DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 29. Oktober 1937 Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer Groß-Feldberegnungsanlage zur landwirtschaftlichen Verwertung gewerblicher Abwässer in Konstadt (O.-S.).

Von Regierungsbauassessor Zwinkau, Oppeln.

Als sich die etwa 3800 Einwohner zählende Stadt Konstadt (O.-S.) im Jahre 1927 zum Bau einer Kanalisation entschied, beschloß man (auf Grund eines Vertrages zwischen Stadt und der dortigen Hefefabrik), die Haus- und Hefefabrikabwässer gemeinsam in einer Kläranlage zu reinigen. Das Regenwasser wurde den Vorflutern in besonderen Leitungen (Trennsystem) zugeführt. Die Kläranlage wurde in üblicher Weise mit Absitzbecken und biologischer Stufe (Tropfkörper) ausgeführt. Man trug der Eigenart der stark organischen und warm anfallenden (20 bis 35°) Hefefabrik-Schlempe nicht genügend Rechnung, denn Tropfkörperanlagen sind für eine einwandfreie biologische Klärung derartiger Abwässer ungeeignet. Das Abwasser der auf Melasse-Grundlage arbeitenden Konstädter Preßhefefabrik hat einen erheblichen Gehalt an Kali und Stickstoff, den man inmitten landwirtschaftlicher Flächen mit einer kostspieligen Kläranlage zu vernichten suchte, anstatt die Nährstoffe zu nutzen.

Bald nach Inbetriebnahme der Kläranlage zeigte sich, daß die in viel zu geringer Anzahl vorgesehenen Tropfkörper dem schwer zu behandelnden, konzentrierten Abwasser nicht gewachsen waren. Das Füllmaterial der Drehsprenkler versetzte sich sofort und machte sie unwirksam. Es traten so starke Geruchbelästigungen auf, daß man die Tropfkörper ausschalten mußte. An ihre Stelle sollten 6 ha Bodenfilterfläche treten, deren 16 gedränte Erdbecken man unmittelbar neben die Kläranlage setzte. Aber auch hier bei der ständigen Überlastung mit Abwasser machte sich sehr bald eine starke Verfilzung der Oberfläche bemerkbar, die eine Klärwirkung unmöglich machte. Auch trat eine Versetzung der Dränröhren und Abflußleitungen sowie eine unerträgliche Geruchbelästigung ein. Die Hinzuziehung weiterer behelfmäßiger Stau- und Rieselflächen vermochte dem Übelstande nicht abzuhelfen, so daß das Abwasser fast ungeklärt in den Konstädter Bach gelangte und in unterhalb liegenden Fischteichwirtschaften schwere Schäden verursachte. Abb. 1 zeigt einen Teil der wilden Rieselflächen.

Abb. 1.
Wilde Verrieselung vor Durchführung der Verregnung.

Nachdem in den Prozessen, die die geschädigten Fischteichbesitzer angestrengt hatten, die Stadt Konstadt und die Hefefabrik als Gesamtschuldner zu bedeutenden Entschädigungen rechtskräftig verurteilt worden waren, machte sich bei den Verurteilten das Bestreben geltend, unter Aufhebung des bisherigen Vertragsverhältnisses künftig die Fabrik- und Stadtabwässer getrennt zu behandeln. Erstere sollten genossenschaftlich verregnet und letztere in der vorhandenen biologischen Kläranlage gereinigt werden. Die Aufsichtsbehörde beauftragte den Kulturbaubeamten 2 in Oppeln mit der Aufstellung eines Entwurfs als Grundlage zur Genossenschaftsbildung, der 1933 fertiggestellt und landespolizeilich genehmigt wurde. Die Verregnung des Abwassers auf landwirtschaftlich genutzten Flächen hat den Vorteil, daß das Abwasser nicht nur geruchlos und ohne Gefahr für den Vorfluter gereinigt, sondern gleichzeitig seine erheblichen Dung- und Nährstoffe nutzbar gemacht werden. Durch die Verregnung ist insbesondere eine gleichmäßige Verteilung (unabhängig von der Geländegestaltung) und eine genaue Regelung der Wassergaben nach Zeit und Menge möglich.

Ein Ministerialerlaß von 1935 betr. Entwurfsprüfung für städtische Abwasser-Kläranlagen durch die Mittelbehörde trägt dem Gesichtspunkte der landwirtschaftlichen Nutzung allgemeingültig Rechnung. Er schreibt vor, daß vor Genehmigung von Entwürfen in jedem Falle unter Berücksichtigung der jeweiligen Verhältnisse zu prüfen ist, ob eine landwirtschaftliche Verwertung des Abwassers am Platze ist.

I. Vorarbeiten und Grundlagen des Entwurfs.

Als Grundlage zur Entwurfsaufstellung waren Erhebungen und Untersuchungen über folgende Fragen notwendig:

1. Untersuchung des Abwassers, Feststellungen über seine Menge und Verteilung, dsgl. über Höhe der natürlichen Niederschläge.
2. Bodenuntersuchungen, besonders hinsichtlich seiner Durchlässigkeit, Beobachtung der Grundwasserstände, genaue Untersuchung der Vorflutfrage.
3. Verregnungsversuche, Auswahl des Regnertyps, Anordnung der Rohrleitungen, Wahl der Pumpen und des Antriebs, Frage des Rohrmaterials wegen Aggressivität des Wassers.

Das Abwasser wurde im Kulturtechnischen Institut der Technischen Hochschule Breslau nochmals untersucht. Der Ph-Wert wurde elektrometrisch zu 4,7 ermittelt. Die saure Reaktion ist auf organische Säuren zurückzuführen. Pflanzenschädigungen sind hierdurch nicht zu erwarten, da die organischen Säuren flüchtig sind und beim Verregnen entweichen. Der Vergleich mit früheren Analysen ergab, daß die Konzentration des Abwassers schwankt. Die Aufzeichnungen im Betrieb der Hefefabrik ergaben, daß mit 160000 bis 180000 m³ Abwasser jährlich zu rechnen ist. Bei einem zugezogenen Beteiligungsgebiet von rund 100 ha ergibt dies 160 bis 180 mm Abwasserregenhöhe, so daß bei etwa 650 mm natürlicher Niederschlagshöhe insgesamt 830 mm Regenhöhe zu erzielen ist. Der durchschnittliche Stundenanfall ist 23 m³ Abwasser. Bei verstärktem Betrieb steigt diese Menge auf 30 m³ an und erreicht im Höchstfalle, jedoch nur kurze Zeit, 60 m³/h.

Die Bodenuntersuchungen ergaben, daß das zur Beregnung vorgesehene Gelände vorwiegend lehmig-sandig bis sandig war und nur zum geringen Teil bindigere Stellen aufwies. Es war wegen seiner Durchlässigkeit und wegen des hauptsächlich kiesigen Untergrundes sehr gut geeignet. Das sehr ebene, nur in schwachem Gefälle liegende Ackergelände im nördlichen Teile war größtenteils gedränt, Vorflutgräben waren vorhanden. Beim Entwurf der Höhenlage der festen Ringleitung mußte auf Dränstrangkreuzungen Rücksicht genommen werden. Für die Lage der Entleerungseinrichtungen der festen Rohrleitungen waren Vorfluter und Tiefpunkte maßgebend. Die Leitung kann durch Öffnen der Hydranten an den Hochpunkten gelüftet werden.

Die Probeverregnung sollte einen praktischen Aufschluß darüber geben, ob beim Verregnen Geruchnachwirkungen auftraten und welche Abwassergaben Grünland schadlos verträgt bzw. welche Nachteile gegebenenfalls im Betriebe zu erwarten waren. Die Verregnungsversuche wurden mit einem geliehenen Drehstrahler und Motorpumpensatz unter Begutachtung durch Prof. Dr. Zunker, Breslau, auf Wiesengelände eines Genossen vorgenommen. Das Ergebnis war durchaus zufriedenstellend. Es zeigte sich, daß innerhalb 6 Tagen verregnete Gaben bis zu 980 mm dem Grünland nicht schadeten und daß Geruchnachwirkungen nicht mehr auftraten. Die Einwirkung des Sauerstoffs der Luft auf das feinversprühte Abwasser machte sich günstig bemerkbar. Es war nur darauf zu achten, daß das Abwasser unmittelbar frisch, d. h. bevor es anfaulen konnte, verregnet wurde. Ein längerer Aufenthalt in einem Sammelbehälter war zu vermeiden. In Geländemulden, in denen das Abwasser stehen und anfaulen konnte, zeigten sich Verbrennungserscheinungen des Grases. Das zur Beregnung auszuwählende Gelände mußte daher eben sein und eine gleichmäßige, schwache Neigung haben.

Für die Auswahl eines geeigneten Regners sowie dichter und handlicher Feldleitungsrohre boten Vergleichs- und Dauerversuche Prof. Zunkers

guten Aufschluß, die in Schebitz bei Breslau mit Geräten verschiedener Hersteller durchgeführt wurden. Auch bedurfte die Frage des Materials für die unterirdischen Druckrohrleitungen bei der zu vermutenden Aggressivität des Abwassers einer sorgfältigen Vorprüfung. Nach dem Gutachten des Instituts für Metallkunde der Technischen Hochschule Berlin (Prof. Hanemann) waren gewöhnliche Gußrohre ausreichend, deren Gußhaut einen genügenden Schutz bietet. Nach Erfahrungen im Betriebe der Hefefabrik wurde als Material für die Laufräder und das Pumpengehäuse zur Vermeidung von Korrosion eine zinkfreie Bronzelegierung vorgesehen. Bei der Größe und Lage des Beregnungsgebietes wurde eine halbfeste Anlage geplant, deren feste Rohrleitungen so zu legen waren, daß das gesamte Gebiet einheitlich ohne allzu große Verlegungsarbeit für die fliegenden Leitungen beregnet werden kann. Im einzelnen waren für die Anordnung der Erdleitung die vorhandenen Schlaggrenzen, Wege, Hydrantenabstände, Länge der beweglichen (Flügel-) Leitungen maßgebend. Ein enges Netz der festen Leitung ist zwar für den Betrieb günstig, in den Anlagekosten aber teuer, während ein weitläufig entworfenes Netz umgekehrt billig in der Anlage ist und vermehrte Umsetzungsarbeiten der fliegenden Leitung verursacht. Es wurde hier ein Mittelweg gefunden, der bei nicht zu hohen Anlagekosten der festen Leitung für den Betrieb (Vorschub der Flügel) nicht allzu viel Erschwernisse brachte. Die Lage der Leitungen und ihre Abstände wurden so eingerichtet, daß ein gleichmäßiges, fortlaufendes Bestreichen der groß gewählten Schläge in einer Richtung möglich ist.

Als Pumpen wurden mehrstufige Kreiselpumpen mit elektrischem Antrieb vorgesehen, da noch genügend eigenerzeugter Strom der Hefefabrik zur Verfügung stand.

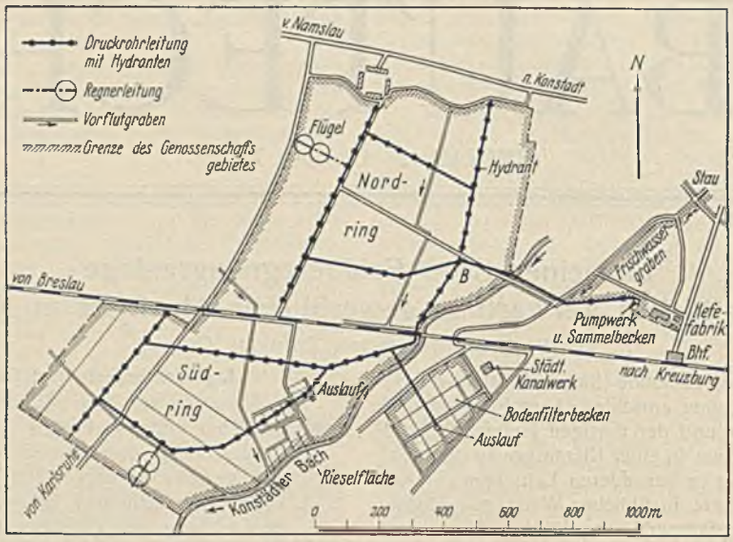


Abb. 2. Lageplan.

Für die Verteilung des Abwassers wurden zwei Ringleitungen von 100 und 125 mm lichter Weite vorgesehen, denen das Wasser in einer 150-mm-Leitung von der auf dem Hofe der Hefefabrik gelegenen Pumpenanlage zugeführt wird. Die Aufteilung des Genossenschaftsgebietes durch die Bahnstrecke Breslau—Kreuzburg in zwei fast gleich große Abschnitte war neben den obenerwähnten Gesichtspunkten bestimmend für die Linienführung der festen Leitung. Die Höchstlänge der fliegenden Leitung wurde etwa zu 160 bis 180 m und der Abstand der Hydranten (in Anlehnung an den Streukreis des Regners, der ein Quadrat von 50 × 50 m² deckte) zu 50 m angenommen. Die Lage des Genossenschaftsgebietes, der Erdleitungen, die Schlageinteilung und die Anordnung der Hydranten und Flügel gehen aus Abb. 2 hervor. — Die Ringleitung wurde aus Gußmuffenrohren mit Bleidichtung hergestellt. Die Tiefenlage schwankt zwischen 0,9 und 1,2 m und beträgt l. M. 1 m. Frostfreiheit konnte wegen der vorhandenen Dränung nicht durchweg erreicht werden. Dies fällt aber nicht so ins Gewicht, da das Abwasser warm ist und genügend Entleerungseinrichtungen vorhanden sind. Entsprechend einem Betriebsdruck von 100 m (der bei Erweiterung der Anlage in Frage kommt) wurde die Leitung einem Probedruck von 15 atü unterworfen. An den Kreuzungspunkten und Abzweigungen sind Absperrschieber zur Regelung und an den Tiefpunkten Entleerungen eingebaut. Krümmer und Kniestücke wurden einbetoniert. Die Hydranten sind an einfache A-Stücke angeschlossen. Gewählt wurden gewöhnliche Unterflurhydranten mit 70/80 mm Durchgangsweite und ovaler Straßenkappe und selbsttätiger Entwässerung. Der Anschluß der fliegenden Leitung wird durch ein Bogenstück bewirkt, das unten mit Klauenverschluß versehen ist und mit diesem an den Hydranten angeschlossen wird. Abb. 3 u. 4 zeigen die Rohrleitung in der Baugrube.

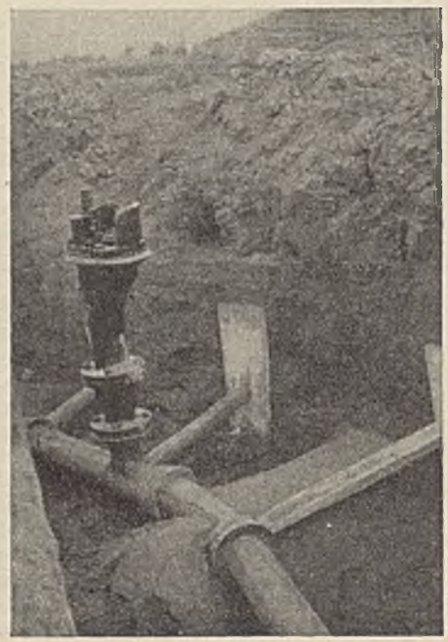


Abb. 3. Hydrantenanschluß.

Abb. 4. Abzweigpunkt B des Rohrnetzes.

Die fliegenden Leitungen sind aus 6 m langen Stahlrohren von 87 mm l. Weite nach System Perrot gebildet. Das Material ist verzinkter Bandstahl von 50 kg/mm² Festigkeit, die Rohre besitzen keine Rundnähte, sondern nur eine geschweißte Längsnaht. Ein Rohr wiegt einschl. Kupplung 18 kg. Das Anschließen dauert nur einige Sekunden, die Dichtung geschieht durch einen Gummiring, der durch den Innendruck angepreßt wird. Für den Bereich der nördlichen und südlichen Ringleitung sind je zwei Flügel von 168 m Länge und zwei Regner vorgesehen. Die Regner sind Großflächenregner für 30 m³ Stundenleistung (System Perrot) mit 20 mm Düsenweite und 3,5 atü Betriebsdruck (Abb. 5). Die Wurfweite beträgt 35 m, die Verregnung im Viereckverband erfordert einen Vorschub von 50 m, d. h. es wird eine Quadratfläche von 1 Morgen Größe mit Sicherheit beregnet. Bei

II. Ausgeführte Entwurfmaßnahmen.

Die Verhältnisse lagen sowohl für die Genossenschaftsbildung als auch für die Abwicklung des späteren Betriebes insofern äußerst günstig, als in ziemlicher Nähe der Fabrik ein geschlossenes Gelände von etwa 100 ha Größe herangezogen werden konnte, das zu etwa 80 % in der Hand eines fortschrittlichen Landwirts lag, der der Verregnung der Hefe-Abwässer (die immerhin für seinen Betrieb nicht ohne Risiko verbunden war) wohlwollend gegenüberstand. Außer der Hefefabrik wurden als Genossenschaftsmitglieder noch fünf kleinere Landwirte hinzugezogen, so daß bei der geringen Anzahl der Genossen wenig Widerstand zu überwinden war und für den Betrieb nicht befürchtet zu werden brauchte, daß viele Einzelwünsche hindernd wirkten.

Abb. 5. Flügelleitung mit Regner.

jeder Aufstellung werden Gaben von etwa 20 mm verregnet, dies entspricht einem zweistündigen Regnerbetrieb.

Die Pumpenanlage wurde auf dem Fabrikgrundstück der Preßhefefabrik angeordnet. Zum Ausgleich der stoßweise anfallenden Abwassermengen wurde ein zweikammeriger Sammelbehälter von $2 \times 6{,}30 \times 3{,}15$ m² Grundfläche in Eisenbeton gebaut, der unmittelbar mit dem Pumpenraum verbunden wurde (Abb. 6 u. 7). Das Abwasser wird dem Behälter in einer 25 cm weiten Tonrohrleitung zugeführt. Vor dem Behältereinlauf ist eine Meßvorrichtung angeordnet, die aus einer offenen Venturi-Rinne mit Schwimmer und

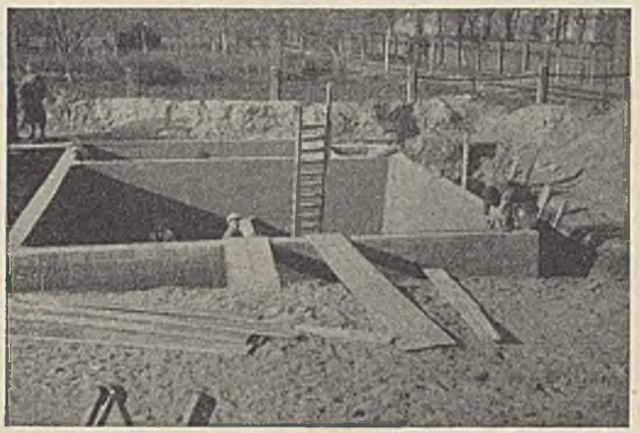


Abb. 6. Sammelbehälter im Bau.

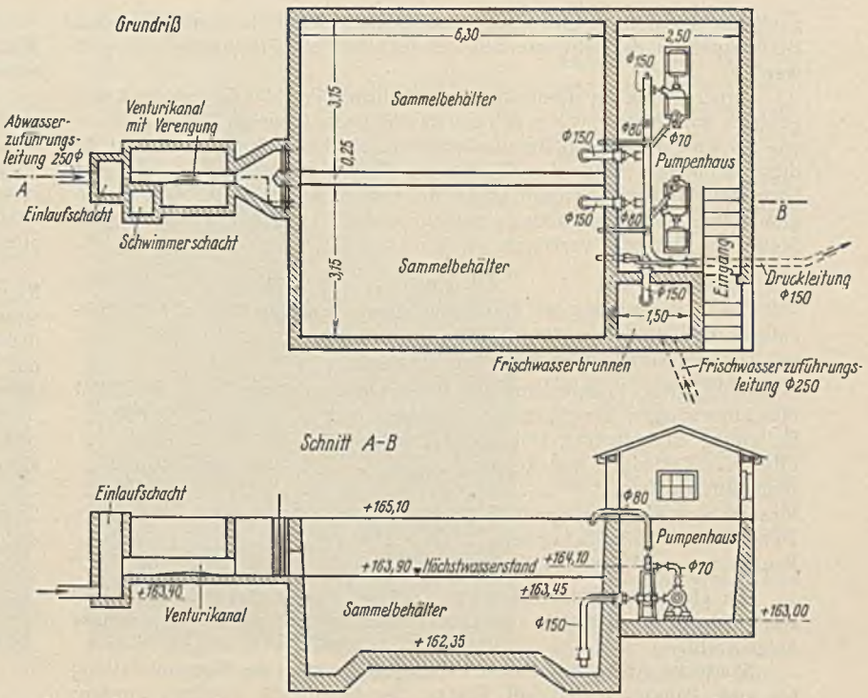


Abb. 7. Sammelbehälter und Pumpenhaus.

Schreibvorrichtung besteht. Der Zähler zeigt den jeweiligen und den gesamten (summierten) Durchfluß an. Der Sammelbehälter hat einen Gesamtfassungsraum von 60 m³. Der nutzbare Speicherraum beträgt rund 50 m³, so daß bei vollem Behälter und kleinstem Zufluß von 18 m³/h der Verregnungsbetrieb mit einem Regner etwa 4 Std. ohne Unterbrechung stattfinden kann.

Neben dem Sammelbecken ist ein kleiner Frischwasserschacht vorgesehen, der sein Wasser durch einen Zuleitungsgraben mit anschließender Zementrohrleitung aus dem Konstädter Bach erhält. Die Saug- und Druckrohrleitungen sind so angeordnet, daß sowohl mit Abwasser als auch mit Frischwasser und auch mit Gemisch gearbeitet werden kann. Die Anordnung des Rohrplanes geht gleichfalls aus Abb. 7 u. 8 hervor.

Da die normale Stundenmenge 30 m³ und die Spitzenmenge 60 m³ beträgt, wurden zwei Pumpensätze von gleicher Größe gewählt. Durch diese Aufteilung ist nicht nur eine Reserve für den Regelbetrieb vorhanden, sondern es konnte auch der Fassungsraum des Beckens mit Rücksicht auf die Höchstmenge beschränkt werden. Die Pumpensätze bestehen aus je einer fünfstufigen Hochdruckkreiselpumpe für 30 m³ Stundenmenge und 90 m Förderhöhe, gekuppelt mit einem Drehstrommotor von 26 PS Leistung. Die beiden Sätze sind parallel geschaltet, so daß sich die Wassermengen addieren, also im Höchstfalle 60 m³ gepumpt werden können. Die gegenwärtig benötigte Druckhöhe schwankt zwischen 50 und 70 m. Um einer Erweiterung des Rohrnetzes Rechnung zu tragen, wurden die Pumpen mit einer Druckhöhe von 90 m beschafft und eine Stufe herausgenommen. Die beiden Saugschieber und der Hauptdruckschieber (Drosselschieber) sind mit elektrischem Antrieb versehen und können vom Hauptmaschinenraum der Hefefabrik ferngesteuert werden. Sodann ist eine selbsttätige Alarmanlage vorhanden, die bei Grenzwasserständen, d. h. leerem oder vollem Behälter Klingelzeichen in den Maschinenraum gibt, so daß der Wärter die Motoren ab- oder anschalten kann.

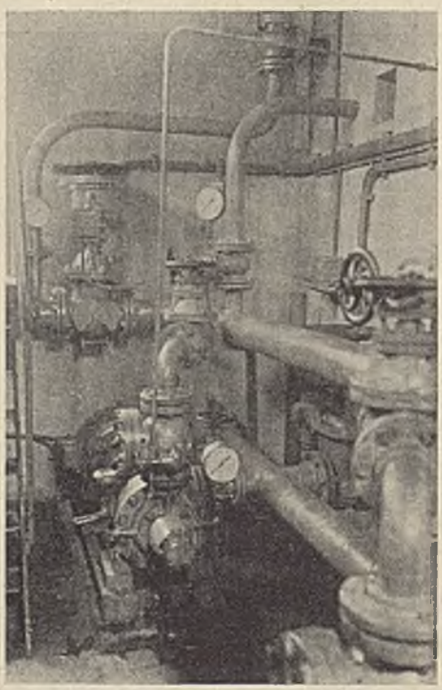


Abb. 8. Blick in den Pumpenraum.

Um den Behälter mit Frischwasser jederzeit spülen zu können, sind an die Druckleitung zwei Rücklaufkrümmer angeschlossen, ebenso ist hinter dem Drosselschieber ein Abzweigrohr mit Sicherheitsventil vorgesehen, das bei Drücken von über 10 atü die Erdleitung entlastet. Der Pumpenraum erhielt einen Dachaufbau mit Entlüftungsfenstern, der Behälter wurde mit Riffelblechen abgedeckt.

III. Nebenanlagen.

Verregnungsanlagen, die zur ständigen Abwasserabnahme verpflichtet sind, bedürfen als Sicherheit für den Betrieb einer Ausgleich- und Behelfanlage, auf die das Wasser zu Zeiten geleitet werden kann, wo keine oder nur beschränkte Beregnung durchführbar ist. Dies ist besonders zur Zeit lang anhaltender Niederschläge, während der Feldbestellung oder zur Zeit starken Frostes notwendig.

Im vorliegenden Falle dienen hierzu zunächst die von der Genossenschaft erworbenen 16 Bodenfilterbecken der städtischen Kläranlage von 6 ha Größe, deren Flächen neu gedränt und umgebrochen wurden. Das Abwasser wird mit einer Stichleitung zu einem Auslauf- und Verteilungsbauwerk aus Beton geleitet und fließt dann von hier durch Verteilergräben in die mit Betoneinläufen versehenen Becken. Ferner ist im südlichen Teile des Verregnungsgeländes auf einer Sandkuppe eine Hangverrieselungsanlage eingerichtet, deren 3 ha große Grünlandfläche ebenfalls berieselt werden kann und somit als Sicherheit dient.

Um jederzeit auch mit Reinwasser regnen zu können, wurde für die Möglichkeit der Frischwasserzuleitung zum Sammelbehälter gesorgt. Man stellte daher zwischen dem bereits obenerwähnten Frischwasserbehälter und dem Konstädter Bach eine Verbindung her, der zu diesem Zweck etwas angestaut wird. Das Wasser fließt von hier zunächst durch einen Zuleitungsgraben und weiter durch eine 25-cm-Zementrohrleitung mit natürlichem Gefälle dem Frischwasserschacht je nach dem Maße des Abpumpens zu. Durch

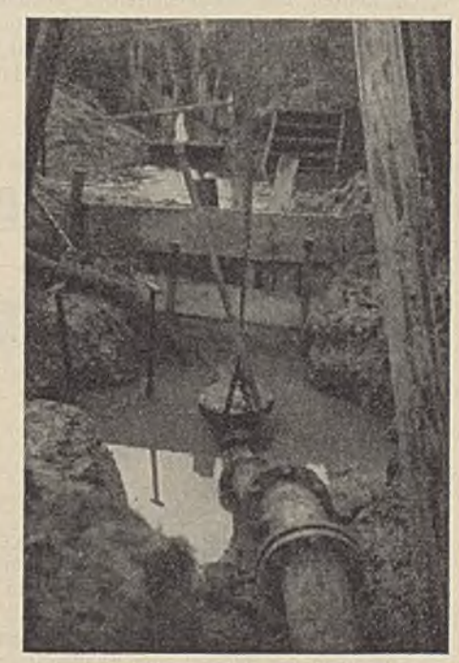


Abb. 9. Dükereinbau.

geeignete Umstellung der Saug- und Druckschieber kann auch in den Betriebspausen der Abwasserbehälter jederzeit mit Frischwasser gespült werden.

Ferner wurde im nördlichen und südlichen Teil des Genossenschaftsgebietes zur Unterbringung des Gerätes (Regner, fliegende Leitungen) sowie als Aufenthaltsraum für die Wärter je ein Holzschuppen gebaut. In diese Schuppen werden auch die zur Schonung der Rohre und zum leichteren Transport beschafften Spezialrohrwagen eingestellt. Mit diesen gummibereiften Wagen können mühelos etwa 200 m Flügelleitung an jede Stelle des Geländes verfahren werden.

IV. Kosten.

Die Gesamtkosten der Konstädter Anlage einschließlich aller Nebenanlagen betrugen etwa 118 000 RM.

Hiervon entfallen im einzelnen auf:

Sammelbehälter, Pumpenhaus und Frischwasserzuleitung	9 000 RM
Maschinenanlagen einschließlich Montage	18 000 „
Erdleitung einschließlich Düker und Durchbrüche	46 400 „
Fliegende Leitungen und Regner	6 000 „
Bodenfilterbecken	8 600 „
Rieselanlage, Wegeverlegung, Dränungen, Planierungsarbeiten	19 000 „
Nebenanlagen (Silo, Schuppen)	8 000 „
Bauleitungs- und sonstige Kosten	3 000 „

Die Genossenschaft erhielt ein Darlehn von 95 000 RM. Der Rest wurde durch Eigenmittel und Grundförderungszuschuß für Erwerbslose aufgebracht.

Sämtliche Anlagen auf dem Fabrikgelände und die Hauptrohrleitung bis zum Punkte *B* sind auf Kosten der Hefefabrik errichtet worden; d. h. der Kapitaldienst wird hierfür von ihr übernommen, während das Restkapital von der Genossenschaft verrentet wird. Auf Grund eines Vertrages erhält die Genossenschaft von der Hefefabrik laufend jährliche Zuwendungen. Sie sind so bemessen, daß die Jahreslast der Genossen für Verzinsung, Tilgung, Abschreibung und Unterhaltung eine gewisse Belastung je Morgen Wiese und je Morgen Acker nicht übersteigt. Diese Belastungen wurden auf Grund eines landwirtschaftlichen Gutachtens ermittelt. Die Pumpkosten — mit Ausnahme des Frischwasserpumpens — trägt die Hefefabrik. Die Kosten der landwirtschaftlichen Betriebsumstellung werden von den Landwirten selbst getragen.

V. Bauausführung.

Die Bauarbeiten wurden im Sommer und Herbst 1935 ausgeführt. Die Verlegung der Stamm- und Ringleitung bot keine wesentlichen Schwierigkeiten. Es wurden im nördlichen Gebiete 2300 m Gußrohre von 100 mm l. Weite und im Südring 1700 m Gußrohre von 125 mm l. Weite verlegt. Die Länge der Stammleitung von 150 mm l. Weite beträgt etwa 1200 m. Nach dem Verlegen wurde das Netz abschnittweise mit 15 atü abgedrückt. Die zweimalige Unterdükerung des Konstädter Baches gestaltete sich wegen umfangreicher Wasserhaltungsarbeiten bei Schliefsand schwierig. Die Düker wurden aus Flanschenrohren vorher zusammengebaut und in einem Einschnitt des Baches versenkt und einbetoniert (Abb. 9). Die Unterfahrung der Landstraße im südlichen Teile wurde durch Bohren von schmiedeisernen Mantelrohren bewerkstelligt. Das unter der Reichsbahnstrecke, jedoch noch innerhalb des Brückenvorlandprofils befindliche Leitungsstück wurde auf Grund einer Auflage ebenfalls ummantelt. Hier wurden gußeiserne Halbschalen verwendet, an den Kopfenden der Mantelrohrleitungen wurden zwei gemauerte Beobachtungsschächte vorgesehen.

Der Sammelbehälter und der Pumpenraum wurde in Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1:5 ausgeführt. Die Sohle erhielt eine Grundwasserdichtung.

Die Innenwände wurden geputzt und mit einem doppelten Inertolanstrich versehen. Für die Wanddurchbrüche der Saugstützen wurde gegen Wasserdruck vom Behälter eine elastische Stopfbüchsenkonstruktion nach Abb. 10 gewählt, die sich bisher gut bewährte.

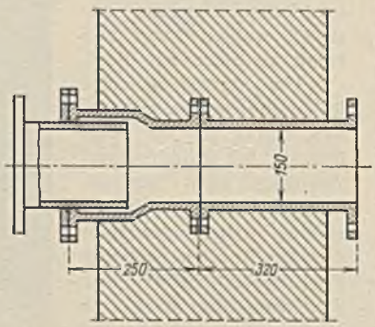


Abb. 10.
Bewegliche Wanddurchführung.

VI. Betrieb.

Der Betrieb der Anlage wird von Montag bis Freitag 24stündig durchgeführt. Das Verlegen der Rohrleitungen und Verstellen der Regner wird von zwei Wärtern vorgenommen, die sich in zwei Schichten ablösen. Der Vorschub der Regner spielt sich so ab, daß die neu anzuschließende (zweite) Regnerleitung während des Betriebes des ersten Regners vorgebaut wird. Erst nachdem der Hydrant zum zweiten Regner geöffnet ist, wird der des stillzulegenden Regners geschlossen.

Der Genossenschaftsvorsteher erhält von der Hefefabrik für jede Woche einen Betriebsplan, aus dem die Anfallmengen und die Zeitdauer hervorgehen. Die Wärter erhalten hiernach entsprechende Anweisungen.

Der Genossenschaftsvorsteher ist satzungsmäßig befugt, bei Beregnungsschlägen, die von mehreren Genossen bewirtschaftet werden, Fruchtzwang im Interesse des einheitlichen Betriebs vorzuschreiben; d. h., es sind Feldfrüchte mit zeitlich und mengenmäßig gleichem Beregnungsbedarf, z. B. nur Halmfrüchte oder Hackfrüchte, zu bauen, um bei diesen kleinen Ackerstreifen ein mehrfaches Aufstellen der Regner zu verschiedenen Zeitpunkten zu vermeiden.

Der Verregnungsbetrieb spielte sich bisher ohne Störungen ab. Die Regner laufen bisher ohne wesentliche Beanstandung über 2000 Betriebsstunden. Bei dem außergewöhnlich starken Frost dieses Jahres wurden die Bodenfilterbecken etwa vier Wochen zur Verrieselung benutzt. Da das Wasser warm anfällt, entstanden keine Schwierigkeiten.

VII. Landwirtschaftliche Gesichtspunkte.

Zum Schluß seien noch einige landwirtschaftliche Fragen kurz gestreift, die mit der Beregnung zusammenhängen.

Es werden im Jahre etwa 150 mm Abwasser verregnet, der Rest, etwa 25 mm, wird verrieselt. Es gelangen mit 100 mm Schlempe etwa folgende Nährstoffmengen auf 1 ha Bodenfläche:

	N	P_2O_5	K_2O	CaO
kg/ha	485	235	2293	160

Diese werden zwar nicht alle von den Pflanzen aufgenommen, sondern verbleiben teilweise im Boden oder versinken im Untergrund. Immerhin liegt für den Dauerbetrieb die Gefahr der Versalzung nahe. Um einer Versäuerung des Bodens entgegenzuwirken, wird Kalk gegeben. Auf Grund vertraglicher Abmachung ist die Hefefabrik verpflichtet, je 100 m³ Abwasser 600 kg Kalk ($CaCO_3$) für diesen Zweck zu liefern. Durch vergleichende Untersuchung von beregneten und unberegneten Bodenproben verschiedener Schläge soll festgestellt werden, in welchem Maße die Nährstoffe im Boden verbleiben bzw. von der Pflanze genutzt werden.

Vor allem ist eine Umstellung des landwirtschaftlichen Betriebes auf beregnungsgünstige Pflanzen notwendig. Außer Grünland, das, wie vorher gesagt wurde, sehr aufnahmefähig ist, eignen sich besonders Rüben, Hanf, Flachs, Senf, Inkernatklee, Kartoffeln und Gemenge. Auch Halmfrüchte können im Frühstadium etwas beregnet werden.

Am 15. September 1936 wurde eine Grasprobe von dem mit Hefeabwasser beregneten, hauptsächlich mit Knaulgras bestandenen Schlage vom Kulturtechnischen Institut der Technischen Hochschule Breslau (Professor Zunker) untersucht. Die chemische Analyse des Grases hatte folgendes Ergebnis:

	Mit Hefeabwasser beregnetes Gras		Dagegen in Schebitz Gehalt in % d. Heues
	Gehalt in % des Frischgewichts	Gehalt in % des Heues (mit 15% Wassergehalt)	
Absolute Trockenmasse	13,10	85,00	85,00
Asche	1,65	10,72	10,38
Rohfett	0,56	3,63	3,26
Rohfaser	3,29	21,36	21,75
Roheiweiß	3,62	23,51	19,34
Verdauliches Roheiweiß	2,60	16,86	10,00
Reineiweiß	2,49	16,18	17,57
Verdauliches Reineiweiß	1,53	9,96	8,18
Kalk CaO	0,13	0,84	1,40
Magnesia MgO	0,05	0,29	0,35
Kali K_2O	0,40	2,62	2,84
Natron Na_2O	0,09	0,58	0,94
Phosphorsäure P_2O_5	0,14	0,92	1,02
$CaO + MgO + K_2O + Na_2O + P_2O_5$		5,25	6,55

Dem Ergebnis ist der Gehalt des mit 550 mm Abwasser der Stadt Breslau beregneten, im September 1934 als vierten Schnitt gewonnenen Knaulgrases in Schebitz bei Breslau gegenübergestellt. Im Konstädter Grase ist der Eiweißgehalt größer und der Gehalt an Alkalien und Erdalkalien sowie Phosphorsäure kleiner als im Schebitzer Grase. Bemerkenswert ist dabei, daß trotz des hohen Kaligehalts des Hefeabwassers der Kaligehalt des Konstädter Grases immer noch kleiner bleibt als jener des Schebitzer Grases.

Zusammenfassend muß man den Nährwertgehalt des mit Hefeabwasser beregneten Grases als sehr hoch bezeichnen, und eine Versalzung des Bodens läßt sich aus der Grasanalyse nicht erkennen.

Die Ernteergebnisse des ersten Betriebssommers sind nach Angabe des Genossenschaftsvorstehers durchaus zufriedenstellend. Ein abschließendes Urteil wird erst nach Verlauf einiger Jahre möglich sein.

Während vor der Beregnung, auf die Gesamtfläche der hauptbeteiligten Wirtschaft umgelegt, an Kunstdünger rd. 10 RM je Morgen aufgewendet wurde, konnte in diesem Jahre auf jegliche Kunstdüngergabe verzichtet werden.

Die an Futterfruchtbau eingesparten 35 Morgen (43 % der Fruchtfutterflächen) dienten ausschließlich der Faserpflanzung (Hanf), wodurch eine erhebliche Wirtschaftssteigerung erzielt wurde. Abb. 11 u. 12 zeigen beregneten und unberegneten Hanf auf gleichem Boden. Mit einer Vergrößerung der Wiesen würde ein Aufbau der Viehbestände möglich sein. Während z. B. unter normalen Verhältnissen bei Weidebetrieb ein Stück Großvieh fast zwei Morgen Land fordert, genügt bei Koppeln, die mit Abwasser beregnet werden, $^1/_2$ bis $^3/_4$ Morgen. Die beteiligten Landwirte müssen natürlich ihre Betriebe beobachten, besonders hinsichtlich der Abmessung der Einzelgaben und der Wahl des Beregnungszeitpunktes. Auch wird eine Beobachtung und Sortenauswahl des Saatgutes wichtig sein, da diese oder jene Sorte der Beregnung durch Abwasser günstiger gegenübersteht als eine andere.

Abb. 11. Hanf beregnet.

Abb. 12. Hanf unberegnet.

Schlußwort.

Die Konstädter Verregnungsanlage ist eine der ersten ihrer Art in Deutschland. Bis zu ihrer Vollendung waren manche Schwierigkeiten zu überwinden. Erfahrungen lagen nicht vor, so daß beim Beschreiten neuer Wege auch manches Risiko mit in Kauf genommen werden mußte.

Der seit einem Jahr ununterbrochene, mit bestem Erfolge durchgeführte Betrieb hat bewiesen, daß die Anlage den technischen Anforderungen durchaus gerecht wird. Wenn auch über die landwirtschaftlichen Auswirkungen jetzt noch kein abschließendes Urteil möglich ist, so berechtigt doch der bisherige gute Erfolg zu weiterer Hoffnung.

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.

(Schluß aus Heft 45.)

3. Die Strombrücke.

Auf Grund eines von den Firmen Demag und Krupp aufgestellten Vorentwurfs, bei dem beide Firmen unabhängig voneinander einen Parallelträger mit Rautenausfachung vorgeschlagen hatten, entschloß sich die Bauverwaltung dieses System der Ausschreibung, die an die größeren Brückenbaufirmen des Westens ging, zugrunde zu legen. Den Firmen war es dabei überlassen, Sondervorschläge zu machen. Nur die Dortmunder Union und Krupp haben von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht. Die erstgenannte Firma bot außer dem Rautenträger einen Parallelfachwerkträger mit einfachem Strebenzug ohne Pfosten an. Bei 24,20 m Systemhöhe betrug die Hauptfeldweite der Brücke 21,40 m. Diese Feldweite war durch drei zwischen den Fahrbahnrandträgern liegende Zwischenquerträger aufgeteilt. Das Gewicht des Trägers mit einfachem Strebenzug lag um rd. 6 % höher als das des Rautenträgers, die Kosten um 140 000 RM. Für seine Wahl konnten also nur ästhetische Vorzüge sprechen. Die Ansichten waren geteilt. Der bekannte Architekt Wehner z. B. äußerte sich dahin, daß das System mit einfachem Dreieckverband maßstäblich für das Flußbild nicht tragbar sei, weil die einzelnen Gefache zu groß seien und eine Anpassung an die Maßstäbe der Umgebung nicht mehr gestatteten. Der Rautenträger hingegen lasse durch die Diagonalzwischenknotenpunkte die Gefachteile geringer erscheinen und schwäche dadurch wesentlich die Höhenwirkung des Balkens ab. Diese Auffassung entsprach auch der der vergebenden Stelle, und mit Rücksicht auf die außerdem beträchtliche Kostenersparnis wurde dem Rautensystem der Vorzug gegeben.

Der Sondervorschlag der Firma Krupp sah bei dem Rautenträger einen parabelförmig gekrümmten Obergurt vor (Abb. 12). Diese Form des Trägers wirkt zweifellos schlanker als der Parallelträger, hebt aber anderseits die außermittige Stellung des Mittelpfeilers stärker hervor. Die unruhige Aufteilung der Wand mit der verschiedenen Neigung der Diagonalen und dem wechselnden Abstande der Pfosten läßt die klare Aufteilung des Parallelträgers vermissen.

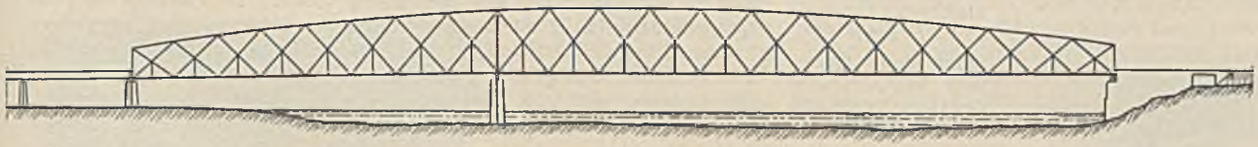


Abb. 12. Sondervorschlag Krupp.

Die Wahl der Systemhöhe der Hauptträger war den anbietenden Firmen freigestellt. Die Vorschläge sahen Höhen von 23,0, 24,0, 24,6, 25,0 und 25,6 m vor. Ausgeführt wurde der Entwurf Demag mit 24,0 m Höhe. Die Gewichte bei den einzelnen Angeboten nahmen mit zunehmender Systemhöhe ab. Eine von der Demag durchgeführte Berechnung mit einer Höhe von 23,0 m ergab ein beträchtliches Mehrgewicht. So wünschenswert auch mit Rücksicht auf das Aussehen der Brücke eine möglichst große Schlankheit war, konnte sich die Verwaltung, da die Schwierigkeiten der Finanzierung äußerste Sparsamkeit bedingten, nicht entschließen, für eine voraussichtlich kaum ins Auge fallende Verbesserung erhebliche Mehrkosten aufzuwenden. Die Hauptstromöffnung hat nunmehr ein Schlankheitsverhältnis rd. 1 : 11, der gesamte Stromüberbau 1 : 17. Die entsprechenden Zahlen sind bei der benachbarten Eisenbahnbrücke 1 : 9 bzw. 1 : 16.

Die Hauptstromöffnung von 255,75 m Stützweite weist 25 Felder, die Nebenstromöffnung 15 Felder von je 10,23 m Stützweite auf. Die Höhe der Stegbleche der Gurtungen beträgt 1100 mm, die Breite der Deckplatten des Obergurtes 1290 mm. Die Breite der Diagonalen wechselt entsprechend der Stabkraft. Sie wirken, aus größerer Entfernung betrachtet, außerordentlich schlank. Auch die reinen Zugstäbe haben einen durchgehenden Steg.

Die Fahrbahnträger sind geschweißt. Die Querträger haben bei einem Abstande der Hauptträger von 15,90 m eine Höhe von 1988 mm und eine Stegblechdicke von 13 mm. Von der vielfach üblichen Einspannung der Querträger in die Diagonalen wurde abgesehen. Genaue Untersuchungen ergaben, daß bei den hier vorliegenden Verhältnissen durch diese Maßnahme zwar die Nebenspannungen, die in den Untergurten durch die Verdrehung der Querträgerenden bei verschiedener Belastung der einzelnen Felder entstehen, von 120 auf 100 kg/cm² heruntergesetzt werden konnten, daß aber anderseits dadurch in die Diagonalen Nebenspannungen von 350 kg/cm² hineingebracht wurden.

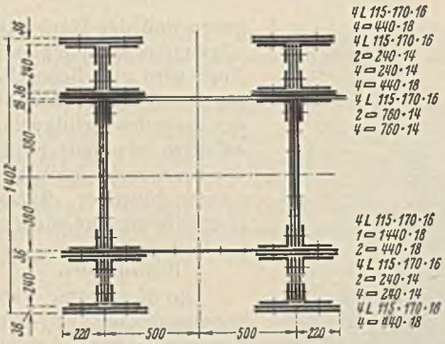


Abb. 14. Querschnitt des Pfostens des Portales über Pfeiler 8.

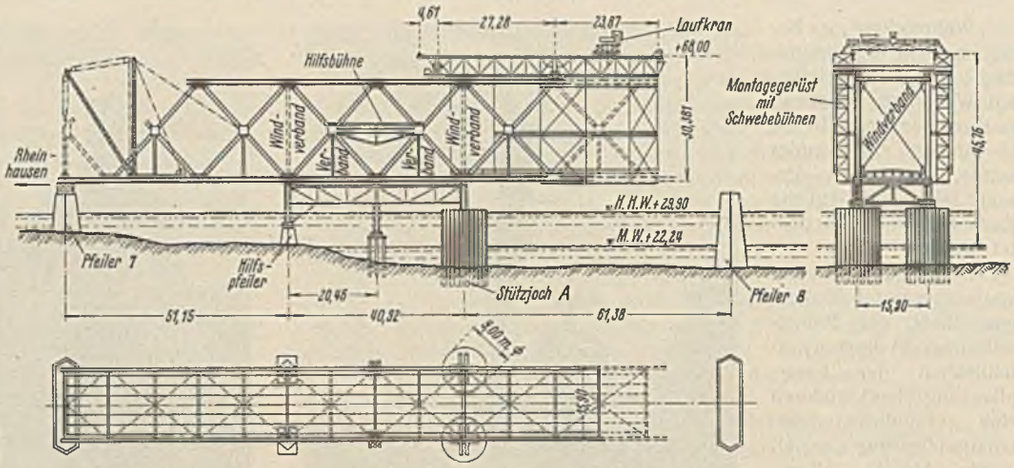


Abb. 15. Montage der linksrheinischen Stromöffnung.

Das System der Verbände ist in Abb. 3 dargestellt. Der obere Verband besteht aus zwei stehenden ⊏-Eisen bzw. ⊏-förmigen Querschnitten. Diese Anordnung hat vor der sonst vielfach gebräuchlichen Anordnung geschlossener Querschnitte den Vorteil eines großen Trägheitsmomentes, vor liegenden ⊏-Eisen den Vorteil größerer Rostsicherheit voraus.

Für die Portale hatte die Demag ursprünglich eine Ausfachung der oberen Hälfte vorgesehen. Auf Vorschlag von Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper wurde die Ausfachung weggelassen und damit ein vollkommen ungestörter Durchblick durch die Brücke gewonnen (Abb. 13). Der Pfosten des Portales über dem Mittelpfeiler hat eine größte Normalkraft von rd. 2600 t. Der Querschnitt ist in Abb. 14 dargestellt. Die Endportale wurden auf Knicken zunächst unter der Annahme untersucht, daß im Knickpunkte Gelenke vorhanden sind, und zwar unter Benutzung der genauen Formeln für den Zweigelenkrahmen. Die genaue Untersuchung für den vierseitigen Rahmen haben die Professoren Geh. Reg.-Rat Dr.-Ing. Hertwig und Dr.-Ing. K. Pohl durchgeführt. Dem zweiten Zahlenbeispiel der Veröffentlichung in Bautechn. 1936, Heft 17, liegen die Werte des kleineren Endportals zugrunde [1]).

[1]) Zu der oben erwähnten Ableitung ist übrigens folgendes zu bemerken: Die Formeln gehen von der Annahme eines konstanten Elastizitätsmoduls aus. Für die im Brückenbau überwiegenden Fälle des Knickens im unelastischen Bereich ist jedoch beim Pfosten an Stelle des Elastizitätsmoduls E der Knickmodul $T_k = \frac{\sigma_k \lambda^2}{\pi^2}$ zu setzen. Da die T_k-Werte sich mit abnehmendem λ stark verringern, wächst umgekehrt das Steifigkeitsverhältnis von Riegel zu Pfosten rasch an. Die Rechnung zeigt z. B., daß bei dem mittleren Portal der Rheinbrücke die Knicklast, die bei der Annahme $T_k = E$ etwa 17 % unter dem Grenzwert liegt, nahezu den Grenzwert (steife Riegel) erreicht.

Als Material diente vorwiegend St 52; St 37 wurde lediglich für die Verbände und die Fußwegkonstruktion verwendet.

Die Hauptträger wurden in der Werkstatt zusammengepaßt, die Löcher der Montageniete wurden dabei auf 1 mm aufgerieben. Für die Montage hatte die Rheinstrombauverwaltung außer der üblichen Bedingung, daß während der Wintermonate keine hölzernen Gerüste im Strom stehen dürften, zwei Schiffahrtöffnungen von 80 bzw. 60 m lichter Weite vorgeschrieben. Daraus ergab sich nahezu zwangläufig, daß zunächst der linksrheinische Überbau montiert und sodann die Hauptstromöffnung im Freivorbau erstellt wurde, wobei sie an zwei Punkten abgestützt werden konnte. Da die Montage des linksrheinischen Überbaues in den Winter fiel, wurde auch sie im wesentlichen im Freivorbau durchgeführt. Abb. 15 u. 16 geben den Montagevorgang wieder. Im Abstande von zwei Doppelfeldern (40,92 m) wurden Stützjoche errichtet. Das nach dem Lande zu liegende bestand aus zwei Betonhilfspfeilern, das wasserseitige aus zwei mit Kies gefüllten, kreisförmigen Spundwandkasten von 9,0 m Durchmesser. Auf dem Kies lag jeweils eine kräftige Eisenbetonplatte, auf dieser ein Trägerrost. Beide Stützjoche waren durch einen eisernen

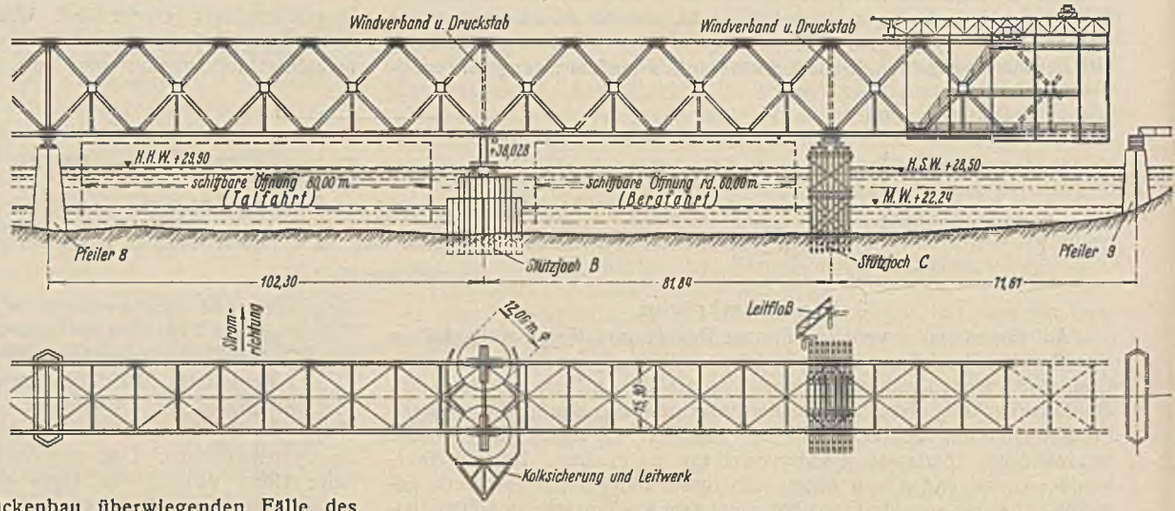


Abb. 16. Montage der Hauptstromöffnung.

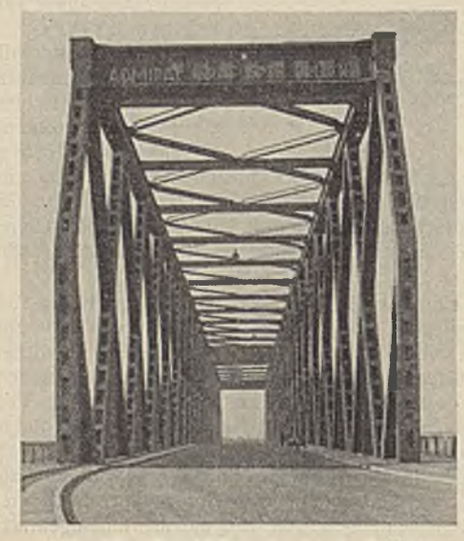


Abb. 13. Durchblick durch die Brücke.

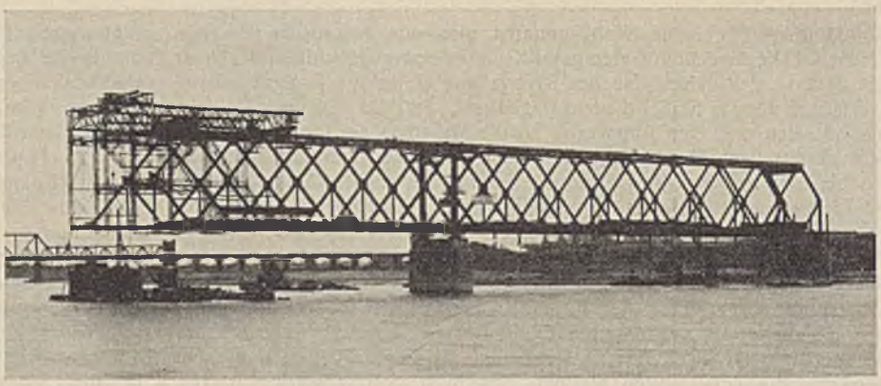


Abb. 17. Montage der Hauptstromöffnung zwischen Pfeiler 8 und Stützjoch B.

Rüstträger verbunden. Das in der Mitte des Rüstträgers angeordnete Holzjoch diente nur zur Montage des Rüstträgers und hätte bei einem etwaigen Eisgang entfernt werden können. Die Montage des Brückenteiles über dem Rüstträger sowie der Freivorbau bis Pfeiler 7 geschah mit Hilfe eines Schwenkmastes. Das schwerste Stück, das mit ihm gezogen wurde, hatte ein Gewicht von 23 t. Für die Montage der übrigen Teile der Brücke wurde ein von der Demag für den besonderen Zweck gebauter Freivorbaukran verwendet (s. Abb. 15, 16, 17, 19, 20). Er lief auf dem Obergurt und ermöglichte es, Stücke bis zu 38 t Gewicht und bis zu 30 m Länge zu montieren. Besonders vorteilhaft war die Anordnung der seitlichen Arbeitsbühnen zum Abnieten der Gurtknotenpunkte, durch die wesentlich an Gerüstbauarbeit gespart wurde. Der Kran ermöglichte es, den über 4000 t schweren Hauptstromüberbau in der kurzen Zeit vom 1. Juli bis 22. November 1935 zu montieren. Allerdings erforderte er auch die Anordnung eines Gegengewichtes am Pfeiler 7, wofür die Demag vorhandene Blechträger einer später zu montierenden Eisenbahnbrücke benutzen konnte.

Über den Stützjochen waren Hilfspfosten mit behelfmäßigen Verbänden zur Aufnahme der Windkräfte eingebaut. Für die Pfosten wurden teilweise Diagonalen verwendet, die erst später gebraucht wurden. Sie dienten u. a. dazu, die Stützendrücke gleichmäßig auf beide Strebenzüge zu verteilen. Da die Spundwände des Stützjoches *A* beim Stützjoch *B* in der Hauptstromöffnung wieder verwendet wurden, war es erforderlich, den linksrheinischen Stromüberbau so rasch als irgend möglich freizusetzen. Infolgedessen wurde nicht erst der Einbau des Portales über Pfeiler 8 abgewartet, sondern man nahm in Kauf, daß zwischen diesem und Stützjoch *A* zunächst nur ein Strebenzug in Wirkung trat. Nach der Montage des Portales wurde die nach dem Obergurtknotenpunkt zu steigende Diagonale mittels Wasserdruckpressen so lange angezogen, bis die Löcher der Anschlußniete paßten. Da die Hauptträger in der Werkstatt zusammengebaut gewesen waren, war damit die Gewähr gegeben, daß beide Strebenzüge gleichmäßig belastet wurden.

Entsprechend der Forderung der Strombauverwaltung ergab sich der Abstand von Mitte Pfeiler 8 bis Mitte Stützjoch *B* zu 102,30 m, von Mitte Stützjoch *B* bis Mitte Stützjoch *C* zu 81,84 m (s. Abb. 16). Wie bereits oben erwähnt, war Stützjoch *B* (Abb. 18) gleich dem Stützjoch *A* konstruiert, die Spundwandkasten hatten jedoch einen Durchmesser von 12 m.

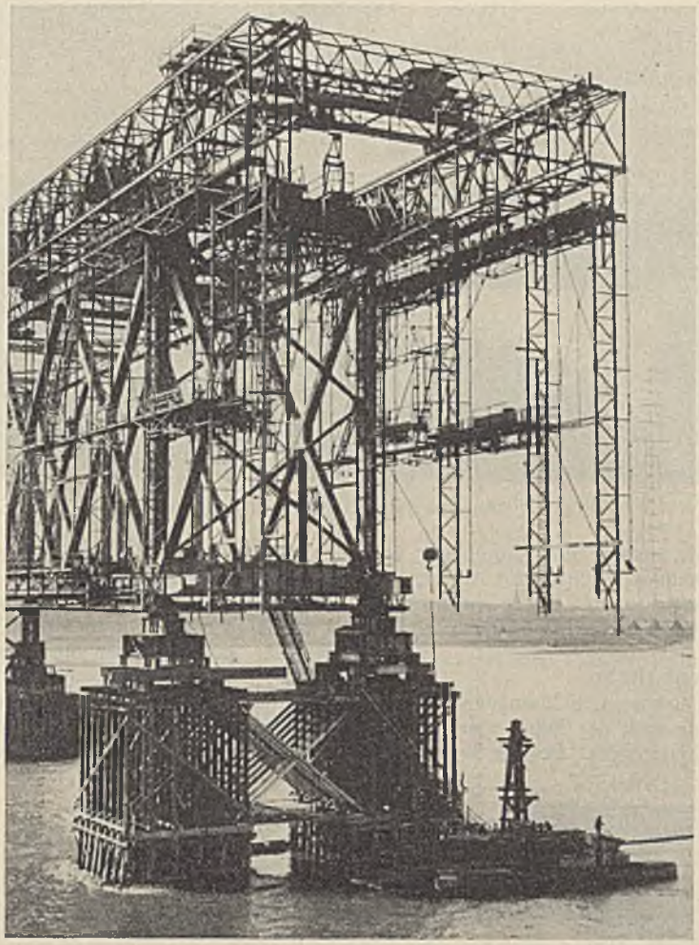


Abb. 19. Stützjoch *C*.

Der größte Auflagerdruck betrug je Spundwandkasten 2400 t, die mittlere Pressung des Kieses unter der lastverteilenden Eisenbetonplatte 2,37 kg/cm², an der Rheinsohle 4,33 kg/cm², die größte Kantenpressung 6,59 kg/cm². Die Spundwände reichten 5 m unter die Rheinsohle. Die Höhe der Kiesfüllung betrug 12 m, die Dicke der druckverteilenden Eisenbetonplatte 1 m. Gewählt war das Krupp-Profil III. Die geteilten Schlösser ermöglichten ein leichtes Ziehen unter der bestehenden Konstruktion. An drei Stellen wurde der Spundwandkasten durch Bänder, die mit Spannschrauben angezogen waren, zusammengehalten. Die unterste Begurtung hatte einen Zug von 318 t aufzunehmen. Sie bestand aus drei Flacheisen 300 · 30.

Die Zusammenpressung des Kieses beim allmählichen Aufbringen der Belastung war verhältnismäßig gering. Nach den Erfahrungen beim Stützjoch *A* mußte mit einer ziemlich starken Kolkwirkung des Stromes gerechnet werden. Es wurde deshalb rings um das Stützjoch eine oberstrom spitz zulaufende Schutzwand aus Spundwänden geschlagen (Abb. 16). Auch diese mußte noch durch Steinpackungen geschützt werden.

Das Stützjoch *C* (Abb. 19) bestand aus zwei Pfahljochen von je 48 Pfählen mit je 34 cm Durchm. Die Belastung der am ungünstigsten beanspruchten Pfähle betrug 39 t. Durch Anordnung eines Trägerrostes war für statisch bestimmte Lastverteilung gesorgt. Um beim Freivorbau infolge der Durchbiegung nicht in das Schiffahrtprofil hineinzukommen, wurde der Überbau zunächst bei Pfeiler 7 um 109,4 cm tiefer montiert. Beim Erreichen der Stützjoche *B* und *C* wurde jeweils die Konstruktion so weit mit Wasserdruckpressen gehoben, als es die Tragfähigkeit der Stützjoche zuließ. Erst nachdem die Hauptträger in ganzer Länge montiert waren, wurde an den Pfeilern 7 und 9 die richtige Höhenlage hergestellt.

Abb. 17 bis 20 zeigen einige Bauzustände. Bei der ersten Aufnahme ist die linksrheinische Stromöffnung montiert, der Hauptstromüberbau kragt 102,30 m weit vor. Das nächste Bild zeigt eine Untersicht der Brücke mit der Auflagerung auf Stützjoch *B*. Abb. 19 gibt das Stützjoch *C* wieder, Abb. 20 den Bauzustand am 30. Oktober 1936. Der Stromüberbau ruht auf beiden Stützjochen.

4. Die rechtsrheinische Flutbrücke (Abb. 21).

Dieser Teil der Brücke liegt in der Krümmung. Durch eine geringe Schrägstellung des Endquerträgers zur Vorderkante des rechtsrheinischen Widerlagers war es möglich, sämtliche Querträger parallel anzuordnen. Mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund des rechtsrheinischen Widerlagers wurde in der kleineren Öffnung ein Gelenk angeordnet. Die größere, nach der Strombrücke zu liegende Öffnung von 23,10 m Stütz-

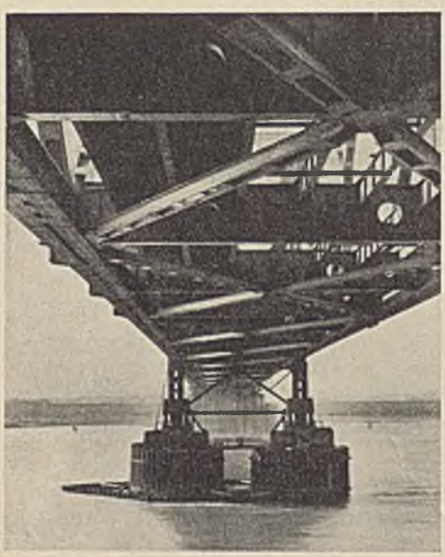


Abb. 18. Untersicht der Hauptstromöffnung.

Abb. 20. Montage der Hauptstromöffnung.

weite, kragt um 6,50 m über Pfeiler 10 aus. Der eingehängte Träger hat eine Stützweite von 13 cm. Für die Stellung des Mittelpfeilers war das Bestreben maßgebend, die Kosten der Gründung niedrig zu halten. Die ausführende Firma Eisenwerk Wanheim ordnete fünf unter der Fahrbahn liegende Hauptträger an. Bei der größeren Öffnung war die Bauhöhe, wie bereits oben erwähnt, so niedrig als möglich, und zwar 1,07 m gewählt. Die Konstruktion ist geschweißt mit Ausnahme des Windverbandes und der Baustellenverbindungen. Da die Fahrbahn wegen der Krümmung einseitiges Gefälle aufweist, haben alle Hauptträger verschiedene Höhe. Als Material kam ausschließlich St 37 zur Anwendung. Die Hauptträger wurden in der Werkstatt in voller Länge zusammengeschweißt. Die Montage geschah mit Hilfe eines Mastes (Abb. 22).

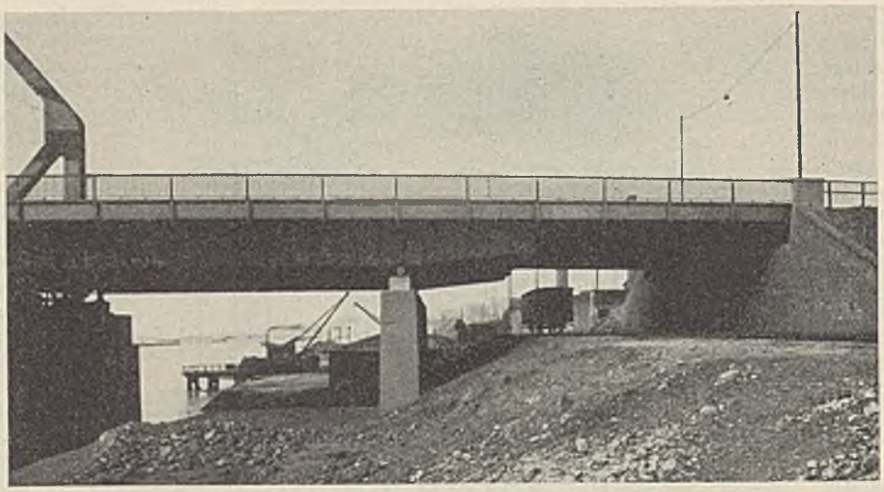


Abb. 21. Ansicht der rechtsrheinischen Flutbrücke.

5. Fahr- und Gehbahnen.

Die anbietenden Firmen hatten teils eiserne, teils Eisenbetonfahrbahntafeln vorgesehen. Vorübergehend wurde auch der Einbau einer leichten Fahrbahn nach dem Vorschlage Schaper erwogen. Bei der Strombrücke und der linksrheinischen Flutbrücke hätten sich damit beträchtliche Ersparnisse erzielen lassen. Bei dem damaligen Stande der Versuchsforschung und praktischen Erfahrungen konnte man sich jedoch nicht zur Anwendung der leichten Fahrbahn an einem so großen Bauwerk entschließen. Bei der rechtsrheinischen Flutbrücke mit ihren verhältnismäßig kleinen Stützweiten ergab sich kein wirtschaftlicher Vorteil. Ebenso zeigten vergleichende Untersuchungen, daß, wenn man bei der statischen Berechnung die elastische Formänderung der Längsträger berücksichtigt, die Eisenbetonfahrbahntafel der eisernen unterlegen war. Unter diesen stellte sich am günstigsten die Verwendung Kruppscher Doppelwinkel (Abb. 23). Sie haben vor den Zoreseisen den Vorzug größerer Wanddicke, der über schiffbaren Strömen und im Industriegebiet besonders ins Gewicht fällt. Das Material hatte einen Kupfergehalt von 0,2 bis 0,3 %. Die Doppelwinkel wurden untereinander vollständig verschweißt. Infolgedessen wurde als Füllung Bimsbeton verwendet, und zwar mit einer Zusammensetzung von 1 Rtl. Sand : 2 Rtl. Bimskies und einem Gehalt von 250 kg Zement je m³ fertigen Beton. Die Überdeckung der Eisen betrug 5 cm. Die Isolierung der Fahrbahn bestand aus zwei Lagen Jutegewebe. Die Bitumenklebemasse wurde teils in der üblichen Weise aufgestrichen, teils gespritzt. Die Schutzschicht bestand aus Beton mit einem Mischungsverhältnis von 300 kg Zement je m³ fertigen Beton. Unter den zukünftigen Straßenbahnschienen hat die Schutzschicht nur 3 cm Dicke. Sie erhielt hier eine 33 cm breite Einlage von Baustahlgewebe 100 · 100 · 3,4 · 3,4 mm. Mit Rücksicht darauf, daß die Arbeiten im Winter ausgeführt werden mußten, wurde teilweise hochwertiger Zement verwendet. Die Fahrbahn der linksrheinischen Flutbrücke und der Strombrücke erhielten als Belag Mansfelder Kupferschlackenkleinpflaster.

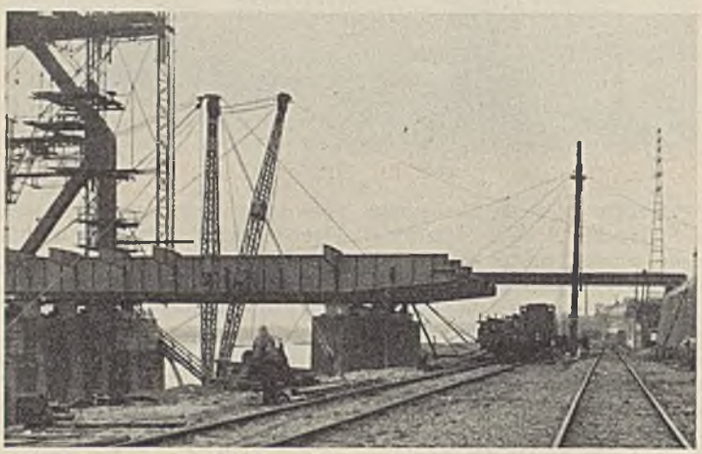


Abb. 22. Montage der rechtsrheinischen Flutbrücke.

Bei der Strombrücke wurden in 81,84 m Entfernung Fahrbahnunterbrechungen angeordnet, bei der rechtsrheinischen Flutbrücke über dem Gelenk. Die Anordnung ist aus Abb. 23 zu ersehen.

Die Fahrbahnübergänge an den Brückenenden wurden je nach der zu erwartenden Längenänderung verschieden konstruiert. Über dem rechtsrheinischen Widerlager kamen einfache Gleitbleche zur Anwendung. Da diese Bleche häufig durch Unterrostung hochgetrieben werden, wurden sie mit Messingschrauben mit Stahlmutter so befestigt, daß sie von oben leicht abgenommen werden können, um die Gleitfläche und andere schwer zu erreichende Teile der Konstruktion zu streichen. Über dem linksrheinischen Widerlager und Pfeiler 7 wurde die übliche Fingerkonstruktion eingebaut. Sie hat bekanntlich den Nachteil, daß in den Zwischenräumen Fahrräder und Stollen von Pferdehufen leicht hängen bleiben. Legt man, um diesen Mangel zu beheben, ein Blech über die Finger, so treten beim Befahren Stöße auf. Die über Pfeiler 9 angewandte Konstruktion vermeidet diese Nachteile (Abb. 24). Bei Längenänderung der Brücke gleiten die durch Nirostastahlbolzen gelenkig verbundenen Stahlgußteile auf ihrer gekrümmten Unterlage. Bisher konnten im Betrieb keine Mängel festgestellt werden. Die Konstruktion ist der Demag mit DRP 639510 geschützt.

Die Radwege und Bürgersteige wurden in Eisenbeton mit 3 cm Asphaltbelag hergestellt. Die Ausschreibung ergab, daß an Ort und Stelle gestampfte Eisenbetonplatten im vorliegenden Falle den fabrikmäßig hergestellten wirtschaftlich überlegen waren.

F. Die rechtsrheinische Rampe.

In etwa 400 m Entfernung vom rechtsrheinischen Brückenkopf sind eine zweigleisige Eisenbahn sowie rechts und links der Bahn je eine Straße zu überbrücken. Die Rampe hat infolgedessen zunächst ein Gefälle von 1 : 312 und mündet dann hinter dem Kreuzungsbauwerk mit einer Neigung 1 : 45 in das bestehende Straßennetz ein. Die zur Dammschüttung erforderlichen Massen, rund 126 000 m³, wurden durch Abgrabung im linksrheinischen Vorland gewonnen, von einer Verladebrücke in Schuten gekippt, zum rechten Ufer geschleppt und dort eleviert.

Die Tragkonstruktion des Kreuzungsbauwerkes besteht aus einbetonierten I-Trägern. Zwischen der Brücke über die Hüttenstraße und der über die Eisenbahn kreuzt eine Freigasleitung von 1,20 m Durchm. die Rampe. Infolgedessen wurde der Pfeiler zwischen beiden Öffnungen als Stockwerkrahmen in Eisenbeton ausgebildet. Zwischen Wörthstraße und Eisenbahn stehen eiserne Pendelstützen, die mit Beton ummantelt wurden. Die Radwege und Bürgersteige sind als Eisenbetonplatten auf betonummantelten I-Trägern ausgebildet. Für die Ummantelung wurde Baustahlgewebe Nr. 2 verwendet.

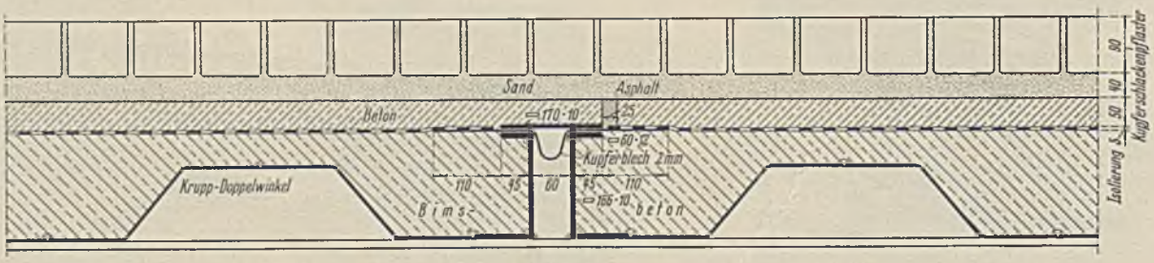


Abb. 23. Fahrbahnbefestigung.

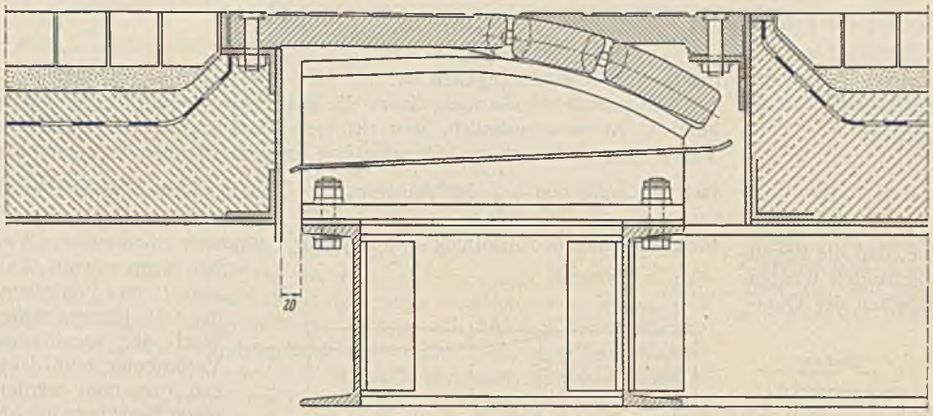


Abb. 24a. Stellung bei + 45°.

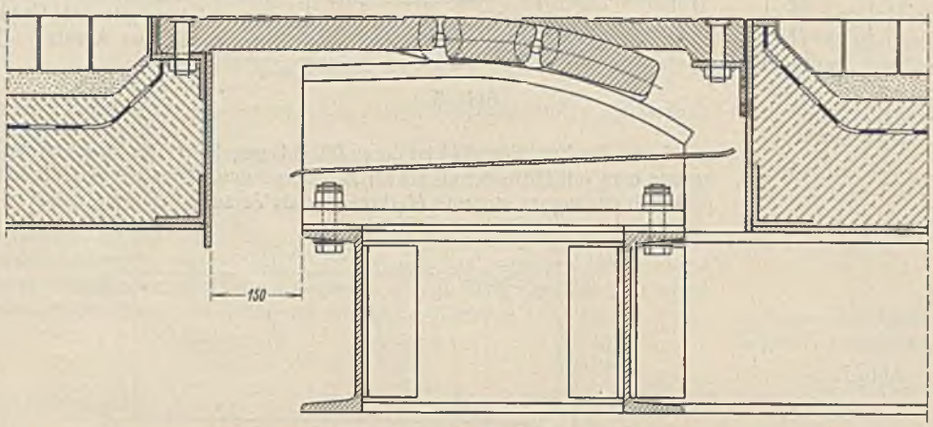


Abb. 24b. Stellung bei + 10°.

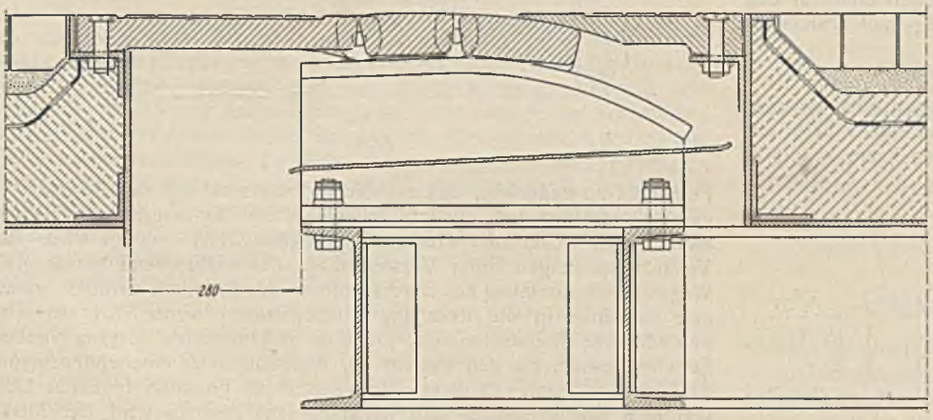


Abb. 24c. Stellung bei — 25°.
Abb. 24a bis c. Fahrbahnübergang bei Pfeiler 9.

G. Allgemeine Angaben.

Die Admiral-Graf-Spee-Brücke war eine Maßnahme des Arbeitsbeschaffungsprogrammes der Reichsregierung (Reinhardtprogramm). Trägerin der Maßnahme war die aus den Städten Duisburg (75%) und Rheinhausen (12,5%) sowie dem Landkreis Moers gebildete Rheinbrückengesellschaft Duisburg-Rheinhausen G. m. b. H. Bei der Finanzierung wurde unterschieden zwischen der eigentlichen Brücke und den Rampen. Diese wurden unter Verwendung der sogenannten Baudienstes ausgeführt, d. h. die neu eingestellten Arbeitslosen wurden nicht nach Tarif entlohnt, sondern erhielten ihre Unterstützung weiter und außerdem je Tagewerk einen Betrag von 0,40 RM als Ablösung für Mittagessen und einen Bedarfsdeckungsschein im Werte von 1 RM. Bei der eigentlichen Brücke wurde nach Tarif entlohnt. Einschließlich aller Nebenkosten, wie Grunderwerb, Planung und Bauleitung sowie unter Einrechnung der von dritter Seite aufgebrachten Mittel wie Arbeitslosenunterstützung, Bedarfsdeckungsscheine usw., standen für den Bau insgesamt 6 750 000 RM zur Verfügung. Mit den Bauarbeiten wurde im Januar 1934 begonnen. Am 22. Mai 1936 übergab Reichsminister Dr. Goebbels die Brücke dem Verkehr. Die Stärke der Belegschaft betrug während der Dauer der Arbeiten i. M. 450 Mann.

Die Gewichte der Stahlkonstruktion betragen:

linksrheinische Flutbrücke . .	1106 t
Strombrücke	6372 t
rechtsrheinische Flutbrücke . .	236 t;

hierzu kommen die Belagbleche mit 557 t Gewicht, so daß also insgesamt 8271 t Stahl eingebaut wurden.

Um möglichst vielen Firmen Beschäftigung zu geben, wurden die Arbeiten und Lieferungen weitgehend aufgeteilt. Es ist daher nicht möglich, alle beteiligten Unternehmer zu nennen. Von den Tiefbaufirmen seien erwähnt:

Vollrath Betonbau G. m. b. H. Duisburg: linksrheinisches Widerlager und Pfeiler 1 und 2; Jaeschke, Baugesellschaft m. b. H., Duisburg: Pfeiler 3 bis 5; Arbeitsgemeinschaft Rabitz & Fleischer, G. m. b. H., Duisburg, und Grün & Bilfinger AG, Mannheim: Pfeiler 6, 7 und 9; Züblin & Cie. AG, Duisburg (bei den Preßluftarbeiten in Arbeitsgemeinschaft mit Dr.-Ing. Paproth & Co., Berlin): Pfeiler 8; Heinrich Hagen, Duisburg: Pfeiler 10; J. Heilingbrunner, Duisburg: rechtsrheinisches Widerlager.

Die Stahlkonstruktion war folgendermaßen verteilt:

Demag AG, Duisburg: Lieferung von rd. 2/3 der Werkstattarbeit sowie Entwurfbearbeitung und Montage der Strombrücke; Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen: Entwurfbearbeitung, Lieferung und Montage der linksrheinischen Flutbrücke, sowie Lieferung von rd. 1/6 der Strombrücke; Eisenwerk Wanheim G. m. b. H., Duisburg: Entwurfbearbeitung, Lieferung und Montage der rechtsrheinischen Flutbrücke sowie Lieferung von rd. 1/6 der Strombrücke.

Gesamtentwurf und Bauleitung lag in den Händen des städtischen Brückenbauamtes Duisburg, dem als Berater Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper zur Seite stand. Die Demag wurde von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig beraten.

Der Einfluß des „Kriechens" auf die Berechnung flacher Dreigelenkbogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Dr. Franz Glaser, Wien.

(Schluß aus Heft 44.)

Bei den Bogenbrücken kommt der Spannungszustand des mittigen Drucks, für den die Entwicklung des Davisschen Widerstandsmoduls gilt, eigentlich nicht vor. Es liegt immer außermittiger Druck vor, weil selbst bei einem nach der Stützlinie geformten Bogen infolge der Verformung der Achse immer noch zusätzliche Momente auftreten. Den Fall des außermittigen Drucks stellen wir uns so vor, daß der Querschnitt zuerst nur mittig gedrückt und sodann ein zusätzliches Moment aufgebracht wird. Auf der Druckseite wird dadurch der vorhandene Druck vergrößert, und die Randfaser erfährt eine zusätzliche Dehnung $\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{R}$, wobei R ein dem Zeitpunkte der Aufbringung des Moments entsprechender Modul ist, der später abgeleitet wird. Auf der Zugseite tritt eine Entlastung ein. Hier ist aber das Verhalten grundsätzlich anders. Die rückgängig gemachte Zusammendrückung wird $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E}$ sein, da die Entlastung sich nur nach dem elastischen Verhalten des Betons richtet, das durch den Elastizitätsmodul des nicht dauernd belasteten Betons bestimmt ist. Es muß auch noch bedacht werden, daß es sich nicht um ein plötzlich aufgebrachtes Moment handelt, sondern der ursprünglich mittig beanspruchte Bogen wird allmählich verformt, und dadurch entsteht das allmählich von 0 bis auf einen Grenzwert M anwachsende Zusatzmoment.

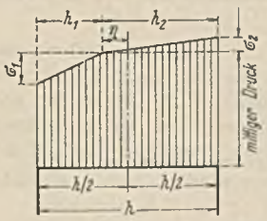


Abb. 6.

Für innerhalb kurzer Zeit aufgebrachte und wieder verschwindende Momente, wie jene von der Verkehrslast, gilt diese Schlußfolgerung nicht. In diesem Falle ist sowohl für die Be- als auch für die Entlastung der Elastizitätmodul E maßgebend.

Für den in Abb. 6 dargestellten Spannungszustand gelten die beiden Gleichgewichtsbedingungen

$$\frac{1}{2}\cdot\sigma_1 h_1 - \frac{1}{2}\cdot\sigma_2 h_2 = 0, \tag{12}$$

$$\frac{1}{2}\cdot\sigma_1 h_1\left(\frac{2}{3}\cdot h_1 + \eta\right) + \frac{1}{2}\cdot\sigma_2 h_2\left(\frac{2}{3}\cdot h_2 - \eta\right) = M. \tag{13}$$

Wegen Gl. (12) wird Gl. (13) zu

$$\frac{1}{3}\cdot\sigma_1 h_1^2 + \frac{1}{3}\cdot\sigma_2 h_2^2 = M.$$

Mit der im Brückenbau allgemein üblichen Annahme, daß die Bogen mit großem Krümmungshalbmesser wie gerade Stäbe behandelt werden dürfen, folgt aus dem Bernoullischen Satze vom Ebenbleiben der Querschnitte bei der Biegung und aus Abb. 7

$$\frac{\varepsilon_1}{h_1} = \frac{\varepsilon_2}{h_2} = \frac{1}{\varrho}, \quad \varepsilon_1 = \frac{h_1}{\varrho}, \quad \varepsilon_2 = \frac{h_2}{\varrho}.$$

Mit $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E}$ und $\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{R}$ wird Gl. (12) zu

$$\frac{1}{2}\cdot\frac{E}{\varrho}\cdot h_1^2 - \frac{1}{2}\cdot\frac{R}{\varrho}\cdot h_2^2 = 0.$$

Daraus können mit $h = h_1 + h_2$ die Teilhöhen ermittelt werden:

$$h_1 = \frac{\sqrt{\frac{R}{E}}}{1+\sqrt{\frac{R}{E}}}\cdot h, \qquad h_2 = \frac{1}{1+\sqrt{\frac{R}{E}}}\cdot h.$$

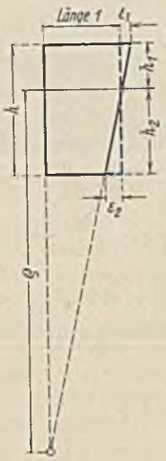


Abb. 7.

Aus Gl. (13) folgt auf Grund ähnlicher Einführungen wie bei Gl. (12)

$$\frac{1}{\varrho}\left(\frac{1}{3}\cdot E h_1^3 + \frac{1}{3}\cdot R h_2^3\right) = M.$$

Für einen geraden Stab gilt bei kleinen Formänderungen

$$\frac{1}{\varrho} = -\frac{d^2y}{dx^2}.$$

Damit ergibt sich die Differentialgleichung der elastischen Linie für den Stab mit verschiedenem elastischen Verhalten auf Zug- und Druckseite

$$\left(\frac{1}{3}\cdot E h_1^3 + \frac{1}{3}\cdot R h_2^3\right)\frac{d^2y}{dx^2} = -M.$$

Wird nun ein gedachter neuer Modul B, der Biegungsmodul genannt werden möge, eingeführt und zwar derart, daß auf der linken Seite mit dem ursprünglichen Trägheitsmoment gerechnet werden kann, so ergibt sich für B die Formel

$$\frac{1}{3}\cdot E h_1^3 + \frac{1}{3}\cdot R h_2^3 = B\cdot\frac{h^3}{12}$$

$$B = 4\left(\frac{h_1}{h}\right)^3 E + 4\left(\frac{h_2}{h}\right)^3 R = 4\left(\frac{\sqrt{\frac{R}{E}}}{1+\sqrt{\frac{R}{E}}}\right)^3 E + 4\left(\frac{1}{1+\sqrt{\frac{R}{E}}}\right)^3 R.$$

Da beim Widerstandsmodul aus dort auseinandergesetzten Gründen der Verhältniswert $\frac{R}{E}$ eingeführt wurde, soll auch beim Biegungsmodul mit der Größe $\frac{B}{E}$ gearbeitet werden. Dafür wird nach einigen Umformungen erhalten

$$\frac{B}{E} = \frac{4\cdot\frac{R}{E}}{\left(1+\sqrt{\frac{R}{E}}\right)^2}. \tag{14}$$

Der Biegungsmodul ist genau so wie der Davissche Widerstandsmodul R eine Funktion der Zeit.

Der Modul R ist aus folgender Überlegung bestimmbar. Für einen Betonkörper, der mit einer konstanten Spannung σ gedrückt wird, gibt der Ausdruck $\frac{\sigma}{R(5)}$ den Endwert der Zusammendrückung an. Nimmt die Spannung aber zu, so stellt das Integral $\int_t^5 \frac{d\sigma}{R(5)+E-R(t)}$ den Endwert der Zusammendrückung vor, wenn $d\sigma$ die Spannungszunahme und $R(t)$ der Davissche Widerstandsmodul im Zeitpunkte t sind. Damit wird allerdings die Annahme gemacht (Abb. 8), daß die R-Kurven für verschiedene Zeitpunkte der Lasteintragung äquidistant sind, was aber durch die Whitneyschen Kurven gerechtfertigt erscheint. Damit ist der Modul R nämlich $R = R(5) + E - R(t)$ bestimmt. Wenn wieder durch E dividiert wird, entsteht die Gleichung

$$\frac{R(t)}{E} = 1{,}219 - \frac{1+4t}{1+19t}, \tag{15}$$

die in Abb. 9 wiedergegeben ist.

Um nun die Verformung durch die Biegungsmomente bestimmen zu können, ist es erforderlich, den richtigen Ausdruck für die spezifische Verdrehung zu berechnen. Da wäre fürs erste zu glauben, daß ganz einfach an Stelle von $\frac{M}{EJ}$ der Ausdruck $\frac{M}{BJ}$ zu setzen sei. Nun ist aber zu bedenken, daß der Ausdruck $\frac{M}{BJ}$ in jedem Zeitpunkte einen anderen Wert hat, denn sowohl M als auch B sind Funktionen der Zeit. Der endgültige Wert der spezifischen Verdrehung muß daher erst berechnet werden. Unter Beachtung der Abhängigkeit von der Zeit ist diese gesuchte Größe durch den Ansatz

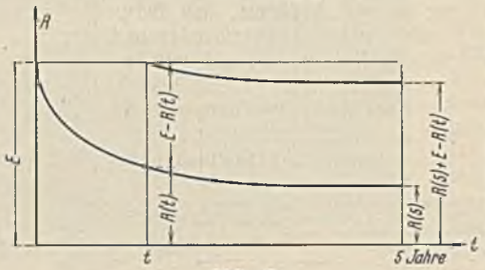


Abb. 8.

$$\int_0^t \frac{dM(t)}{B(t)J}$$

gegeben. Die Funktion $B(t)$ ist durch Gl. (14) gegeben. Die Funktion $M(t)$ könnte man mit Hilfe der Gl. (7) als $H\eta$ berechnen. Dieser Weg ist jedoch praktisch ungangbar, denn in $H\eta$ kommen als Veränderliche H, R und B vor.

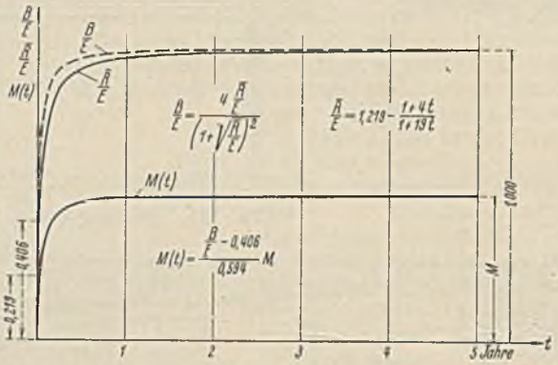


Abb. 9.

Ferner ist zu bedenken, daß natürlich wieder nicht mit dem Werte $B(t)$ gerechnet werden darf, sondern mit einem erst zu berechnenden Durchschnittswert, wobei aber wieder die Funktion $M(t)$ benötigt wird. Aus Versuchsrechnungen unter Vorwegnahme des nachstehend entwickelten Weges zur Bestimmung des Durchschnittswertes B, womit natürlich wieder eine Annahme in die Rechnung hineingetragen wurde, hat sich eine befriedigende Übereinstimmung mit dem nachfolgenden Vorgang ergeben. Es wird deshalb für den Verlauf der Funktion $M(t)$ eine einleuchtende Annahme gemacht. Es liegt nahe, daß diese Funktion in erster Linie von dem Biegungsmodul $B(t)$ abhängig ist. Deshalb wird der Ansatz

$$M(t) = [C_1 B(t) - C_2]\, M$$

gemacht, worin C_1 und C_2 noch zu bestimmende Festwerte und M der Endwert des Momentes sind. Wird die Dauer des Kriechens mit fünf Jahren angenommen, so bestehen die Bedingungen

$$t = 0, \quad M(0) = 0 \quad \text{daraus} \quad C_2 = C_1 B(0)$$

$$t = 5, \quad M(5) = M \quad \text{daraus} \quad C_1 = \frac{1}{B(5) - B(0)}$$

und die gesuchte Funktion lautet

$$M(t) = \left[\frac{B(t) - B(0)}{B(5) - B(0)}\right] M.$$

Sie ist in Abb. 9 eingetragen. Für ihr Differential ergibt sich

$$dM(t) = \frac{M}{B(5) - B(0)}\cdot dB(t)$$

und das zu berechnende Integral lautet damit

$$\int_0^t \frac{dM(t)}{B(t)J} = \frac{M}{J}\cdot\frac{1}{B(5) - B(0)}\int_0^t \frac{dB(t)}{B(t)}$$

$$= \frac{M}{J}\cdot\frac{1}{B(5) - B(0)}\cdot \log\text{nat}\, B(t)\Big|_0^t.$$

Für $t = 5$ wird folgender Wert erhalten:

$$\frac{M}{J}\cdot\frac{1}{B(5) - B(0)}\,[\log\text{nat}\, B(5) - \log\text{nat}\, B(0)].$$

In Abb. 9 wurde auch die Kurve $\frac{B(t)}{E}$ eingezeichnet, die sich aus der Kurve $\frac{R(t)}{E}$ mit Hilfe der Gl. (14) berechnen läßt. Mit den daraus hervorgehenden Funktionswerten $\frac{B(5)}{E} = 1{,}000$ und $\frac{B(0)}{E} = 0{,}406$ ergibt sich schließlich der gesuchte Endwert für die spezifische Verdrehung mit

$$\frac{M}{0{,}659\,EJ}.$$

Nun ist die Entwicklung so weit gediehen, daß Beispiele durchgerechnet werden können. Dabei ist immer auseinander zu halten, daß Achsenänderungen infolge mittigen Druckes wie Δb mit dem Endwerte des Davisschen Widerstandsmoduls $R(5) = 0{,}219\,E$, dagegen Verdrehungen durch Momente mit dem eben bestimmten Durchschnittswerte des Biegungsmoduls $0{,}659\,E$ zu berechnen sind.

Bei den Zahlenbeispielen soll auch das Schwinden berücksichtigt werden. Zu diesem Zwecke ist die abgeleitete Gl. (9) [mit der Einführung von $R(5)$]

$$b\,\Delta b = \frac{H\,l^2}{4 \cdot 0{,}219\,EF}\left[1 + 32\left(\frac{r}{s}\right)^2\right]$$

durch ein Zusatzglied zu erweitern. Die Längenänderung infolge Schwindens beträgt

nach den Versuchen des D. A. f. E., Heft 83 0,45 mm/m
„ DIN 1075 für unbewehrte Bogen . . 0,25 „
„ DIN 1075 für schwachbewehrte Bogen 0,20 „

Bekanntlich ist das Schwinden sehr stark von den Abmessungen des Probekörpers abhängig, weshalb nicht der Versuchswert, sondern die normenmäßigen Ziffern den Beispielen zugrunde gelegt werden sollen. Für einen unbewehrten Bogen ist daher mit einem Zusatzgliede

$$a\,d\,b\,\Delta b = 0{,}000\,25\,b^2 = 0{,}000\,25 \cdot \frac{l^2}{4}\left[1 + \frac{32}{3}\left(\frac{r}{s}\right)^2\right]^2$$

zu rechnen. Wird $\beta = 1 + \frac{32}{3}\left(\frac{r}{s}\right)^2$ eingeführt, so lautet der Gesamtwert

$$\text{(9a)} \qquad b\,\Delta b = \frac{l^2}{4}\left(\frac{H}{0{,}219\,EF} \cdot \beta^3 + 0{,}000\,25\,\beta^2\right).$$

Das Schwinden wurde hierbei im Sinne der Vorschriften als eine gleichmäßige Temperaturabnahme in Rechnung gestellt. Diese Annahme ist aber nur bei einer symmetrischen Bewehrung berechtigt. Ist die Verteilung der Bewehrung unsymmetrisch, so treten infolge des Schwindens Verformungen der Achse (Werfen) auf, die unter Umständen das Spannungsbild wesentlich verschleiern. Daher wurde bereits im Jahre 1925 von Herzka der Vorschlag gemacht, „schwindgemäße" Bewehrungen[8]) vorzusehen. Dadurch können die unangenehmen Wirkungen des ungleichmäßigen Schwindens gemildert oder ganz vermieden werden. Unter dieser Voraussetzung vermag das gewählte Berechnungsverfahren auch bei unsymmetrischer Bewehrung die tatsächlichen Verhältnisse zutreffend zu erfassen.

Wie bereits erwähnt, ist der Einfluß der Achsenkräfte von der ständigen Last mit dem Endwerte des Davisschen Widerstandsmoduls $R(5)$ zu berechnen. Der gleiche Einfluß von der Verkehrslast ist dagegen mit dem Elastizitätsmodul E zu berücksichtigen. Um die unterschiedliche Behandlung vorwegzunehmen, wird die Verkehrslast bei diesem Anteil mit dem $\frac{R(5)}{E}$-fachen Betrag eingeführt. Aus Abb. 5 ist abzulesen $\frac{R(5)}{E} = 0{,}219$; daher wird mit

$$\text{(16)} \qquad H'_{g+p} = (g + 0{,}68 \cdot 0{,}219\,p)\,\frac{l^2}{8f} = (g + 0{,}149\,p)\,\frac{l^2}{8f}$$

gearbeitet.

Der Einfluß der Momente ist für die ständige Last mit $0{,}659\,E$, für die Verkehrslast mit E zu ermitteln. In ähnlicher Art wie bei den Achsenkräften wird deshalb das Verkehrslastmoment mit dem 0,659-fachen Wert eingesetzt.

$$\text{(17)} \qquad M_p' = 0{,}659 \cdot \frac{3}{160} \cdot p\,l^2 = 0{,}0124\,p\,l^2.$$

Für die Berechnung von Formänderungen schreiben die Normen einen Elastizitätsmodul $E = 210\,000$ kg/cm² vor. Nun ist es bekannt, daß für die Mehrzahl der Betonkonstruktionen, durch viele Beobachtungsergebnisse nachgewiesen, dieser Wert zu niedrig ist. Da es nicht der Zweck dieses Aufsatzes ist, nicht vorkommende Idealfälle zu behandeln, sondern tatsächliche Verhältnisse aufzuzeigen, soll mit einem zutreffenderen Werte des Elastizitätsmoduls gearbeitet werden. Hierfür wird die in letzter Zeit vielfach benutzte Schweizer Formel, die auch Freudenthal heranzieht, in die Rechnung eingeführt:

$$E = \frac{550\,000\,K}{K + 150}.$$

K bedeutet darin die Prismenfestigkeit, die mit ungefähr $0{,}75\,W_{b28}$ angenommen werden kann. Mit dieser Einführung lautet die Gleichung für den Elastizitätsmodul

$$E = \frac{550\,000\,W_{b28}}{W_{b28} + 200}.$$

In den vorstehenden Ableitungen wurde ein Bogen mit konstantem Querschnitt und konstantem Trägheitsmoment vorausgesetzt. Diese Annahme trifft nicht zu, weshalb mit einem mittleren Werte dieser beiden Querschnittsfunktionen gerechnet werden soll. Der mittlere Querschnitt wird aus der Raumgleichheit ermittelt. Das mittlere Trägheitsmoment soll nach der Bleichschen Formel[9])

$$\mu = 0{,}61 + 0{,}39\sqrt{\frac{J_{min}}{J_{max}}} \qquad J = \mu\,J_{max},$$

die auch in die BE der DRG und in die DIN 1050 Aufnahme gefunden hat, berechnet werden.

Bei den Zahlenbeispielen soll auch die Auswirkung einer Bauvorkehrung in Betracht gezogen werden, durch die die Achsenverkürzung und ein Teil des Schwindeinflusses ausgeschaltet werden. Wenn die sehr günstige Annahme gemacht wird, daß es gelingt, die elastische Achsenverkürzung von der ständigen Last und den halben Schwindeinfluß durch irgend ein Verfahren (Färber, Fritz oder ähnliche) herauszubekommen, so ist für das Produkt $b\,\Delta b$ wegen $\frac{1}{0{,}219} - 1 = \frac{1}{0{,}280}$ einzusetzen

$$\text{(9b)} \qquad b\,\Delta b = \frac{l^2}{4}\left(\frac{H}{0{,}280\,EF} \cdot \beta^3 + 0{,}000\,125\,\beta^2\right).$$

III. Beispiele.

Um den Einfluß der Stützweite besonders zu beleuchten, wurden folgende beide Straßenbrücken durchgerechnet:

1. Brücke von $l = 30$ m Spannweite und $f = 2{,}72$ m Pfeil.

Bogendicken: Im Kämpfer 0,65 m; im Viertelpunkte 0,85 m; im Scheitel 0,55 m; gemittelt 0,76 m;

$$\mu = 0{,}61 + 0{,}39\sqrt{\frac{0{,}60^3}{0{,}85^3}} = 0{,}84 \qquad J = 0{,}84 \cdot \frac{0{,}85^3}{12} = 0{,}043\ \text{m}^3$$

$$W_{b28} = 210\ \text{kg/cm}^2 \qquad E = \frac{550\,000 \cdot 210}{210 + 200} = 280\,000\ \text{kg/cm}^2$$

unbewehrt, daher Schwindmaß 0,25 mm/m, $g = 3{,}40$ t/m², $p = 0{,}7$ t/m².

2. Brücke von $l = 95$ m Spannweite und $f = 8{,}40$ m Pfeil.

Bogendicken: Im Kämpfer 1,20 m; im Viertelpunkte 1,86 m; im Scheitel 1,20 m; gemittelt 1,64 m;

$$\mu = 0{,}61 + 0{,}39\sqrt{\frac{1{,}20^3}{1{,}86^3}} = 0{,}81 \qquad J = 0{,}81 \cdot \frac{1{,}86^3}{12} = 0{,}434\ \text{m}^3$$

$$W_{b28} = 350\ \text{kg/cm}^2 \qquad E = \frac{550\,000 \cdot 350}{350 + 200} = 350\,000\ \text{kg/cm}^2$$

schwach bewehrt, daher Schwindmaß 0,20 mm/m, $g = 5{,}62$ t/m², $p = 0{,}8$ t/m².

Es wurden folgende Belastungsfälle in Betracht gezogen:

a) ständige Last allein,
b) ständige und Verkehrslast,
c) ständige Last allein unter Ausschaltung der Achsenverkürzung von dieser Last und halbem Schwinden,
d) ständige und Verkehrslast unter Ausschaltung der Achsenverkürzung von ständiger Last und halbem Schwinden.

Um nicht durch langwierige Ziffernrechnungen zu ermüden, wird nur der Fall (2b) im einzelnen vorgeführt.

$$\beta = 1 + \frac{32}{3}\left(\frac{1}{22{,}6}\right)^2 = 1{,}021 \qquad \beta^2 = 1{,}042 \qquad \beta^3 = 1{,}063.$$

Nach Gl. (16) $\quad H'_{g+p} = (5{,}62 + 0{,}149 \cdot 0{,}8)\,\frac{95^2}{8 \cdot 8{,}40} = 771$ t

geschätzt $H = 799{,}3$ t

„ „ (9a) $\quad b\Delta b = \frac{95^2}{4}\left(\frac{799{,}3}{0{,}219 \cdot 3500000 \cdot 1{,}64} \cdot 1{,}063 + 0{,}000\,20 \cdot 1{,}042\right)$

$= 1{,}995$ m²

„ „ (10) $\quad \frac{H l^2}{28 \cdot 0{,}659\,EJ} = \frac{799{,}3 \cdot 95^2}{28 \cdot 0{,}659 \cdot 3500000 \cdot 0{,}434} = \frac{7\,213\,400}{28\,028\,600}$

$= 0{,}2574$

„ „ (17) $\quad M'_p = 0{,}0124 \cdot 0{,}8 \cdot 95^2 = 89{,}53$ tm

„ „ (10) $\quad \frac{M'_p\,l^2}{28 \cdot 0{,}659\,EJ} = \frac{808\,000}{28\,028\,600} = 0{,}028\,83$ m

„ „ (10) $\quad \eta = \frac{1}{1 - 0{,}2574}\left(\frac{1}{4 \cdot 8{,}40} \cdot 1{,}995 + 0{,}028\,83\right) = 0{,}1188$ m

[8]) Ing. L. Herzka, Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton. A. Kröner, Leipzig 1925.

[9]) Dr.-Ing. F. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 142. Berlin 1924, J. Springer.

Nach Gl. (11)
$$\Delta f = \frac{1 - \frac{3}{4} \cdot 0{,}2574}{1 - 0{,}2574} \cdot \frac{1}{8{,}40} \cdot 1{,}995 + \frac{808\,000}{28\,028\,600 - 7\,213\,400} = 0{,}2581 + 0{,}0388 = 0{,}2969 \text{ m}$$

$$H = \frac{8{,}40}{8{,}40 - 0{,}2969} \cdot 771 = 799{,}3 \text{ t}$$

$$\Delta M = H\eta = 799{,}3 \cdot 0{,}1188 = 94{,}93 \text{ tm} \qquad M_p = \frac{3}{160} \cdot 0{,}8 \cdot 95^2 = 135 \text{ tm}$$

$$100 \cdot \frac{\Delta M}{M_p} = \frac{9493}{135} = 70{,}3\,\%.$$

Auf diese Art haben sich nachstehende Zahlen ergeben, wobei immer die Zusatzmomente infolge von Verformung, Kriechen und Schwinden in Prozenten des normalen Verkehrslastmomentes angegeben sind.

Steigerung des Verkehrslastmomentes.

Belastung	1. Brücke von $l = 30$ m %	2. Brücke von $l = 95$ m %
a) Ständige Last	16	45
b) Ständige und Verkehrslast .	21	70
c) Ständige Last (mit Bauvorkehrung)	10	31
d) Ständige und Verkehrslast (mit Bauvorkehrung) . . .	15	56

Die beiden durchgerechneten Beispiele gestatten einen guten Einblick in die Änderung der Spannungsverhältnisse bei flachen Dreigelenkbogen. Sie lassen den großen Einfluß der Stützweite erkennen. Auch der Wert einer Bauvorkehrung zur teilweisen Ausschaltung der Achsenschrumpfung geht deutlich hervor. Durch solche Verfahren ist wohl eine Verbesserung der Spannungsverhältnisse erreichbar, aber ihre Auswirkung ist, wie ein Vergleich der Zahlen lehrt, ziemlich begrenzt. Bei der Beurteilung der Ergebnisse muß aber noch in Betracht gezogen werden, daß die gerechneten zusätzlichen Momente keineswegs obere Grenzwerte sind, denn es wurde mit unnachgiebigen Widerlagern gerechnet. Diese Annahme trifft beinahe nie zu, bestimmt aber nicht bei der heute fast ausschließlich angewendeten Ausbildung, bei der die Kämpfergelenke auf mehr oder weniger weit ausladenden Kragarmen aufgelagert sind. Es wäre also zumindest die elastische Verkürzung, das Schwinden und Kriechen der Kragarme in Rechnung zu stellen.

Ferner wurde für den Elastizitätsmodul die Schweizer Formel verwendet und darin die Prismenfestigkeit mit 0,75 der Würfelfestigkeit eingesetzt. Laut D. A. f. E., Heft 83, Zusammenstellung 5, betrug diese Verhältniszahl bei den dauerbelasteten Säulen nur 0,70. Laut Heft 77, S. 59, wurde eine deutliche Abhängigkeit dieser Verhältniszahl von der Betonfestigkeit festgestellt. Nur bei der kleinen Festigkeit von 150 kg/cm², die für Bogenbrücken kaum in Betracht kommt, ergab sich diese Zahl mit 0,75, während sie bis zu einer Festigkeit von 600 kg/cm² auf 0,50 absank. Es wurde also auch hinsichtlich der Wahl des Elastizitätsmodul eher zu hoch als zu tief gegriffen.

Gar nicht behandelt wurde die Umlagerung der Spannungen im Verbundquerschnitt. Aus den Versuchen des D. A. f. E., Heft 83, ist ersichtlich, daß bei einer Bewehrung von 5,5 % die Stahlspannung infolge des Kriechens auf das 1,8fache und bei 2,7 % auf das 2,8fache des Anfangswertes stieg. Bei den viel kleineren Bewehrungen der Bogenbrücken (vielfach nur 0,1 %, der Mindestwert der Norm) ist daher mit einem weit höheren Ansteigen der Stahlspannung zu rechnen. Es wäre daher klarzustellen, ob die plastizierten Stahleinlagen nicht eine Sprengwirkung verursachen, die zu einer teilweisen Lösung des Verbundes führen könnte.

Aus der Betrachtung der Zahlen muß man auch den Eindruck gewinnen, daß es beinahe unmöglich ist, bei unbewehrten Bogen auch kleiner Stützweite das in der Norm festgelegte Verbot von Zugspannungen einzuhalten.

Die ganze Untersuchung beruht auf nur wenigen Versuchsergebnissen. Es wird notwendig sein, die Kenntnisse über das Kriechen durch weitere Versuche zu vergrößern. Es muß aber schon jetzt verlangt werden, daß die Verordnungen und Normen in irgend einer Form die Berücksichtigung des bedeutenden Einflusses des Kriechens vorschreiben. Vorschläge zur Erhöhung der zulässigen Spannungen, die auf dem Grundgedanken aufgebaut sind, sich bei wachsender Stützweite mit einem geringeren Sicherheitsgrade zu begnügen, müssen angesichts des nachgewiesenen raschen Anstieges der Verformungs- und Kriechspannungen bei zunehmender Stützweite als nicht mehr gerechtfertigt bezeichnet werden.

Vermischtes.

Direktor Dr.-Ing. ehr. Eggers 70 Jahre alt. Als neulich die so außerordentlich gut gelungene „Wissenschaftliche Tagung" des Deutschen Stahlbau-Verbandes stattfand, da glaubte wohl keiner der Teilnehmer, daß der Leiter der Tagung am 30. Oktober schon 70 Jahre alt würde.

Herr Direktor Dr. Eggers leitete den wissenschaftlichen Teil der Tagung mit bewundernswerter Umsicht und nahm an den geselligen Veranstaltungen mit der gleichen Frische und Lebendigkeit wie die Jüngsten teil. Wir wünschen Direktor Dr. Eggers zu seinem 70. Geburtstage, daß ihm diese Kraft und Elastizität noch lange Zeit erhalten bleibe, und daß wir ihn noch oft als Leiter der Tagungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes erleben können.

Dr. Eggers steht seiner wohlbekannten Stahlbauanstalt in Hamburg noch in voller Arbeitskraft vor; seine reichen Erfahrungen kommen seinem Werke gerade heute zugute, wo es gilt, unter den Erschwernissen des Stahlmangels große Stahlbauten beschleunigt herzustellen. Auch für die Deutsche Reichsbahn und für die Reichsautobahnen hat das Hamburger Werk „H. C. Eggers & Co." bedeutende und schwierige Stahlbrücken geliefert, darunter auch geschweißte Bauwerke, die sich durch besonders schöne Gestaltung auszeichnen.

Seit 1923 führt Dr. Eggers den Vorsitz im Deutschen Stahlbau-Verband. Seinem Geschick und seiner Tatkraft ist es zu danken, daß der Verband durch die schweren Zeiten der Arbeitsnot ohne Schaden hindurchgekommen ist und er heute als starkes Glied im deutschen Wirtschaftsleben dasteht.

Lange Jahre hat Dr. Eggers auch den Vorsitz im „Ausschuß für Versuche im Stahlbau" geführt, in dem bekanntlich Vertreter der deutschen Stahlbauindustrie, der Wissenschaft und der Behörden vereinigt sind und unter dessen Führung die noch offenen Fragen des Stahlbaues durch Versuche geklärt werden. Unter Dr. Eggers Leitung sind viele wichtige und umfangreiche Versuche erfolgreich zu Ende geführt worden.

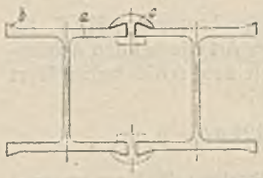
Erst als vor einigen Jahren der Ausschuß für Versuche im Stahlbau einen behördlichen Charakter annahm und in den Deutschen Ausschuß für Stahlbau übergeführt wurde, legte Dr. Eggers aus formalen Gründen den Vorsitz nieder; er wirkt aber nach wie vor im Deutschen Ausschuß für Stahlbau mit und stellt seine reichen Erfahrungen in den Dienst der Sache.

So sehen wir Dr. Eggers an verantwortungsvoller Stelle in voller Arbeitskraft stehen. Wir wünschen, daß sich hieran zum Segen des deutschen Stahlbaues noch lange Zeit nichts ändern möge. Schaper.

Oberbaurat Zangemeister †. Am 2. Oktober d. J. starb im 62. Lebensjahre der ehemalige Direktor der Berliner Verkehrs-Gesellschaft (BVG), Oberbaurat Hermann Zangemeister, der sich im Berliner Verkehrswesen große Verdienste erworben hat. Als Oberbaurat der Stadt Berlin leitete er nach Mitteilungen der Werkzeitschrift „Die Fahrt" seit 1921 den Bau der städtischen Nordsüdbahn, wurde 1922 mit Gründung der Nordsüdbahn AG in deren Vorstand berufen und hat in dieser Stellung den durch die ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnisse besonders schwierigen Bau verhältnismäßig schnell fertiggestellt. Infolge der Vereinheitlichkeitsbestrebungen im Berliner Verkehrswesen wurde er, um den Einfluß der Stadtverwaltung Berlins zu stärken, 1927 in den Vorstand der Hochbahngesellschaft berufen und ging nach Gründung der BVG 1929 als Verkehrs- und Baudirektor in die BVG über, der er bis Ende 1933 angehörte. Sein Wirken für den Ausbau des Berliner Untergrundbahnnetzes, für das er seine gesamte Arbeitskraft, sein ganzes bautechnisches Können einsetzte, sichert ihm ein dauerndes gutes Andenken.

Patentschau.

Eiserne Spundwand. (Kl. 84c, Nr. 613 210 vom 7. 6. 1928 von Ilseder Hütte in Peine.) Um eine aus I-Eisen mit breiten Flanschen bestehende Spundwand billig herzustellen, die sich leicht rammen läßt und an der Baustelle hohe Festigkeit mit großem Tragvermögen aufweist, werden Breitflanschträger verwendet, die im üblichen Walzverfahren hergestellt sind. Für die Verbindung dieser Träger *a* untereinander sind ihre Flanschenenden mit Verdickungen *b* versehen, die von Schloßriegeln *c* umfaßt werden. Durch die Trennung des Schlosses von der eigentlichen Spundbohle und dadurch, daß der Schloßriegel als selbständiger Walzkörper biegungs- und zugfest ausgebildet ist, sowie durch die Art der Verbindung zwischen Träger und Schloß wird die statische Ausnutzungsmöglichkeit in vielen Fällen vollkommen geändert. Die Verdickungen *b* werden dadurch bewirkt, daß die senkrechten Walzen des Universalwalzwerkes an den Seiten abgeschrägt sind; durch den Druck der senkrechten Walzen auf die Außenseite der Flanschen werden diese gegen die Stirnflächen der waagerechten Walzen gepreßt und dabei die Verdickungen erzeugt.



INHALT: Bau einer Groß-Feldberegnungsanlage zur landwirtschaftlichen Verwertung gewerblicher Abwässer in Konstadt (O.-S.). — Die Admiral-Graf-Spee-Brücke über den Rhein. (Schluß.) — Der Einfluß des „Kriechens" auf die Berechnung flacher Dreigelenkbogen. (Schluß.) — Vermischtes: Direktor Dr.-Ing. ehr. Eggers 70 Jahre alt. — Oberbaurat Zangemeister †. — Patentschau.

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