrt ein freies Profil von 7,30 m l. Höhe und 66,5 m l. Breite. Die waagerechten Drehachsen der beiden Klappflügel liegen in festen Lagern je auf gemeinsamen Unterstützungsträgern. Jede Klappe hat in der Längsrichtung vier gleiche Hauptträger aus Fachwerk, die parallel zueinander in gleichen Abständen von 8,65 m verlaufen. Jeder Hauptträger hat zwischen Lager und Brückenmitte sieben gleiche Felder. Drei ungleiche Felder der Fachwerke ragen über die Klappenlager rückwärts hinaus und dienen zur Aufnahme der Gegengewichte, die bei geschlossener Brücke unterhalb der für später vorgesehenen, unteren Fahrbahn angeordnet sind (Abb. 1).

Aus Abb. 1 sind das System der Träger, deren Querschnitte und der Querschnitt der oberen Fahrbahndecke ersichtlich. Ferner zeigt diese Abbildung auch die aus Eisenbeton hergestellten, zum Teil unterhalb des Wasserspiegels liegenden Kammern für die freie Bewegung der rückwärtigen Trägereile mit den daran befestigten Gegengewichten.

Jeder Stahlfachwerkträger ist für sich auf einer Welle gelenkig gelagert, die durch seitlich liegende Lager unterstützt ist. Die zu einer Klappe gehörenden acht Lager ruhen auf einem gemeinsamen, 80 t schweren Querträger, der an den Enden seine Unterstützung auf den Eisenbetonwänden der Gegengewichtskammer findet und im mittleren Teile auf stählernen Pfosten innerhalb der Kammer steht (Abb. 2).

Die Sohle der Gegengewichtskammer ist unterhalb der Auflager jener Pfosten durch je einen Senkbrunnen von 3,6 m Durchm. unterstützt, wohingegen unterhalb der Endauflager der Querträger die Kammerseitenwände von ebensolchen Senkbrunnen von 3,6 m Durchm. getragen werden. Für die Querträger, deren Pfosten sowie für die vier Hauptfachwerkträger ist Silliziumstahl, für die Fahrbahnträger Karbonstahl verwendet.

Die Kammern für die Gegengewichte boten eine schwierige Bauaufgabe, da ihre Sohlenunterkante rd. 7,50 m unterhalb des Wasserspiegels liegt. Die Grundfläche dieser Eisenbetonkoffer ist 31,8 x 20,5 m

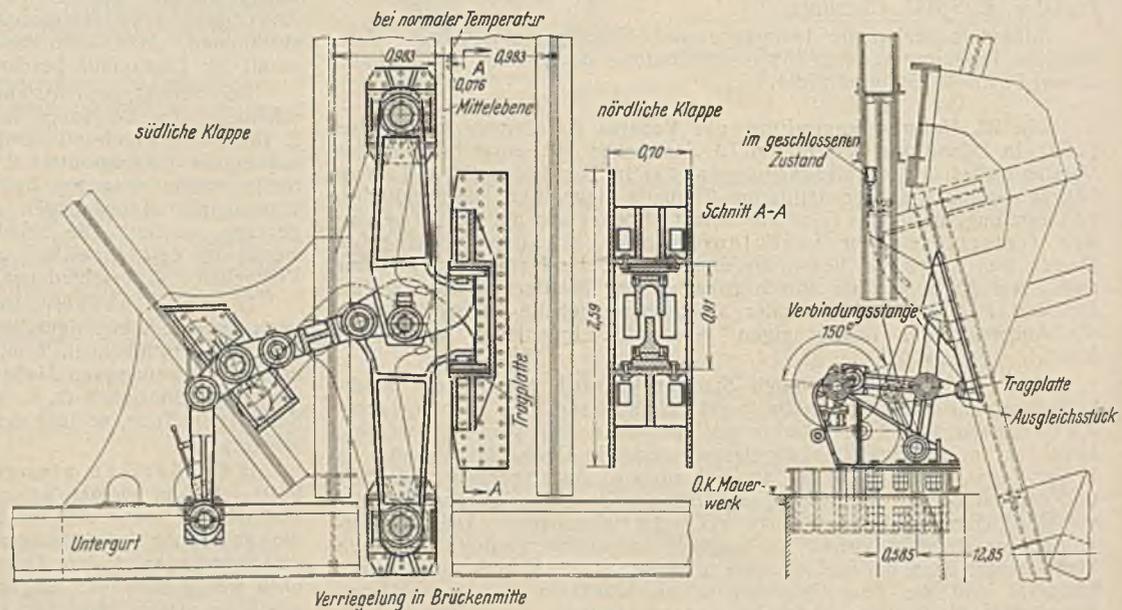


Abb. 3.

punzen mit 3,6 t/m<sup>3</sup> Gewicht. Nach dem Schließen der Brücke und dem Betonieren der oberen Fahrbahndecke in dieser Stellung wurde durch zusätzliche Auffüllung der Gegengewichte der Massenausgleich der Klappen erzielt.

**INHALT:** Die Admiral-Grat-Spee-Brücke über den Rhein zwischen Dulsburg und Rheinhäusen. — Bau des Antennenmastes des Großsenders Budapest. — Die Maschinenanlagen der De-me-Klappbrücke. — Stahlkonservierungen durch Helbitumenanstrich zum Schutze gegen aggressive Wässer. — Belastungsproben an Stahlpfählen und deren Anwendung bei der Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals. — Über bedenkliche Beanspruchungen in den Randteilen unsymmetrisch ausgebildeter Längsträgeranschlüsse. — Vermischtes: Haus der Technik in Essen. — Die 32. Hauptversammlung des Vereins Beratender Ingenieure (VBI) in Düsseldorf. — Zweiflüglige Klappbrücke in Chicago.