

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 4. Dezember 1931

Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Kläranlage Pöbneck (Thüringen).

Von Oberingenieur P. Thomas, VDI., Wiesbaden-Biebrich.

Im Bereich der Stadt Pöbneck ist in den Jahren 1927/30 ein Abwassersammler und eine Kläranlage geschaffen worden, die verdienen, auf Grund der dort aufgetretenen Schwierigkeiten und der erzielten Ergebnisse an hervorragender Stelle genannt zu werden. Eine Teilkanalisierung mit einem Teilsammler wurde von der Stadtverwaltung um die Jahrhundertwende erbaut, und seit dieser Zeit sind nennenswerte Ausbauten nicht mehr zu verzeichnen. An diese Teilkanalisierung waren vornehmlich nur die häuslichen Abwässer, ausschließlich der Abortabgänge, einschließlich der Regenabwässer, angeschlossen. Eine starke Verunreinigung des Vorfluters bedingte damals schon die Beseitigung von Spülklosetts. Vor dem Kriege nahm die Verseuchung des Vorfluters schon derartigen Umfang an, daß man sich mit dem Gedanken vertraut machte, zumindest eine Kläranlage zu erbauen. Kriegs- und Nachkriegszeit verhinderten den Bau, bis man im Jahre 1927 auf Grund von Gerichtsentscheidungen sich gezwungen sah, endlich zum Bau zu schreiten.

Außer dem eigentlichen Bau der Kläranlage war es erforderlich, einen zweiten Hauptsammler zu erbauen, der erst den Anschluß der größeren Fabrikbetriebe möglich machte. Wenn eine Flußkläranlage in ihrer Ausbildung in der Gesamtheit auch billiger zu stehen gekommen wäre, insbesondere unter Hinweis auf den Wegfall des zweiten Hauptsammlers, während die Bachkanalisierung sowieso erforderlich war, so war die technisch bessere und einfachere Lösung doch der Bau nur einer Abwasserkläranlage, weil der Vorfluter infolge der Aufstauungen von Mühlenwerken sowie die Höhenlage es nicht gestatteten, daß die Keller des Stadtbereiches angeschlossen werden konnten.

Unter weitgehender Benutzung der vorhandenen Kanalsysteme wurde alsdann der rd. 2000 m lange Kanal erbaut und im Hochsommer 1929 fertiggestellt. Besonderheiten sind für diesen Bau nicht zu verzeichnen. Erwähnenswert sind nur die schwierigen Oberflächen- und Grundwasserhältnisse, die den Bau verhältnismäßig sehr verteuerten.

Aus Gründen verbilligender Linienführung und teilweise notgedrungen wurde der Kanal zum Teil im abgesperrten Fehlbach des Vorfluters verlegt. Wenn auch die Hauptwasserführung durch den Mühlbach geschah, so war infolge von Undichtigkeiten der Wehre und des Zwanges der Ableitung der anfallenden Abwässer die Wasserhaltung der Baugruben erheblich. Teilweise mußte die gesamte Wasserführung der Kotschau umgeleitet werden. Die Folge war, daß verschiedentlich Abdämmungen unterspült und die Baugruben überflutet wurden. Insbesondere war dies zu verzeichnen während der Schneeschmelze im Frühjahr 1928. Grundwasser zeigte sich auf der ganzen Entwicklung des 2000 m langen Kanals. Überstau 0,50 bis 2,00 m. Ableitung geschah abschnittsweise durch eine Sohlendränage. An der tiefsten Stelle der jeweiligen Kanalquerschnitte wurde, in Schotter und Splitt eingebettet, ein rd. 50 mm weites Dränagerohr verlegt. An der Abschnittgrenze entwässerte diese Leitung in einen Pumpensumpf. Vor dem Betonieren des Kanalprofils überdeckte man die sickernde Schotterschicht mit Dachpappe. Durch diese Maßnahme arbeitet die Wasserhaltung bis zur Fertigstellung einwandfrei. Die anfallenden Abwässer sowie die verbleibende Wasserführung wurden an der Seite der Baugruben in Holzrinnen abgeleitet. Große Schwierigkeiten machten Schlamm- und Schwemmsandeinbrüche.

Teilweise führte die Baugrube dicht an den Fundamenten von fünf- und sechsstöckigen Fabrikbauten vorbei. Infolge Fehlens von festem Untergrund ruhten diese Fundamente auf Pfahlrosten. Das freigelegte Holz war meist verfault, so daß umfangreiche Abfangungsmaßnahmen notwendig wurden. An den Unterscheidungen des wasserführenden Baches wurde die Wasserführung in großen Holzgerinnen übergeleitet. An den verschiedenen Stellen wurde teilweise der Bach unmittelbar durch fertiggestellte Teile des Kanals umgeleitet, was sich mittels Einbaues von Spülschiebern erreichen ließ. Als weitere Schwierigkeit sei das häufige Antreffen von Gas- und Wasserrohren sowie von Kabeln vermerkt. Erschwerung brachte dies insofern, als einmal die Verlegung dieser Leitungen seinerzeit recht wahllos geschah, und andernteils, weil keinerlei Aufmaße über sie vorhanden waren.

An Kosten sind für diese rd. 2000 lfd. m Kanal in rohem Überschlagnag 650 000 RM entstanden. Der Preis ist demnach rd. 325 RM/lfd. m.

Der Planung der Kläranlage stand hindernd im Wege, daß erforderliche Messungen und Feststellungen nicht erfolgt waren und bis zur Fertig-

stellung des erforderlichen Abwassersammlers auch nicht gemacht werden konnten. Das Wasser des Vorfluters am Ausgange der Stadt enthält naturgemäß außer dem Zufluß aus den Entwässerungsleitungen noch die Wasserführung der Kotschau. Insbesondere hatte man keine Anhaltspunkte, wie die einzelnen Abwässer aufeinander reagierten.

Pöbneck hat rd. 15 000 Einwohner. Es sind nur rd. 300 Wasserspülklosetts vorhanden. Bei dieser Lage hätte folgender sekundlicher Wasseranfall in Frage kommen können: Wasserbedarf für 1 Tag und Kopf 60 l, also insgesamt $60 \times 15\,000 = 900\,000$ l/Tag. Der sekundliche Abfluß ist demnach $\frac{900\,000}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 25$ sl. In diesen Werten ist die Zuleitung der

Industrieabwässer nicht enthalten. Da Aufschlüsse über Wasseranfall usw. sehr schwer zu bekommen waren, ging man dazu über, die Wasserführung der Kotschau ober- und unterhalb der Stadt zu messen, unter Abzug der in Frage kommenden Zuflüsse. Nennenswerte Versickerungen kamen nicht in Frage, da das Bachbett stark verschlammte und daher ziemlich dicht war. Beobachtungen während annähernd eines halben Jahres ergaben auf den Gebieten der Stadt Pöbneck einen durchschnittlichen Wasserzufluß von rd. 120 sl. Um sicher zu gehen, wurden die Wasserverbrauchszahlen der Trinkwasserleitung und Industrieversorger verglichen unter Zurechnung von gewissen Sicherheitskoeffizienten. Zu diesen ermittelten 120 sl wurden 50% hinzugeschlagen unter dem Hinweise, daß ein Teil der Kotschau-Wasserführung in den Betrieben selbst verarbeitet und verunreinigt dem Vorfluter wieder zugeführt wurde. Hierüber ließen sich Feststellungen nur sehr schwer machen. Im Gegensatz zum Bau des Abwassersammlers wurde diese Zahl für die Bemessung der Kläranlage auf 220 sl erhöht, und die Anlage ist auch für einen Trockenwetterabfluß von 220 sl erbaut.

Die Untersuchungen am Abwasser sind zum Teil von der Generalbauunternehmerin, zum Teil von der Stadt gemacht worden. Als Ergebnisse sind zu verzeichnen: Meist ist das Abwasser neutral; wenn ein gewisser Überschuß mitunter vorhanden, so ist es alkalisch. Die Bachwassertemperaturen liegen zur Betriebszeit der Industrie meist über 25° R. Der Abfall von Schlamm war im Mittel rd. 4 cm³ in einem Liter Wasser unter Einschuß der Wasserführung der Kotschau. Der untersuchte Schlamm zeigte starke Fäulnisfähigkeit. Nach längeren Beratungen und unter Zuziehung erster Sachverständiger des Ruhrverbandes und der Emscher-Genossenschaft einigte man sich auf die in folgender Beschreibung und Skizzen aufgeführte Bauweise.

Bei der Wahl des Klärsystems war von erheblicher Bedeutung der Umstand, daß das Abwasser eine hohe Temperatur besaß. Hierdurch ermöglichte sich der Bau eines offenen flachen Absitzbeckens. Beeinflußt wurde die Wahl eines solchen Beckens noch durch den dauernd hohen Grundwasserstand. Selbst bei trockener Witterung lag dieser rd. 30 cm unter Gelände. Tiefer gehende Bauten hätten die Anlage erheblich verteuert.

Die bisher ausgeführte Vorklämung besteht aus Grobrechen, Sandfang, Absitzbecken und Faulbehälter. Der Klärvorgang ist also nur ein rein mechanischer.

Kurz hinter dem Ende des Hauptsammlers befindet sich der Grobrechen; Ausführung in Beton, Eisenbeton und Eisenkonstruktion. Die Form ist die allgemein gültige. Besonderheiten sind für dieses Klärelement nicht zu verzeichnen. Der lichte Abstand der Rechenstäbe ist mit 25 mm gewählt worden, im Gegensatz zu größeren Weiten anderer Anlagen. Grund hierfür war, außer den Sperrstoffen auch die größeren Wollfaserzusammenballungen zurückzuhalten. Für erhöhte Beanspruchung, sowie für Verstopfungen besitzt der Rechen einen Umlauf; im übrigen zeigen Schnitt und Lageplan alles Nähere. Das angeschwemmte Rechengut wird mit Kratzern von Hand aus nach der oberen Standbrücke gezogen und auf bereitstehende Kipploren geladen.

Der unmittelbar hinter dem Rechen angeordnete Sandfang zeigt gleichfalls keine Besonderheiten gegenüber anderen bekannten Konstruktionen. Die Bemessung geschieht derart, daß der Trockenwetterabfluß eine Geschwindigkeit von rd. 300 mm/sek besitzt. Für Regenfälle ist die selbsttätige Mitbenutzung der zweiten Kammer vorgesehen. Bei Abschaltung beider Absitzkammern fließt das Abwasser durch einen besonderen Umlauf. Die Ausräumung bei Sandfüllung geschieht derart, daß durch Spindel-

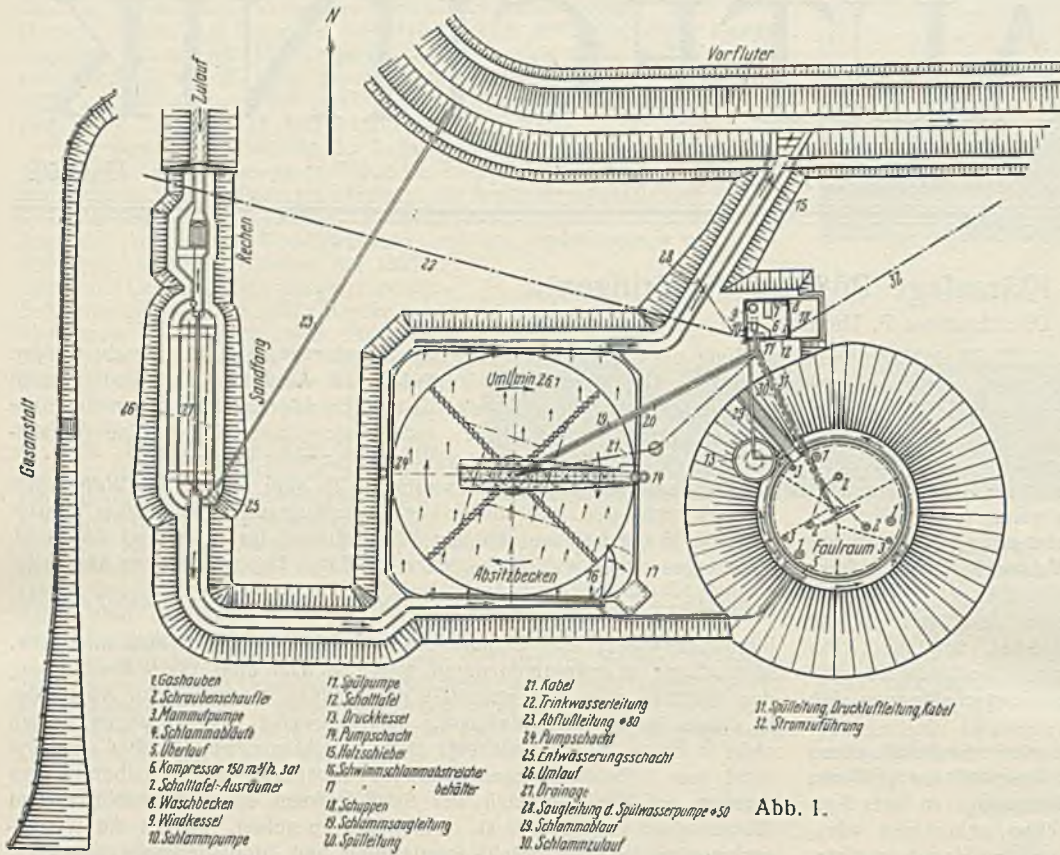


Abb. 1.

schieberdrosselung wechselseitig eine Kammer vollkommen vom Zulauf abgesperrt und durch den Entwässerungsschacht über eine Drainageleitung entwässert wird. Die Vorflutverhältnisse ermöglichen unmittelbaren Ablauf. Aus der so trocken gelegten Sandfangkammer wird der Sand gleichfalls von Hand ausgeräumt.

Der im Lageplan (Abb. 1) ersichtliche große Zwischenraum zwischen Sandfang und Hauptabsitzbecken ist frei gehalten worden, um später die Möglichkeit zu haben, bei Bedarf einen Ölfang zwischenzuschalten.

Als eigentliches Reinigungselement tritt das flache Absitzbecken (Abb. 2) auf. Fassungsvermögen rd. 2000 m³. Aufenthaltzeit bei rund 220 l/sek Belastung, demnach im rohen Überschlag $\frac{2000 \cdot 1000}{220} = 9100$ = rd. 2 1/2 Stunden. Die ideale Fortbewegung des Abwassers wäre demnach über die breite Fläche hinweg $\frac{25500}{9100} =$ rd. 2,7 mm/sek. Dies liegt erheblich unter dem Grenzwerte von 40 mm/sek. Es ist einleuchtend, daß diese Strömungsgeschwindigkeit in Wirklichkeit nicht in Frage kommt, sondern daß sich im Becken selbst Strömungen bilden, die erheblich geringere Geschwindigkeiten haben, andererseits aber auch Berelche, in denen die Geschwindigkeit ein Vielfaches ausmacht. Strömungsmessungen haben nachher beim betriebsfertigen Becken ergeben, daß diese Geschwindigkeit jedoch nicht höher ist als 20 bis 25 mm/sek bei Belastung von rd. 240 sl.

Die Absitzanlage ist in der Hauptsache ein quadratisches Becken von 25,50 m Kantenlänge mit abgerundeten Ecken. Auf zwei gegenüberliegenden Seiten befinden sich Zulauf- bzw. Ablaufrinne. Die Sohle ist abgeschrägt und bildet in dieser Konstruktion einen flachen Kegel. In der Mitte endigt die Sohle in einem besonderen Trichter (Sammeltrichter). Über dem Beckenrande mit der Mitte als zweites „festes“ Auflager läuft eine Brückenkonstruktion mit anhängenden Kratzern. Antrieb vom Rande aus.

Für die statische Berechnung der Baukonstruktionen war die Festlegung auf das System schwierig. Das Becken wurde bei voller Füllung nur durch einen Überdruck von Auflast beansprucht. Diese Beanspruchung war vollkommen belanglos. Schwieriger lagen die Auffassungsmöglichkeiten bei entleertem Zustande und aufgestautem Grundwasserspiegel.

Die ausführende Firma reichte die statische Berechnung über eine flache Kuppel mit Laterne ein. Die Idee war also die einer umgekehrten Hallenkuppel mit Ringbewehrung. Unter Hinweis auf die für diese Verhältnisse überreichlich bemessene Stärke wollte man eine Berechnung für überflüssig ansehen. Ein Fehler dieser Auffassung war das geringe Stichverhältnis. In diesen Verhältnissen sind Kuppeln noch nicht erbaut worden, und es liegen auch hierüber einwandfreie praktische Erfahrungen noch nicht vor. Der Auffassung der ausführenden Firma wurde von der Stadtverwaltung unter besonderer vertraglicher Bindung stattgegeben.

Da die Grundwasserhaltung vom Innern des Beckens aus erfolgte, mußte sie bei vollkommener Betonierung der Sohle herausgenommen werden. Bei

Durchführung dieser Arbeit staute sich der Grundwasserspiegel auf und riß das Becken in vier Teile auseinander. Ungefähre Rißbildung in den Mitten der Quadratseiten. Die Risse gingen fast vollkommen in kreuzförmiger Weise durch das ganze Becken hindurch. Während man sie an der Sohle nur als Haarrisse wahrnehmen konnte, klafften sie am Beckenrande bis zu 45 mm. Augenscheinlich war bei diesem Vorgang die Grundwasserisolation und der Schutzbeton liegengelassen und hatte sich nur die eigentliche Eisenbetonkonstruktion abgesetzt. Nach neuer Absenkung des Grundwasserspiegels näherten sich die Rißränder bis auf rund 25 mm. Eine weitere Senkung ließ sich trotz Belastung vorerst nicht erzielen. Um nun für kommende Zeiten gesichert zu sein, ging man dazu über, die endgültige Sohle um 50 mm zu erhöhen, was eine

$$\text{Auflast von rd. } \frac{625 \cdot 0,05 \cdot 2400}{1000} = \text{rd. } 74 \text{ t ergibt.}$$

Eigengewicht und Grundwasserauftrieb glichen sich ungefähr in Höhe der Beckensohle am Rande aus. Um gegen alle Zufälligkeiten bei etwa erforderlicher Entleerung gesichert zu sein, wurden die Grundwasserhaltungsschächte als dauernde Einrichtung ausgebaut. Bei Entleerung des Beckens zwecks Nachsehens der Sohle, der Eisenkonstruktionen usw. wird durch diese Schächte der Grundwasserspiegel abgesenkt. Die übriggebliebenen Rißfugen wurden zum Teil aufgestemmt und mit Zement oder Asphalt verkittet. Beim Füllen des Beckens ergab sich jedoch, daß infolge der Auflast von rd. 2,8 t/m² eine neue Senkung eintrat. Stärke dieser Bewegung 20 bis 35 mm.

Am augenscheinlichsten traten die Bewegungen in der Nähe der ehemaligen Risse in Erscheinung, während an den vier Ecken nur unbedeutende Bewegungen zu verzeichnen waren. Allem Anschein nach hatten die vier Beckenteile sich unter der großen Last erst jetzt wieder in ihre ursprünglichen Lager begeben. Die Dichtung der Risse war jedenfalls nicht in der erforderlichen Sorgfalt ausgeführt¹⁾.

Interessant war der Einbau des Sohlenestrichs. Da die Schlammkratzer mit sauberer Genauigkeit über der kegelförmigen Sohle laufen mußten, um zu verhindern, daß liegenbleibender Schlamm in Fäulnis übergeht, mußte diese Sohle aufs genaueste ausgearbeitet werden. Da dies sich selbst bei weitgehender Benutzung von Lehren nicht erzielen läßt, wurde die Sohle mit einem umlaufenden Kratzerarm eingeschleift. Nach vorheriger genauer Feststellung der Kratzerbleche wurde der gesamte Estrichbeton auf der Sohle ausgebreitet und der Arm in drehende Bewegung gebracht. Fehlendes Material wurde von Hand aus zugebracht, Anhäufungen wurden beseitigt.

Für das Einschleifen der Sohle bedurfte man rd. 12 Stunden ausschließlich des vorangehenden Einbringens des Materials. Mischungsverhältnis der Betonmasse 1:2. Zuschlagstoff war gut gesiebter scharfer Sand, Flußsand. Kleine Unebenheiten wurden nachträglich von Hand beseitigt.

¹⁾ Anmerkung des Verfassers: Gerade diese Umstände werden vom Verfasser, der Bauleiter für die gesamten Arbeiten war, so objektiv als möglich dargestellt.

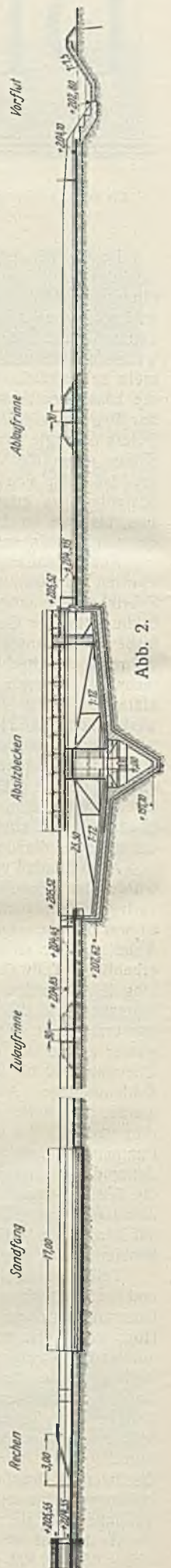


Abb. 2.

Wie Lageplan und Schnitt (Abb. 1 u. 2) zeigen, tritt das Abwasser auf einer Breitseite in das quadratische Becken ein. Um einen gleichmäßigen Einfall des Abwassers zu erzielen, ist die Wand an der Zulaufseite von 17 Öffnungen durchbrochen. Weiter sind in der Zulaufrinne drei Drosselklappen eingebaut, die den Zulauf auf die ganze Breite gleichmäßig verteilen sollen. Die 17 Zulauföffnungen wurden im Innern des Beckens wieder durch eine Tauchwand gesichert, und hierdurch wird im Verein mit den anderen Maßnahmen ein gleichmäßiges Einströmen der Abwässer ins Becken gewährleistet. Der Austritt geschieht auf der gegenüberliegenden Nordseite über ein sich fast über die ganze Breite erstreckendes Überfallwehr. Die Sinkstoffe sammeln sich an der Sohle an und werden von einem Ausräumer in spiralförmiger Bewegung nach der Mitte in den Sammeltrichter geschafft. Arbeitsweise, Drehsinn und Konstruktion des Ausräumers sind im Lageplan (Grundriß) ersichtlich. Für die Beseitigung des Schwimmschlammes besitzt die Ausräumerbrücke in Höhe des Wasserspiegels ein genügend hohes Tauchblech, das den Schwimmschlamm bei der Drehbewegung vor sich herschiebt. In der südöstlichen Ecke befindet sich ein besonderer Schwimmschlamm-Abstreicher.

Der von den Kratzern nach dem zentral gelegenen Sammeltrichter geförderte Sinkschlamm wird von einer Pumpe im Schacht des Maschinenhauses angesogen und von hier aus in den Faulbehälter (Abb. 1 u. 5) gedrückt. Konstruktion usw. dieses Behälters ist aus Grundriß und Schnitt ersichtlich. Fassungsvermögen 1200 m³. Die Sohle ist in drei kegelförmige Taschen aufgelöst, in deren Spitze je ein Schraubenschaufler und ein Schlammabzugrohr endigt. Der eingepumpte Schlamm wird von diesen Schraubenschauflern umgewälzt, also in senkrechte Bewegung versetzt. Nach genügender Lagerung bzw. Verbleiben im Faulraum wird der ausgefaulte Schlamm durch Mammutrohre nach den drei Schlammkassen abgezogen (s. Lageplan, Ziff. 4).

Die Schlammkassen entleeren durch eine Ringleitung nach einem besonderen Druckkessel, von wo aus mittels Druckluft der ausgeforderte Schlamm zur Schlammaustragleitung gelangt. Druckluft wird im Maschinenhaus von einem Kompressor mit einer Leistung von 160 m³/h bei 3 atü erzeugt. Im Schacht des Maschinenhauses steht außer der Schlammförderpumpe noch eine Spülwasserpumpe, die Wasser aus der Abflußrinne des Absitzbeckens ansaugt und in Druckwasser umsetzt. Dieses Druckwasser wird benutzt zum Spülen des Schlammesammeltrichters im Absitzbecken und der Schlammtaschen des Faulraumes. Der Schacht ist etwa 4 m in das Grundwasser eingetaucht. Trotz verschiedener Maßnahmen ist es nicht gelungen, diesen Schacht staubtrocken zu erzielen. Da außerdem beim Ausbauen der Pumpen häufig Wasser in den Schacht tritt, sowie um anfallendes Reinigungswasser abzuziehen, ist die Sohle des Schachtes im Gefälle verlegt und mit einem Pumpensumpf versehen worden. Für das Entleeren dieses Sumpfes besitzt die Spülwasserpumpe eine zweite Saugleitung, die von der ersten abgeschiebert werden kann. Will man Wasser aus dem Sumpf fördern, so läßt man die Pumpe vorerst auf der Hauptsaugleitung ansaugen, öffnet den Schleber zur Saugleitung des Pumpensumpfes und drosselt in genügendem Maße alsdann den Hauptzulauf. Das Experiment ist nach anfänglichen Fehlschlägen nachher vollkommen gelungen.



Abb. 3.



Abb. 4.

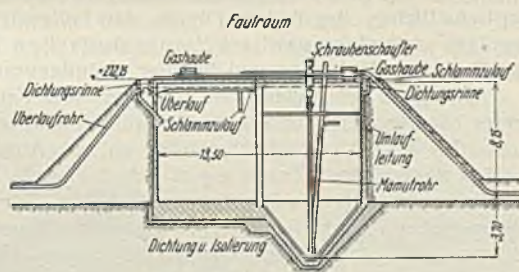


Abb. 5.

Das große Absitzbecken (Abb. 1 u. 2), sowie Faulraum (Abb. 5), Sandfang (Abb. 3), Rechen (Abb. 4) und Rinnen sind in Eisenbeton ausgeführt. Um den Beton möglichst widerstandsfähig zu machen gegen die aggressive Wasser, ist ihm Thurament¹⁾ zugesetzt. Mischungsverhältnis 1 Teil Zement: 1/2 bis 1 Teil Thurament.

Große Sorgfalt wurde auf die Auswahl des Zuschlagstoffes für den Beton verwandt. Statt einheimischen Materials wurde gebaggerter Saalekies vorgeschrieben. Ersteres Material war für 5,50 RM/m³ frei Baustelle zu bekommen, der Saalekies aber war so hoch mit Fracht belastet, daß 1 m³ rd. 11,70 RM frei Verwendungsstelle kostete. Grund für den Vorzug war, daß trotz mehrmaligen Waschens einheimischen Quarzkieses dieser nicht lehmfrei zu bekommen war, sowie weil das Material eine schlechte Kornzusammensetzung aufwies. Hinzu kam noch, daß die einzelnen Körner von runder Form waren, also nicht die erforderliche Scharfkantigkeit besaßen. Erfolg dieser an sich erheblich verteuernenden Maßnahme war, daß trotz der Wintermonate und der anfänglich hemmenden Wirkung des

Thuraments die Probewürfel durchweg Festigkeiten von über 200 kg/cm² schon nach vier Wochen aufwiesen. Die Betonmasse wurde als Gußbeton eingebracht.

Die Isolierung der Bauwerke gegen Grundwasser geschah durch eine sorgfältig geklebte doppelte Papplage mit unterliegender Betonschutzschicht. Um die Grundwasserhaltung während der Bauvorgänge einwandfrei zu gestalten, wurden unter dem Schutzbeton Dränröhren in Kiesbettung verlegt. Die Innenflächen der Beton- und Eisenbetonkonstruktionen sind mit einem rd. 2 cm starken Zementputz versehen. Dem Material wurde gleichfalls Thurament zugesetzt. Die gesamten Innenflächen erhielten einen zweimaligen Schutzanstrich mit Inertol. Die erdberührten Flächen der Bauwerke wurden nicht verputzt, sie wurden nur mit Inertol isoliert. Die Eisenkonstruktionen, die dauernd unter Wasser zu liegen kamen, erhielten gleichfalls einen zweimaligen Inertolanstrich, über Wasser einen Anstrich in grauer Ölfarbe.

Erwähnenswert ist noch der Umstand, daß der große 1300 m³ fassende Faulraum kurz nach der Füllung nicht unbeträchtlich kippte. Die Bewegung wurde beobachtet, nachdem sie schon rd. 50 mm betrug, gemessen als Höhenunterschied von zwei gegenüberliegenden Kanten der an und für sich waagrecht liegenden Deckplatte. Die Bewegung setzte sich fort, ohne daß man sie zum Stillstand bringen konnte. Bei 180 mm beobachtete man, daß an der tiefstgelegenen Stelle über der Dichtungsrinne das gesamte anfallende Regen- und Spülwasser überlief und so wohl die reichlich geringe Gründung unterspülte. Der Behälter an und für sich befand sich schon in labilem Gleichgewicht. Der Schwerpunkt liegt über der Erdgleiche. Nach Änderung der Abflußverhältnisse zeigte sich keine weitere Bewegung. Da infolge der neuen Lage sich die statischen Verhältnisse geändert hatten, wurde insbesondere die neue Belastung der Mittelsäule geprüft. Bedenken ergaben sich dabei nicht. — Der Faulraum ist vollkommen geschlossen. Die Decke ist gegen Gasdurchgang mit einer verloteten Bleilage gesichert, gegen Temperaturverlust durch eine Bimsbetonschicht isoliert. — Für die Gasgewinnung sind drei Gashauben vorhanden (im Lageplan mit Ziffer 1 gekennzeichnet).

Der ausgefaulte Schlamm wird vorerst vom Ende der Schlammtransportleitung durch eine bewegliche Rohrleitung zu den Trockenbeeten geschafft. Besondere Trockenbeete bekannter Konstruktion sind vorerst nicht vorgesehen, vielmehr wird der Schlamm in die Geländetaschen zwischen den Aufschüttungen usw. eingefüllt, und auf diese Weise wird zunächst das gesamte Gelände bis Oberkante Rinne bzw. Beckenrand erhöht. Erst wenn die Auflandung in allernächster Nähe der Kläranlage durchgeführt ist, wird man zum Bau von Trockenbeeten schreiten und das gewonnene Material zum Auffüllen des weiter abliegenden Geländes benutzen. Raum für Auffüllung ist mehr als für ein Menschenalter vorhanden. Zum leichten Abtransport des anfallenden Gutes des Rechens, Sandfanges und gegebenenfalls auch des Faulbehälters sind Gleise für Kipploren verlegt.

An Energie ist installiert worden:

1. Ausräumer	2,2 kWh
2. Schlammförderpumpe	11,0 „
3. Kompressor	11,0 „
4. Schraubenschaufler 3 × 5,5 =	16,5 „
5. Spülwasserpumpe	3,6 „
6. Lichtbedarf usw.	rd. 1,0 „
7. Förderpumpe usw.	3,0 „

zusammen 48,3 kWh.

Stromspannung 220/380 V, Drehstrom. Der tägliche Energiebedarf ist überschläglich rd. 80 kWh.

Rechen und Sandfang arbeiten nach kleinen Verbesserungen so, daß man von voller Zweckerfüllung sprechen kann. Im Absitzbecken wird das Wasser derart entschlummt, daß bei einer Schlammmenge von durchschnittlich rd. 8 cm³ für 1 l Rohwasser dieses nach dem Durchgang durch das Becken nach weiteren zwei Stunden Absitzen im Schauglas meist keinen Schlammrückstand zeigt. Nur bei Überlastung sind im Glase leichte Spuren, die bis 0,1 bis 0,2 cm³/l anstiegen, zu verzeichnen. Der Schlamm fault gleichfalls, nach Überwindung einiger anfänglicher Schwierigkeiten, über Erwarten gut aus. Nach rd. 4 Wochen war der Faulschlamm geruchlos; Gas fällt in beträchtlicher Menge an und wird schon zum Heizen abgeleitet.

Wenn es auch verfehlt ist, heute schon über das Arbeiten der Anlage nähere Angaben zu machen, so darf wenigstens so viel gesagt werden, daß nach Überwindung anfänglicher Schwierigkeiten und einer gewissen Einarbeitungszeit die Anlage zur vollen Zufriedenheit des Auftraggebers arbeitet. Manche Konstruktion ist neu. Als solche sind insbesondere zu verzeichnen: Der Schlammesammeltrichter an der Sohle des Absitzbeckens, der Parallelträger (die Tragkonstruktion des Kratzers), der Schwimmschlammabstreicher und die Drosselklappen in der Zulaufrinne.

Auftraggeber der Anlage ist die Stadtverwaltung Pößneck, Bauleitung Stadtbauamt Pößneck, Hauptsachbearbeiter und technischer Leiter der Verfasser, Generalunternehmerin Bamag-Méguin, Essen/Ruhr.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 50, S. 734.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven.¹⁾

Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. e. h. r. Tillmann, Bremen.

Der Wettbewerb im nordatlantischen Personenverkehr stellt wegen der Größe und Schnelligkeit der in diesem Verkehr beschäftigten Schiffe besonders hohe Anforderungen an die ihm dienenden Hafenanlagen. Während in Amerika New York der Hauptzielort der großen Fahrgastlinien ist, zerteilt sich der Verkehr in Europa auf eine größere Reihe von Häfen. Nationale, geographische und allgemeinwirtschaftliche Gesichtspunkte sind wesentlich für die Anziehungskraft eines Hafens; für Fahrgäste und Reedereien wichtig sind aber auch die Güte und die Bequemlichkeit der Einrichtungen des Hafens selbst. In dieser Hinsicht ist in den letzten Jahren von neuem ein beachtlicher Wettkampf unter den europäischen Häfen entstanden.

Bremen darf, ohne unbescheiden zu sein, für sich in Anspruch nehmen, daß es mit der Einrichtung seines großen Fahrgasthafens Bremerhaven wie vor dem Kriege so auch jetzt wieder führend gewesen ist.

Die großartige, erst vor einigen Jahren eröffnete Fahrgastanlage selbst, die „Columbuskaje“, der „Bahnhof am Meere“, hat in den Wettbewerbshäfen starke Beachtung gefunden und erfreut sich bei den Fahrgästen großer Beliebtheit. Die Reisenden gelangen am Festlandufer unmittelbar von See aus in die vornehmen Empfangsräume des „Columbusbahnhofes“, in dem die Schnellzüge ihrer bereits harren, oder sie setzen die Reise im mitgebrachten eigenen Auto oder auch in einem Land- oder Wasserflugzeug fort.

Die Columbuskaje hat eine gleich großartige Ergänzung gefunden durch die jetzt fertiggestellte „Nordschleuse“, neben der von Ymuiden die größte der Welt, sowie durch das verlängerte „Kaiserdock II“.

Über die neuen Bauten hat die „Bautechnik“²⁾ eine Reihe von Aufsätzen gebracht, deren innerer Zusammenhang hier nachträglich durch kurzes Eingehen auf die schiffahrt- und bautechnische Entwicklung der Bremerhavener Häfen beleuchtet werden soll.

Bremerhaven wurde 1827 von Bremen als dessen Vorhafen gegründet. Bremen war damals durch die zunehmende Versandung der Unterweser in seinem Schiffsverkehr mit der See stark behindert und wollte seiner Handelsschiffahrt einen eigenen Heimathafen sichern, um von fremden Weserhäfen unabhängig zu werden.

Im Gegensatz zu den großen Verkehrshäfen in Bremen-Stadt, die nach Vertiefung der Unterweser gebaut worden sind, sind die Häfen in Bremerhaven nicht offene Häfen, sondern sie sind durch Schleusen vom Strome getrennt, um den dort starken Schlickfall fernzuhalten und um daneben die Wasserstandsschwankungen in den Häfen zu mindern.

Bis 1876 entstanden in sechsstufigem Ausbau der „Alte Hafen“ mit der „Alten Schleuse“, der „Neue Hafen“ mit der „Neuen Schleuse“ und der „Kaiserhafen I“ mit der „Kleinen Kaiserschleuse“. Die Alte Schleuse wurde als Kammerschleuse mit 50 m Kammerlänge erbaut, was für die damaligen Ozeanfahrer ausreichend war. Die späteren Häfen mit größeren Kammerschleusen zu versehen, wie sie den inzwischen gewachsenen Schiffgrößen entsprechen hätten, verbot sich wegen räumlicher Beschränkung, wegen technischer Schwierigkeiten und wegen der hohen Kosten. Man half sich durch sogenannte Dockschleusen. Deren Nachteil, daß sie nur um die Hochwasserzeit geöffnet werden können, nahm man in Kauf, weil damals die Großschiffahrt sowieso wegen der geringen Wassertiefen in der „Außenweser“, der Zufahrt von See, an die Hochwasserzeit gebunden war. Bedenklich war, daß man die Dockschleusen rechtwinklig zu den Häfen anlegte; so war die Länge der einfahrenden Schiffe durch die Hafebreite begrenzt. Bei stärkerem Anwachsen der Schiffslänge mußte man sich schon 1881 dadurch helfen, daß man beim Kaiserhafen I die Kajemauern gegenüber der Schleuse nischenartig zurückzog.

In dem Maße, wie durch den Dienst des 1857 gegründeten Norddeutschen Lloyd Bremerhaven allmählich zum führenden Fahrgasthafen, besonders in dem wichtigen nordatlantischen Verkehr heranwuchs, mußten größere Schiffe, die sogenannten Schnelldampfer, eingestellt werden. In den Jahren 1892 bis 1899 wurden unter entsprechender Erweiterung des Kaiserhafens die „Große Kaiserschleuse“ und, durch ein Dockvorbassin erreichbar, das „Kaiserdock I“ als damals größtes Trockendock der Welt errichtet. Auch die Große Kaiserschleuse war mit 223 m Länge zwischen den Toren und 28 m Torweite und mit 10,56 m Wassertiefe über dem Drempelein bei Hochwasser lange Zeit die größte bestehende Seeschleuse. Bei ihr wurde auch zum ersten Male statt der altbewährten Stemmtore ein Schiebtor angewandt, allerdings wegen der mangelnden Erfahrung vorsichtigerweise nur erst beim Binnenhaupt.

Nachdem sich dieses Tor und die späterhin bei den Brunsbütteler Schleusen eingebauten wesentlich größeren Schiebttore gut bewährt hatten,

hat man bei der Nordschleuse beide Häupter mit Schiebtorren versehen. Verglichen mit dem Schiebtor der Großen Kaiserschleuse ist bei ihnen die Breite von 28 auf 45 m und die Wassertiefe bei Sturmflut von 14 auf 18 m erhöht.

Da seit etwa 1870 in Bremerhaven schon die Neuerung eingeführt war, die Fahrgäste mit der Eisenbahn unmittelbar ans Schiff zu bringen, wurde bei der Großen Kaiserschleuse auch ein geräumiges Empfangsgebäude, die sogenannte „Lloydhalle“, mit einer Zollabfertigung, mit bewirtschafteten Wartesälen und mit angeschlossenem Bahnsteig errichtet.

In Rücksicht auf die Anfang des Jahrhunderts bestehende Aussicht auf stärkeres Anwachsen des Verkehrs wurde 1904 ein auf große Sicht eingestellter neuer Erweiterungsplan der Hafenanlagen aufgestellt. Er sah im Anschluß an den bestehenden Kaiserhafen zwei neue, etwa 2 km lange Häfen vor, die in ihrem ersten Abschnitt als Kaiserhafen II und Kaiserhafen III bis 1909 fertiggestellt wurden, und nördlich vom Dockgelände drei weitere Häfen, die „Nordhäfen“ mit großem Vorhafen und einer neuen großen Schleuse, der „Nordschleuse“; ferner zwei neue Trockendocks und den Ausbau des Dockvorbassins zu einem Verbindungshafen zwischen den beiden großen Schleusen mit ihren Hafengebieten. Von diesen Anlagen waren das „Kaiserdock II“ 1912 und der „Verbindungshafen“ 1916 hergestellt. Der Bau der Nordschleuse war 1914 begonnen, mußte aber während des Krieges unterbrochen werden.

Der Umstand, daß die Bremerhavener Häfen bei einer Beschädigung der bislang einzigen großen Schleuse für den Überseeverkehr völlig gesperrt sein würden und daß die Maße der Großen Kaiserschleuse für die im Wiederaufbauplan des Norddeutschen Lloyd vorgesehenen schnellen „Großschiffe“ nicht mehr ausreichen würden, drängte zu baldiger Fortsetzung des Baues der Nordschleuse. Da in den ersten Nachkriegsjahren die dafür nötige hohe Bausumme von über 30 Mill. RM noch nicht verfügbar gemacht werden konnte, wurde als Anlegestelle für die Großschiffe zunächst die rd. 1000 m lange Columbuskaje unmittelbar am Strome errichtet. Sie liegt recht günstig in nächster Nachbarschaft der Lloydhalle und ersetzt die vor dem Kriege in unmittelbar örtlicher Verbindung mit der Nordschleuse geplant gewesene Abfertigungsanlage für Fahrgäste. Erst als sie bereits im Betrieb war, ergab sich die finanzielle Möglichkeit, auch den Bau der Nordschleuse wieder aufzunehmen.

Jetzt ist neben der Columbuskaje mit ihrem großen Empfangsgebäude und der umfangreichen Bahnhofsanlage auch die Nordschleuse fertiggestellt. Aber die Großschiffe erforderten im Anschluß an diese Bauten noch zwei weitere bedeutsame Bauwerke, die Steubenbrücke über das nördliche Ende des Verbindungshafens, zur Zeit mit ihrem Eigengewicht von 2700 t die schwerste bestehende Drehzapfenbrücke, und die Verlängerung des Kaiserdocks II um 67 m auf eine nutzbare Länge von 335 m.

Diese vier Bauwerke haben nicht nur etwas Gemeinsames in ihrer wirtschaftlichen Begründung durch das Indienststellen der Großschiffe, sondern auch einen gewissen bautechnischen Zusammenhang, der sich in ihren Ausmaßen und in ihrer Gründungsart ausspricht.

Die Tiefe der Außenweser, die vor dem Kriege nicht über 8,3 m unter Niedrigwasser hatte gebracht werden können, war nach dem Kriege schon bis auf 10,3 m erhöht worden mit der Aussicht, sie demnächst auf 11,3 m zu bringen. Damit ergibt sich der große Vorteil, daß die Großschiffe unabhängig von der Tide nach festem Fahrplan zwischen See und Bremerhafen verkehren können. Bei der Columbusmauer wurde dementsprechend eine Wassertiefe von 12,5 m unter gewöhnlichem Niedrigwasser vorgesehen, so daß selbst die größten Dampfer dort auch bei ungewöhnlich tiefen Wasserständen flott bleiben und also auch, soweit nötig, überwintern können, und bei der Nordschleuse wurde der Drempelein um 1 m tiefer gelegt, als vor dem Kriege vorgesehen war, nämlich auf 11,3 m unter Niedrigwasser oder 14,6 m unter Hochwasser.

Die Verzögerung des Baues der Nordschleuse hatte aber noch das weitere wichtige Ergebnis, daß man grundlegende, bei der Columbuskaje gemachte Erfahrungen beim Schleusenbau ausnutzen und dadurch etwaigen sonst nicht ausgeschlossenen Mißerfolgen vorbeugen konnte.

Nach etwa einjährigem Betriebe nämlich begann die Columbusmauer an einer Stelle so stark auszuweichen, daß sie erheblich verstärkt werden mußte. An Hand der inzwischen entwickelten und bekanntgewordenen Methode der Bodenprüfung von Professor Dr. Krey in Berlin und der von diesem und von Professor Hultin in Kopenhagen entwickelten Berechnungsart für hohe Hafemauern in bindigen und schiebigen Bodenarten stellte es sich heraus, daß die bislang gebräuchlichen Untersuchungs- und Rechenmethoden bei den in Bremerhaven vorliegenden Bodenarten und bei der von der Columbusmauer erreichten freien Höhe von beinahe 20 m (von Stromsohle bis zur Oberkante der Hinterfüllung) nicht mehr anwendbar sind; ja, daß jener Höhenunterschied von etwa 20 m

¹⁾ Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erschien ein Gesamtsonderdruck, zu beziehen durch Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8.

²⁾ Jahrgang 1930, Heft 25, S. 371; 1931, Hefte 12, 21, 27, 28, 29, 31, 32, 33, 34, 35, 38, 40, 49 u. 51.

wohl das äußerste Maß ist, das bei derartigen Böden überhaupt noch durch eine senkrechte Stufe überwunden werden kann.

Eine der Hauptursachen des Ausweichens der Columbusmauer war die vorher nicht bekannte starke Veränderlichkeit des Lauenburger Urtons. Nach den Feststellungen von Krey ändert der Urton mit der Belastung und dem überlagernden Wasserdruck seinen Wassergehalt und damit auch seine Zähigkeit und Festigkeit in weiten Grenzen. Auch örtlich wechselt seine Beschaffenheit stark. Nach der Erfahrung bei der Columbusmauer nahm man für die Schleuse zunächst etwa 100 Bohrlöcher in Aussicht; der Reibungsbeiwert des Urtons schwankte bei ihnen von etwa 0,40 bis 0,65. Als dann in der Nähe der Drehbrücke eine Probe nur 0,15 ergab, erhöhte man die Zahl der Bohrungen für die Schleuse nach und nach auf etwa 400 und fand dadurch tatsächlich auch dort mehrere etwa gleich weiche Stellen. Nun ist aber auch die Stärke der übergelagerten Sandschicht wesentlich für die Tragfähigkeit des Urtons. Ist sie groß und liegt der Urton tief, so wird er von den Belastungsänderungen in den oberen Schichten weniger beeinflusst. Die große Zahl und die Tiefe der Bohrungen ließen einen sehr starken Wechsel in der Mächtigkeit der Sandschicht erkennen, die bei einem Bohrloch sogar bis auf 0,3 m sank. Bei den neuen Bauten konnte nunmehr die Konstruktion dem örtlichen Wechsel der Bodenbeschaffenheit und Bodenschichtung eng angepaßt werden.

Für die Ufermauern der Schleusenanlage ergab sich dabei eine Lösung, die genügend anpassungsfähig ist und die man, abgesehen von einigen zweckmäßigen Ergänzungen, ansehen könnte als eine Vereinigung aus der bisherigen Bremerhavener Bockkonstruktion mit ihrem schmalen Rost und ihrem gedrunenen Mauerkörper und der Bremer Mauer von 1901, die unmittelbar auf Lauenburger Urton steht, mit ihrer weit nach hinten verlängerten und durch mehrere Reihen schräger Druckpfähle gestützten Rostplatte.

Auch bei der Gründung der Schleusenhäupter und der Dockverlängerung haben neue technische Fortschritte die alte Bauweise verdrängt. Früher wurde in der mit Holzspundwänden umfaßten und mit Greifern vertieften Baugrube zunächst eine mächtige Betonschicht unter Wasser eingebracht, nach deren lange Zeit beanspruchenden Erhärtung das Wasser oberflächlich entfernt wurde, um weiterbauen zu können; ein steter Kampf mit Quellen durch die Spundwände und durch den Beton war die üble Beigabe. Jetzt beherrschen Eisenspundwand, Grundwassersenkung und Eisenbeton das Feld, mit denen von der Sohle an im Trockenem sicher, sparsam und schnell gearbeitet werden kann.

Die Aufsätze, in denen die an den Bauten unmittelbar beteiligten Fachleute die Anlagen der Nordschleuse, der Dockverlängerung und der Drehbrücke mit ihren Ausrüstungen in Vorbereitung und Ausführung

behandelt haben, geben in ihrer Gesamtheit dem Fachmanne wie dem Laien ein eindrucksvolles Bild von den ungewöhnlichen Ausmaßen und Schwierigkeiten der vorgeführten Bauten sowie von den vielseitigen und umfangreichen Vorarbeiten zu ihrer Ausführung, gleichzeitig aber auch von der Bedeutung des Hafens Bremerhaven als des Fahrgasthafens von Bremen.

Bei Vorführung solcher Werke in der Öffentlichkeit erscheint es angemessen, mit einigen Worten auch der Hauptleiter der besprochenen Arbeiten zu gedenken.

Es ist ein merkwürdiges Zusammentreffen, daß gleichzeitig mit dem von den wirtschaftlichen und natürlichen Begebenheiten erzwungenen Übergange zu einem neuen Abschnitt in der technischen Behandlung der großen Hafenwerke auch der leitenden Tätigkeit eines bedeutenden, auch im Auslande geschätzten Fachmannes durch die Erreichung der gesetzlichen Altersgrenze ein Ziel gesetzt wurde.

Hafenbaudirektor Claüben hat 35 Jahre lang, also ein ganzes Menschenalter (mit einer Unterbrechung von nur zwei Jahren, in denen er Leiter des Bauamtes für die Unterweserkorrektion in Bremen war), die Entwicklung der bislang in Bremerhaven angewandten Bauweise entstehen sehen und tätig mit beeinflusst. Er war örtlicher Bauleiter bei dem Bau der Großen Kaiserschleuse und des Kaiserdocks I; unter seiner Oberleitung (er wurde 1905 damit betraut) sind die Kaiserhäfen II und III und der Verbindungshafen, das Kaiserdock II und die Columbuskaje errichtet worden. Auch der Bau der Nordschleuse wurde unter seiner Oberleitung begonnen. An den vorzüglichen umfassenden Veröffentlichungen über den Bau der Großen Kaiserschleuse und des Kaiserdocks I (Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Hannover 1900 und 1902) war er maßgebend beteiligt. In dem Maße, wie bei der Verstärkung der Columbusmauer und der Wiederaufnahme des Baues der Nordschleuse die Verwertung der neuen Bodenforschung und der neuen Berechnungsarten zu ihrem Rechte kamen, ging die schöpferische Gestaltung der Konstruktion im einzelnen und der Bauausführung auf seinen jetzigen Nachfolger, Hafenbaudirektor Dr. Agatz, über. Dieser hatte vor seiner Bremerhavener Tätigkeit wichtige Erfahrungen gesammelt als örtlicher Bauleiter einer Unternehmer-Arbeitsgemeinschaft beim Bau der großen Geestemünder Seeschleuse und als bremischer Baurat beim Bau einer 1000 m langen Kajemauer in Bremen. Wie er die neuen Kenntnisse in der Bodenforschung und der Berechnung für die Nordschleusenanlage verwendet hat, zeigen die Einzel-Aufsätze. In der Folge wird er Gelegenheit haben, wiederum die Bremerhavener Erfahrungen zu verwerten, nämlich im Lehramt an der Technischen Hochschule Berlin, an die er als Nachfolger des bekannten Geheimen Baurats Prof. Dr.-Ing. G. de Thierry berufen worden ist.

Neubau der Petersbrücke über die Weschnitz in Weinheim a. d. Bergstraße.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Albert Knobloch, Waldshut a. Rh.

Vorgeschichte.

Obwohl bereits im 16. Jahrhundert auf beiden Ufern der Weschnitz sich Stadtteile von Weinheim befanden, bestand bis zu Beginn des 17. Jahrhunderts keine feste, für Fuhrwerke befahrbare Brücke über die

Zunahme der Verkehrslasten, sowie die dauernd anwachsenden Unterhaltungskosten führten dazu, daß die Holzbrücke, nachdem sie über 1¼ Jahrhundert dem Verkehr gedient hatte, im Jahre 1874 durch eine eiserne Brücke ersetzt wurde. Diese eiserne Brücke, die Vorgängerin der jetzigen, überquerte die Weschnitz mit einer Öffnung bei einer Lichtweite von rd. 27 m. Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung der Brücke hatte



Abb. 1. Ansicht der alten Brücke von oberstrom.

Weschnitz. Erst im Jahre 1614 begann die Stadt Weinheim mit dem Bau einer steinernen Brücke unmittelbar unterhalb der Einmündung des Grundelbaches. Das große Hochwasser von 1662 riß die Brücke zur Hälfte ein. Der Wiederaufbau des zerstörten Brückenteils wurde erst 1682 durchgeführt. Diese steinerne Brücke mußte wegen Baufälligkeit im Jahre 1747 ersetzt werden. Aus Sparsamkeitsgründen wurde eine hölzerne Brücke, die die Weschnitz in drei Öffnungen überspannte, errichtet. Die

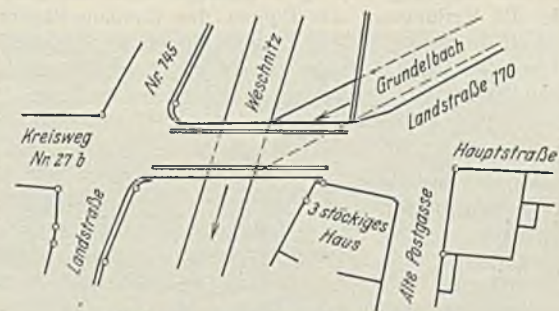


Abb. 2. Lageplan der Baustelle.

der spätere Dozent für Statik und Brückenbau der Technischen Hochschule Karlsruhe, Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Engeßer, im Auftrage seiner Vaterstadt übernommen. Die Brücke war eines der Erstlingswerke Engeßers. Der Parabelbogen mit angehängter Fahrbahn hatte 10 Felder mit gekreuzten Diagonalen. Die Fahrbahnbreite zwischen den beiden Hauptträgern betrug 5,40 m, die Breite der beiderseitigen, außenliegenden Gehwege je 1,25 m. Ein oberer Windverband war nicht angeordnet (Abb. 1).

Die zunehmenden Verkehrslasten bedingten bereits im Jahre 1906 eine Sperrung der im Zuge der Landstraße Nr. 170 liegenden Brücke für Fahrzeuge über 10 t, die 1927 durch die Sperrung für Fahrzeuge über

5 t noch verschärft wurde. Eingehende technische und wirtschaftliche Untersuchungen zeigten die Unwirtschaftlichkeit einer Verstärkung der bestehenden eisernen Brücke. Ein Neu- bzw. Umbau der Brücke mußte vorgenommen werden.

Entgegen dem Ausschreibungsentwurf, der einen eisernen Vollwandträger mit über die Fahrbahn reichenden Hauptträgern vorsah, wurde zunächst die Ausführung eines eingereichten Gegenentwurfes, und zwar eines Eisenbetonzweigliedekrahmens mit gewölbtem Riegel und Gegengewichten vorgesehen. Wegen der angetroffenen unsicheren Untergrundverhältnisse (blauer Letten) kam jedoch ein statisch bestimmtes System mit vorgekragten Widerlagern und eingehängtem Mittelträger zur Ausführung. Eine Bogenbrücke mit oberliegender Fahrbahn kam mit Rücksicht auf die sichere Hochwasserabführung nicht in Frage. Die Anordnung eines Bogens mit angehängter Fahrbahn mußte aus städtebaulichen Gründen und wegen der durch die Bogen an den Brückenden bewirkten Unübersichtlichkeit der Zufahrtrampen ausscheiden. Eine allgemeine Übersicht über die Baustelle gibt Abb. 2.

Das ausgeführte Brückensystem.

Die Brückenfahrbahn der ausgeführten Brücke besitzt eine Breite von 6,0 m, während die ausgekragten Gehwege eine Nutzbreite von je 2,15 m haben. Unter den Gehwegen sind Kabelkanäle für Gasleitung, Postkabel, Hoch- und Niederspannungskabel so angeordnet, daß jeder Kabelkanal für sich abgedeckt werden kann. Die 67° rechtsschiefe Brücke hat ein Längsgefälle von 2‰ und ist mit stark gekrümmten, bis auf die Brücke reichenden Ausrundungsbogen an die rechten, tiefliegenden Zufahrtrampen angeschlossen. Die Lichtweite in Brückenachse mißt 27,06 m. Der Brückenquerschnitt ist als Plattenbalken mit drei Rippen ausgebildet (Abb. 3). Der Innenträger des 18 m langen Einhängträgers hat bei 80 cm Breite in Brückenmitte eine Höhe von 1,25 m. Die beiden 70 cm breiten Randträger weisen einen Achsabstand vom Innenträger von 3,29 m auf. Die Fahrbahnplatte ist durchweg 20 cm stark. Zur Querverstärkung sind zwei Querträger von je 30 cm Breite in 6 m Abstand angeordnet. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Linie der Brückenunterkante wurde die Verjüngung der Rippen des Einhängträgers an den Auflagern durch 20 cm starke Eisenbetonschürzen an den Außenträgern verdeckt. Das eigentliche Auflager ist auf die ganze Brückenbreite von Randträger zu Randträger massiv ausgebildet und hat eine Höhe von nur 50 cm.

Das rahmenförmig ausgebildete Widerlager besitzt gleich dem Einhängträger drei durch Kragarm, eigentlichen Widerlagerkörper und Widerlagerfuß gehende Rippen. Der Kragarm des Widerlagerkörpers reicht bis zur Lagermitte gemessen 4,53 m über die Widerlagerstirnwand und erhält durch die Anordnung einer unteren Druckplatte kastenförmigen Querschnitt. Zur Verstärkung der Widerlagerrippen sind in Höhe des Voutenansatzes des Kragarmes, sowie an der hinteren Grenze der Abschrägung der Rippen rd. 1,50 m

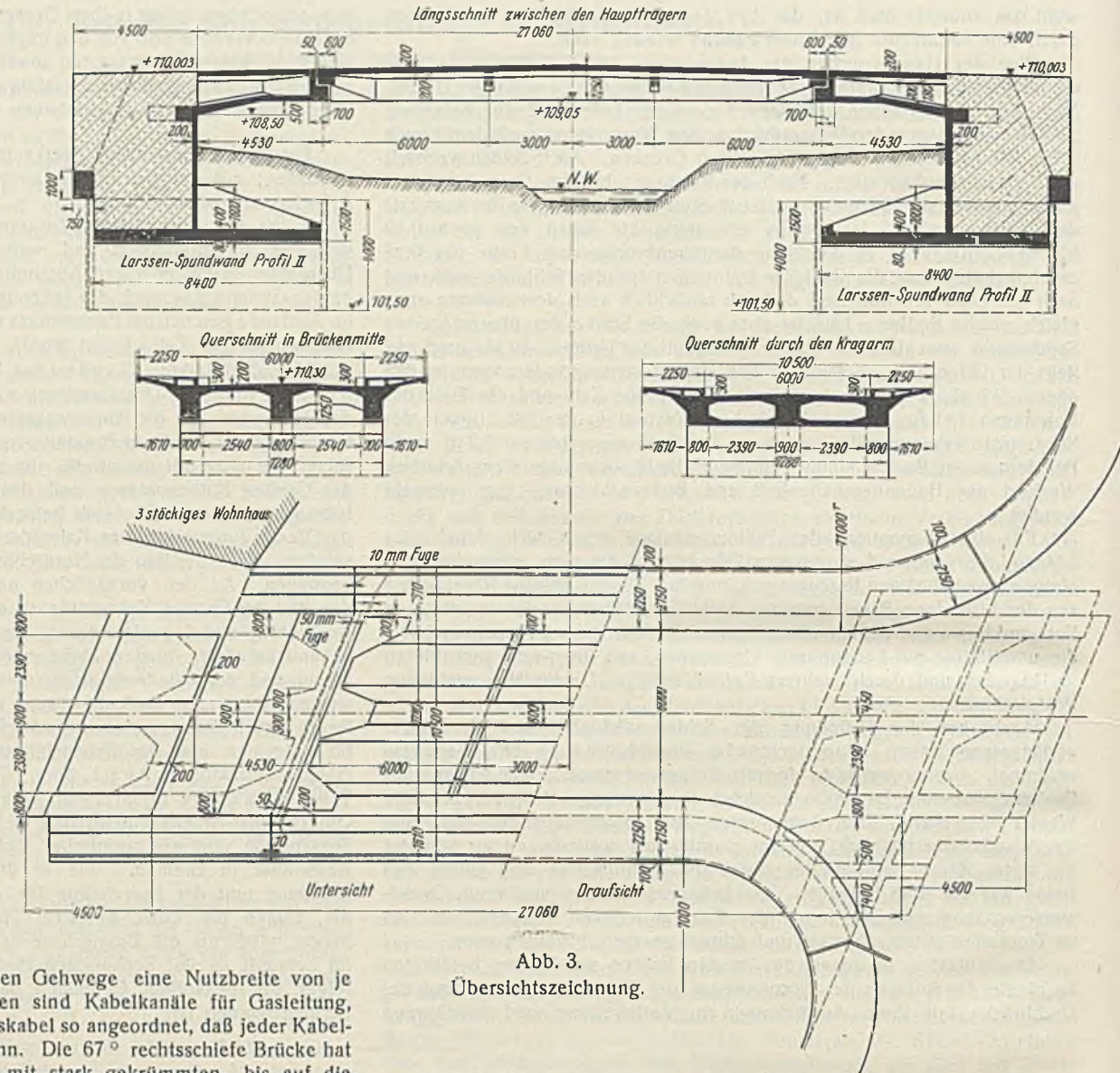


Abb. 3. Übersichtszeichnung.

über der Fundamentsohle starke Querverstärkungen angeordnet. Die Fundamentsohle liegt rd. 1 m unter der Oberkante des an der Baustelle vorhandenen Tonbodens. Die Widerlagerplatte wird durch eine 1,50 m über die Plattensohle reichende Spundwand aus 4 m langen Larsenspundbohlen Profil 2 umschlossen, wobei die Spundwand rund 3 m in den Tonboden eingreift. Von einer Gründung durch Ramm-pfähle mußte abgesehen werden, da die enge linke Baugrube die Aufstellung einer schweren Ramme nicht zuließ und zudem die starken Erschütterungen beim Rammen von Pfählen das nächst der Baugrube stehende dreistöckige Gebäude gefährden mußten. Zwischen Spundwand, den Rippen und der wasserseitigen, doppeltbewehrten Eisenbetonabschlußwand des Widerlagerkörpers ist bis auf die im Gefälle verlängerte Fahrbahnplatte Magerbeton Misch. 1:20 als Gegengewicht eingebracht. Das Mischungsverhältnis beträgt für den Beton des Widerlagers bis auf die

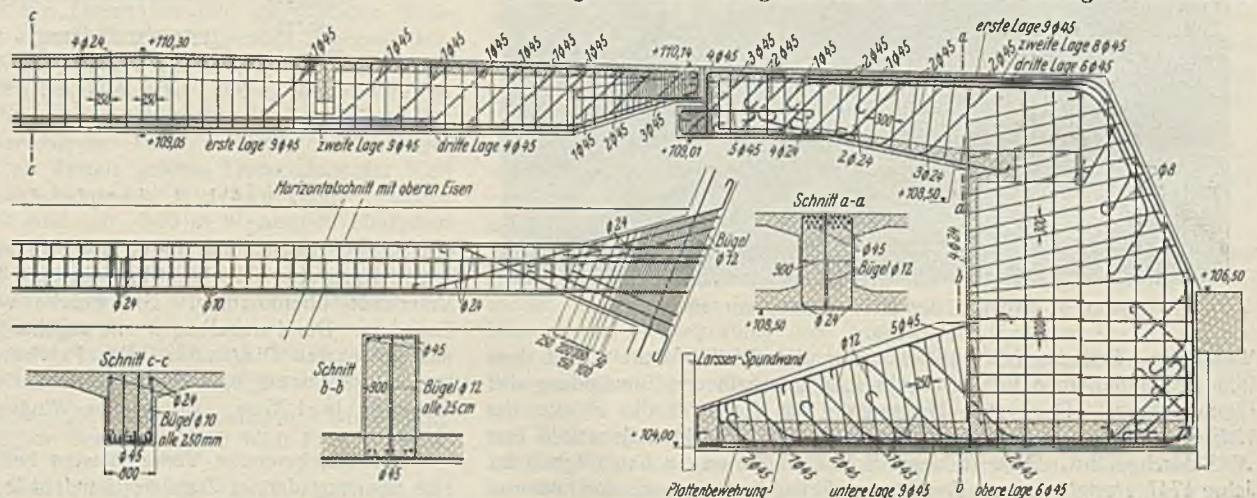


Abb. 4. Bewehrungsplan für den mittleren Hauptträger.

Höhe des unteren Ansatzes des Kragarms 1:5, das Mischungsverhältnis für Kragarm und Mittelteil des Einhängeträgers 1:4 und für die Widerlagerköpfe des Einhängeträgers 1:3,5.

Das Gelände der Brücke und der Ufermauern ist in Eisen ausgeführt, was gegenüber einer Brüstung aus Eisenbeton, neben der Erzielung einer Gewichtsverminderung, noch den Vorteil einer besseren Durchsicht von und nach den tiefer liegenden, rechtseitigen Zufahrtrampen hat.

Die statische Berechnung.

Die statische Berechnung ist für zwei nebeneinander in ungünstigster Laststellung stehende, der Regellast für Brückenklasse I der DIN 1072 entsprechende 23-t-Dampfwalzen durchgeführt. Für die Fahrbahn vor und hinter den Walzen ist eine gleichmäßig verteilte Last von 600 kg/m² in Rechnung gesetzt. Zu beiden Seiten der Walzen sowie auf den Gehwegen ist eine gleichmäßig verteilte Last von 500 kg/m² angenommen. Die Fahrbahnplatte ist als durchlaufender Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment über zwei gleichen Feldern gerechnet. Die unter Berücksichtigung von Elgewicht, Verkehrslast, Erddruck und Stoßzuschlag und unter Anwendung von Einflußlinien ermittelten charakteristischen Größtwerte betragen für den Innenträger, bezogen auf eine Belastungsbreite von 3,29 m:

- a) für den Einhängeträger:
 - Feldmoment = 415,75 tm
 - Auflagerquerkraft = 96,57 t
 - Beanspruchung σ_b/σ_e = rd. 60/1180 kg/cm²
 - τ_0 = 9,5 kg/cm²
 - τ_1 = 4,8 kg/cm²;
- b) für den Kragträger:
 - Kragmoment = 536,47 tm
 - Querkraft am Beginn der Schräge = 143,41 t
 - Beanspruchung σ_b/σ_e = rd. 52/1145 kg/cm²
 - τ_0 = 6,66 kg/cm²;
- c) Bodenpressung der Sohlenplatte:
 - σ_a = 1,545 kg/cm²
 - σ_l = 1,665 kg/cm².

Für die Hauptbewehrung sind flußeiserne Rundeisen $\phi = 45$ mm verwendet. Eisen, die ihrer Länge wegen gestoßen werden müssen, sind durch 36 cm lange Spannschlosser verbunden. Die Scherspannung im Gewinde ist zu 77 kg/cm² errechnet.

Die beiden, unter jedem Ende der Hauptträger nebeneinander angeordneten Tangentialkipplager von je 90 bzw. 70 cm Länge, 20 cm Breite und einer Stärke von 3 cm erfahren in den Berührungsflächen eine Beanspruchung von 2220 kg/cm². Die Bewehrung des Innenträgers zeigt Abb. 4.

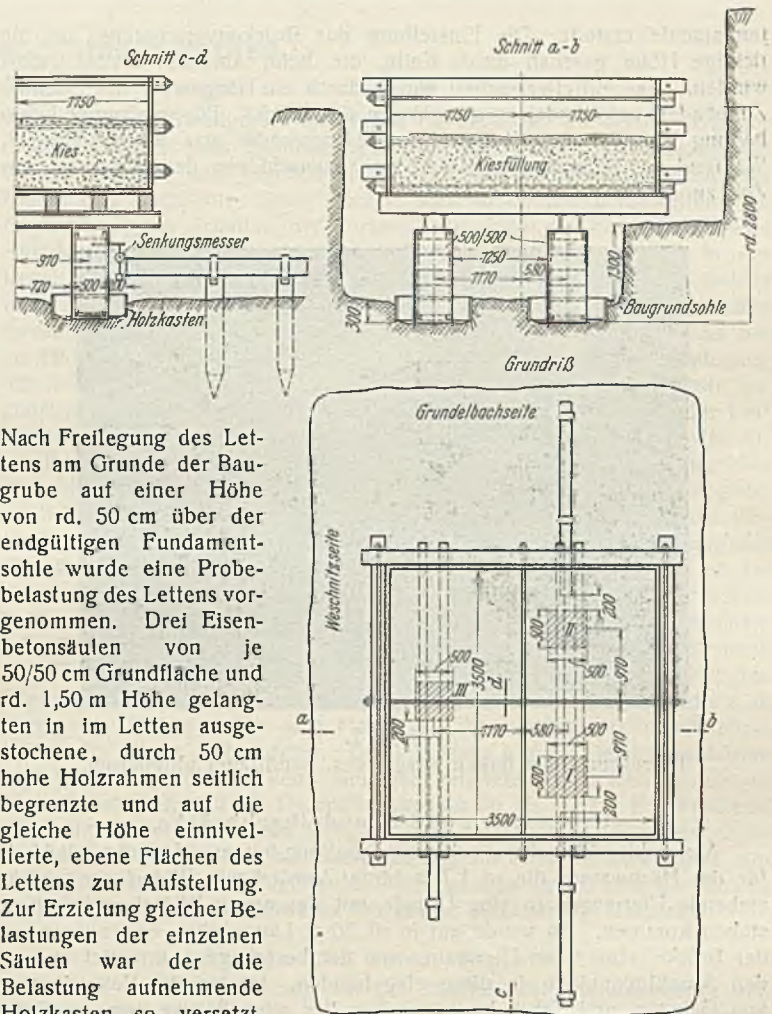
Abbruch der alten Brücke.

Für den am 12. August 1929 begonnenen Abbruch der eisernen Brücke wurde ein Gerüst unter der Brücke erstellt und unter dem Untergurt sowie den Querträgern fest verkeilt. Unter Verwendung von Wasserstoff-Sauerstoff-Schneidbrenner wurde die Eisenkonstruktion in Einzelteile von 1,2 m Länge zerlegt. Das Gesamtgewicht des ausgebauten Eisenwerkes einschließlich der Lagerkörper betrug 47160 kg. Die an der alten Brücke angehängten Kabel und sonstigen Leitungen wurden ober- und unterstrom der Brücke auf behelfmäßigen Stegen verlegt. Vor Beginn des Abtrages wurden im ersten und zweiten Stockwerk des an der linken Baugrube stehenden Gebäudes Gipsbänder über vorhandene Risse an Wänden und Decken angebracht zur Kontrolle etwaiger schädlicher Einwirkungen des Baugrubenaushubes bis 3,50 m unter das Hausfundament und der später vorgenommenen Rammarbeiten. Sämtliche Gipsbänder waren nach Baubehandigung noch unversehrt. Beim Abbruch der alten Widerlager und Aushub der Baugrube für die Sohlenplatte wurden Reste sämtlicher früheren Brücken, insbesondere auch der 1614 begonnenen steinernen Gewölbebrücke, angetroffen.

Probekbelastung des Baugrundes.

Die bis 17 m tief abgeteufte Bohrlöcher der Probebohrungen durchfuhren an keiner Stelle den vorhandenen schweren Tonboden auf seine ganze Mächtigkeit. Die qualitative Analyse bezeichnet den alkalisch reagierenden Tonboden als kalk- und eisenhaltiges Aluminiumsilikat mit einem zwischen 14 und 21 % liegenden Wassergehalt. Wasserlösliche Sulfate und Chloride wurden nicht festgestellt. Die Untersuchung und Zerlegung des Lettens nach Korngrößen wurde vom Pedologischen Institut der Badischen Wasser- und Straßenbauverwaltung durchgeführt und ergab folgende Mittelwerte:

Korngrößen:	unter 0,01	0,01 bis 0,05	0,05 bis 0,10	0,10 bis 2,0 mm
in %:	90,8	8,27	0,66	0,22
Kalkgehalt in %:	15,95.			
Klassifikation nach Kopecky:	I Tonboden, 1 schwerer Tonboden oder Letten.			



Nach Freilegung des Lettens am Grunde der Baugrube auf einer Höhe von rd. 50 cm über der endgültigen Fundamentsohle wurde eine Probebelastung des Lettens vorgenommen. Drei Eisenbetonsäulen von je 50/50 cm Grundfläche und rd. 1,50 m Höhe gelangten in im Letten ausgestochene, durch 50 cm hohe Holzrahmen seitlich begrenzte und auf die gleiche Höhe einnivellierte, ebene Flächen des Lettens zur Aufstellung. Zur Erzielung gleicher Belastungen der einzelnen Säulen war der die Belastung aufnehmende Holzrahmen so versetzt, daß sein Schwerpunkt genau über den der drei

Abb. 5. Probekbelastung des Baugrundes.

Drucksäulen zu stehen kam (Abb. 5). Die durch später auf der Baustelle verwendeten Rheinkies gebildete Auflast wurde so bemessen, daß die Bodenpressung unter den Drucksäulen 3 kg/cm² erreichte. Zur Beobachtung der Bewegungen der Drucksäulen waren Grietsche Senkungsmesser aufgestellt (Abb. 5). Der Ruhezustand trat nach drei Tagen bei einer mittleren Absenkung von 11,56 mm ein. Um den Einfluß des Wasserzutritts an die Sohle der Drucksäulen zu beobachten, wurden die den Fuß der Drucksäulen umgebenden Holzkasten mit Wasser gefüllt. Es trat ein weiteres Setzen der Drucksäulen bei immer geringer werdenden Absenkungsdifferenzen ein. Bei einer mittleren Gesamteinsenkung von 17 mm wurde die Probebelastung nach rd. 17-tägiger Dauer abgebrochen. Nach dem Entfernen der Auflast hatten sich die Drucksäulen im Mittel um 2,6 mm wieder gehoben. Als zulässige Bodenpressung wurden rund 1,7 kg/cm² erachtet.

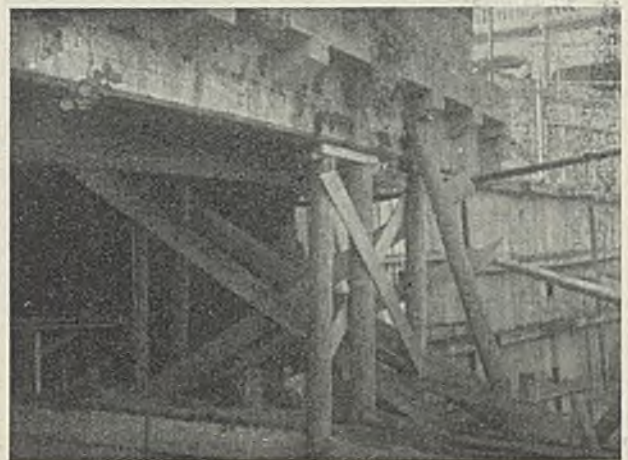


Abb. 6. Unterfangung der Grundelbachbrücke.

Das Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst bestand aus acht Bindern mit Längs- und Querverstärkungen. Soweit die Stempel nicht auf der vorher betonierten Fundamentplatte aufgesetzt werden konnten, waren besondere Beton-

fundamente erstellt. Die Einstellung der Brückenverschalung auf die richtige Höhe geschah durch Keile, die beim Ablassen wieder gelöst wurden. Das Mittelwasserbett wurde durch ein Hängewerk mit eisernen Zugbändern aus Rundeseisen $d = 30$ mm überbrückt. Für genügende Überhöhung des 8,8 m weit gestützten Hängewerks war Sorge getragen. Während des Betonierens wurden die Spanschlösser der Zugbänder von Zeit zu Zeit angezogen.

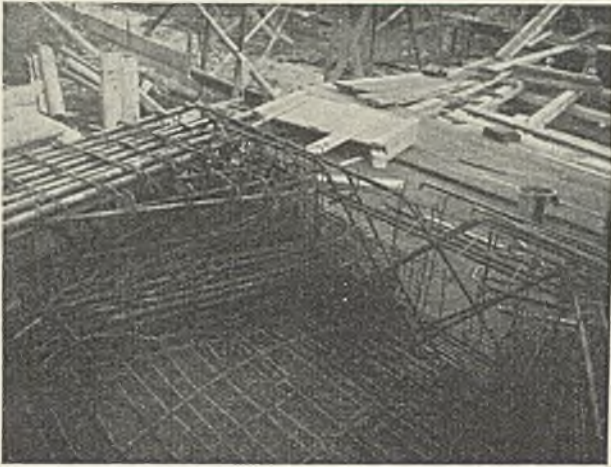


Abb. 7.
Bewehrung des linken Kragarmes, Randträger unterstrom.

Ufermauern und Grundelbachbrücke.

Am rechten Widerlager sollte zur Schaffung besserer Abflußmöglichkeit für das Hochwasser die rd. 1,7 m hinter Vorderkante Widerlager zurückstehende Ufermauer in eine Gerade mit der neuen Widerlagerflucht zu stehen kommen. So wurde auf je rd. 30 m Länge ober- und unterstrom der Brücke eine neue Ufermauer vor der bestehenden errichtet und an den Anschlußpunkten in diese eingebunden. Infolge der Verbreiterung von Gehweg und Fahrbahn gegenüber der alten Brücke kam das linke Brückenwiderlager weiter flüßaufwärts zu liegen. Mit Rücksicht auf die Rammarbeiten mußte das unterstromige Widerlager der Grundelbachbrücke für den Randträger entfernt werden (Abb. 6). Dieser Randträger wurde später auf die Konsole eines Kragträgers aufgelegt, dessen Fuß auf die Fundamentplatte der Weschnitzbrücke zwischen Spundwand und oberstromigen Randträger der Weschnitzbrücke zu liegen kam.

Bauvorgang und Baustoffprüfung.

Wegen außerordentlicher Festigkeit des Mauerwerks der alten Widerlager wurde am rechten Widerlager, das infolge des Vorbauens der verschiedenen Widerlager der früheren Brücken stellenweise über 5 m tief

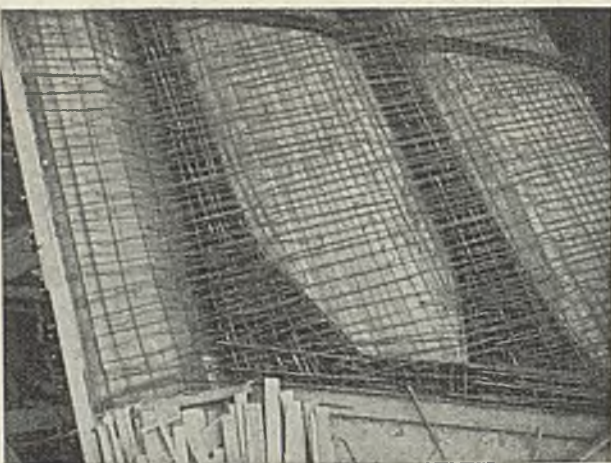


Abb. 8.
Bewehrung des Eihängeträgers.

war, durch Sprengungen das Gefüge des Mauerwerks gelockert. In 1,0 bis 1,2 m tiefen Bohrlöchern wurden Ammongelatinepatronen Nr. 1 gut verdämmt zur Entladung gebracht. Am 22. 10. 1929 war der Baugrubenaushub so weit vorgeschritten, daß mit den Rammarbeiten in beiden Baugruben begonnen werden konnte. Mit Rücksicht auf die späte

Jahreszeit war es erforderlich, in 16- und teilweise in 24stündigem Betriebe zu arbeiten. Die Eisenbetonarbeiten der beiden ausgekragten Widerlager waren am 10. 12. 1929 beendet. Abb. 7 zeigt die Bewehrung des unterstromigen Randträgers des linken Widerlagers. Der in einem Zuge betonierete Eihängeträger, dessen Bewehrung aus Abb. 8 teilweise ersichtlich ist, war am 17. 12. 1929 fertiggestellt. Insgesamt wurden 415 m³ Eisenbeton für die Brücke, 170 m³ für die Ufermauern und kleinere Nebenbauten, sowie rd. 240 m³ Füllbeton eingebracht. Die günstige Witterung ermöglichte, anschließend an den Rohbau der Brücke sämtliche Nebenarbeiten zu vollenden. Nachdem das Lehrgerüst am 27. 1. 1930 abgelassen war, konnte am 19. 2. 1930 nach einer ersten Probelastung die Brücke dem Verkehr übergeben werden. Die hierbei auf der Fahrbahn aufgebraachte Last von 4 Lastenzügen, bestehend aus je einem Motorschlepper mit aufgebordetem Sattelwagen und einem Anhänger, wog 105,23 t. Dies entsprach rd. 60% der der statischen Berechnung zugrunde gelegten Gesamtverkehrslast. Die fertige Brücke ist in Abb. 9 dargestellt.



Abb. 9.
Ansicht der neuen Brücke von unterstrom.

Vor dem Baubeginn wurden auf der Baustelle Voruntersuchungen über die günstigsten Mischungs- und Körnungsverhältnisse mit den in der näheren Umgebung ohne besondere Preisaufschläge zu erhaltenden Zuschlagstoffen vorgenommen. Die größten Festigkeiten von Würfel- und Balkenblegeproben ergaben sich bei der Zugabe von 0,33 bis 0,50 Teilen granuliertem Porphyrsplitt von 10 bis 15 mm Korngröße zu 1 Teil des angelieferten Rheinklessandes. Während des Betonierens wurde das Körnungsverhältnis des breiig eingebrachten Betons der Dichtigkeit der Eisenbewehrung dadurch angepaßt, daß bei enger Lage der Bewehrung der Anteil am Porphyrsplitt auf 0,33 Teile herabgesetzt wurde. Als Bindemittel wurde gewöhnlicher Portlandzement verwendet. Die Prüfung der aus Bauwerkbeton hergestellten Kontrollwürfel und -balken wurde auf der Baustelle mit staatseigenen Prüfmaschinen vorgenommen. Die Würfeldruckfestigkeiten von Würfeln mit 30 cm Kantenlänge lagen im Alter von 28 Tagen zwischen 200,2 und 276,54 kg/cm². Die Bruchlasten der den amtlichen Vorschriften entsprechenden Probekörpern schwankten bei 7 Tage alten Balken zwischen 1100 und 1320 kg, bei 28 Tage alten Balken zwischen 1660 und 2850 kg.

Ausführung und Kosten.

Mit der gesamten Entwurfbearbeitung und Bauausführung war die Firma Wayss & Freytag AG., Niederlassung Frankfurt/M., unter Leitung von Direktor Knorr beauftragt. Die örtlichen Bauarbeiten wurden von der Wayss & Freytag AG. in Arbeitsgemeinschaft mit der Bauunternehmung Georg Hopp, Weinheim, Inhaber Regierungsbaumeister a. D. Hermann Hopp, ausgeführt. Bauherr war die Bad. Wasser- und Straßenbauverwaltung. Die Bauleitung lag in Händen des Wasser- und Straßenbauamts Heidelberg unter Oberregierungsbaurat Kinzler. Mit der örtlichen Bauleitung war der Verfasser betraut.

Die Kosten des Umbaus der Weschnitzbrücke betragen rd. 150 000 RM. Von diesem Betrage hatte die Stadt Weinheim entsprechend dem Bad. Straßengesetz die Kosten für die Gehwegherstellung ganz und von den übrigen Brückenbaukosten $\frac{1}{3}$ zu übernehmen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Unterhaltung von Stahlbauwerken.

Von Dr.-Ing. Schröder, Hannover.

Je nach der Güte der Ausführung und der verwendeten Stoffe sowie der Stärke der zerstörenden Einflüsse muß die auf die Oberfläche der Stahlbauwerke aufgebrauchte Schutzschicht nach etlichen Jahren in größerem oder geringerem Umfange erneuert werden, was erhebliche Beträge erfordert. Im Bezirk der RBD Hannover mit etwa 90 000 t eisernen Brücken und Hallen sind in den letzten fünf Jahren für die Unterhaltung der Stahlbauteile etwa 1,5 Mill. RM ausgegeben worden. Der Verfasser wird, gestützt auf seine langjährigen Erfahrungen, nachstehend vor allem die wirtschaftliche Seite, die Kostenfrage, behandeln und so die von der DRB herausgegebenen „Technischen Vorschriften für Rostschutz von Stahlbauwerken“¹⁾ ergänzen.

Für die Wirtschaftlichkeit der Unterhaltung von Stahlbauwerken ist in erster Linie die Güte der Arbeit und verwendeten Stoffe für die Herstellung der Schutzüberzüge maßgebend und nicht die Einsparung von Mitteln. Wenn die Arbeiten zu niedrigen Preisen vergeben worden sind, um Mittel zu sparen, kann eine gute Arbeit nicht erwartet werden. Bei nicht ausreichend vorhandener oder unzuverlässiger Aufsicht wird dann der Unternehmer geneigt sein, durch Pfscharbeit auf seine Kosten zu kommen. Die Arbeit würde alsdann bald erneuert werden müssen. Wenn ferner die Unterhaltung bereits einsetzt beim Auftreten von vereinzelt, über das ganze Bauwerk verteilten Rosterscheinungen, so wird sie sich im allgemeinen darauf beschränken können, diese Roststellen mit der Hand zu beseitigen, hier einen Grundanstrich aufzubringen und das ganze Bauwerk mit nur einem Deckanstrich zu versehen. Werden dagegen die Arbeiten noch einige Zeit hinausgeschoben, so wird oft eine völlige Entrostung des Bauwerkes mit Erneuerung aller Anstriche notwendig sein, was dann unverhältnismäßig hohe Kosten erfordert.

Bevor der Schutzüberzug aufgebracht wird, muß die Oberfläche der Stahlbauteile durch ein zweckmäßiges Arbeitsverfahren hierzu geeignet gemacht werden, um ein gutes Haften dieses Überzuges und damit sicheren Schutz und lange Lebensdauer zu erreichen. Diese Arbeiten erfordern oft höhere Kosten als die eigentlichen Anstricharbeiten. Um die Unterhaltung der Stahlbauwerke nach wirtschaftlichen Grundsätzen durchzuführen und Angebotpreise auf die Arbeiten prüfen zu können, ist es notwendig, über die entstehenden Kosten für alle erforderlichen Arbeiten im klaren zu sein, was zweckmäßig dadurch erreicht wird, daß zunächst die entstehenden Arbeitskosten ermittelt werden, wobei eine Gliederung nach Löhnen, Materialien und unmittelbaren Unkosten stattzufinden hat. Diesen Selbstkosten ist ein Zuschlag für allgemeine Geschäftskosten zu geben, und zu diesen Gesamtkosten ein weiterer Zuschlag für Gewinn. Ist mit einer Beeinträchtigung der Arbeitsleistungen zu rechnen, z. B. durch Eisenbahnbetrieb und Straßenverkehr, so ist außerdem noch ein Risikozuschlag in Ansatz zu bringen.

Die Arbeitskosten können nur dann festgestellt werden, wenn völlige Klarheit über den Umfang der auszuführenden Arbeiten besteht.

Der Unternehmer muß vor Abgabe seines Angebotes in der Lage sein, durch eingehende Besichtigung festzustellen, welchen Aufwand z. B. die Reinigungsarbeiten erfordern, gegebenenfalls unter Ausführung einer Anzahl kleiner Versuche an einzelnen Stellen für die Entfernung des Rostes und alter Farbe. Er muß prüfen können, ob irgendwelche Besonderheiten vorliegen, die bei der Ausführung der Arbeiten Erschwerungen und Schwierigkeiten verursachen. Daß solche Schätzungen mit großer Annäherung möglich sind, wird durch die Tatsache bewiesen, daß bei Ausschreibung von Entrostungs- und Anstricharbeiten auch bei sehr großen Bauwerken die Angebote für 1 m² abgewinkelte Eisenfläche bei zuverlässigen Unternehmern oft nur um wenige Pfennige voneinander abweichen.

Falls die Arbeiten nicht unmittelbar ausgeführt werden können, sondern nur von einem Gerüst aus, ist für

Vorhalten und Aufstellen des Gerüsts

ein Betrag bei der Preisgestaltung zu berücksichtigen. Dabei darf natürlich nicht der ganze Kaufpreis des Rüstholzes in Rechnung gestellt werden, da dieses auch zu anderen Arbeiten verwendet wird. Wohl ist aber ein angemessener Hundertsatz dieses Preises, der sich nach dem Verbrauch bei der betreffenden Arbeit richtet, für Verschleiß und Abnutzung in Ansatz zu bringen. Er kann 20% und mehr sein, wenn ein vielfaches Umrüsten erforderlich wird. Auch für Verschleiß und Verlust von Ketten, Seilen und Traghaken ist ein angemessener Betrag in Rechnung zu stellen.

Der Aufwand an Holz und Rüstungsarbeit hängt von der Art des Bauwerkes ab. Oft wird man mit Hilfe von einfachen Anlegeleitern und Standleitern mit aufgelegten Bohlen oder sogenannten fliegenden Malergerüsten aus die Arbeiten ausführen können. Hier und dort wird ein tragbares Standgerüst oder ein leichtes Hängegerüst erforderlich, oder

auch ein festes Standgerüst und festes Hängegerüst, wie letztere z. B. für die Arbeiten an einer Bahnhofshalle gebraucht werden, das Standgerüst für die Schürzen und gegebenenfalls Seitenwände, das Hängegerüst für Binder und Dachhaut. Diese Gerüste sind so einfach herzustellen, daß es durch eigene Arbeiter der Firmen, die auch die Entrostungs- und Anstricharbeiten machen, geschehen kann. Ein Bauwerk wird in der Regel in mehreren Abschnitten eingerüstet, um nicht so viel Rüstholz bereithalten zu müssen. Handelt es sich z. B. um eine Halle, so werden zweckmäßig jedesmal zwei nebeneinanderliegende Felder ganz oder nur zur Hälfte eingerüstet. Jeder Bauabschnitt erfordert unter Zugrundelegung der in den Richtlinien der Deutschen Reichsbahn für Hängegerüste angegebenen Belastungen für Bretter und Riegel etwa $\frac{1}{20}$ m³ Holz für 1 m² Rüstung. Der Arbeitsaufwand für das Rüsten richtet sich nach der Art des Bauwerkes und den besonderen Verhältnissen. In großer Höhe, über Betriebsgleisen oder starkem Straßenverkehr, ist die Arbeitsleistung erheblich geringer als dort, wo solche erschwerenden Umstände nicht vorliegen. Die stündliche Arbeitsleistung eines Mannes für Herstellung des Gerüsts, Abbrechen und Wegschaffen zum nächsten Abschnitt ist im ersteren Falle 2 bis 3 m², im letzteren 5 bis 10 und mehr m². Für Vorhalten und Verschleiß von Drahtseilen, Ketten und Haken sowie gegebenenfalls für Segeltuch als Schutzabdichtung gegen Verschmutzung von Personen und Einrichtungen ist ein angemessener Betrag in Ansatz zu bringen. Diese gesamten Kosten, erhöht um die unmittelbaren Unkosten, die z. B. durch das Heranschaffen des Holzes zur Verwendungsstelle entstehen, bilden die reinen Selbstkosten. Diese müssen um die Geschäftskosten und Gewinn erhöht werden. Bei gut geleiteten und leistungsfähigen Malerfirmen betragen die Geschäftskosten 30 bis 40%. Für Verdienst kann ein mittlerer Satz von 15% angenommen werden. Gegebenenfalls ist noch ein Hundertsatz als Risikozuschlag für Arbeiterschwernisse einzusetzen. Nach den angegebenen Überlegungen lassen sich die Kosten für die Rüstung eines Bauwerkes mit großer Annäherung ermitteln.

Reinigungs- und Entrostungsarbeiten.

Bevor der Schutzüberzug auf die Flächen der Stahlbauwerke aufgebracht wird, müssen sie von Fremdkörpern, Schmutz, verwitterten Farbteilen und Verunreinigungen, besonders von Rost, befreit werden. Die alte Farbe wird, soweit sie fest an dem Untergrund haftet und keine Teerfarbe ist, die in der Kriegs- und den ersten Jahren der Nachkriegszeit oft verwendet worden ist, im allgemeinen sitzenbleiben können. Die Teerfarbe muß entfernt werden, da sie schädlich auf den Neuanstrich mit Ölfarbe wirkt. Ihre Beseitigung erfordert 25 bis 40% mehr Arbeit als die der harten Rostschutzfarben, da sie schmiert und oft auch durch Sandstrahlentrostung nicht ganz entfernt werden kann. Sie läuft bei diesem Verfahren zu Knoten zusammen, die dann besonders abgespachtelt oder weggebrannt werden müssen. Neue Bauwerke, die noch keinen Anstrich erhalten haben, sind zweckmäßig durch ein geeignetes Verfahren metallisch rein zu entrosten, wobei auch die Walzhaut zu entfernen ist, da diese sich im Laufe der Zeit ablöst und damit auch den Überzug.

Der Arbeitsaufwand für die Reinigungs- und Entrostungsarbeiten hängt in erster Linie von dem Grade der Verrostung ab. Darum ist es wichtig, sich hierüber vorher eingehende Kenntnis zu verschaffen. Dabei ist zu unterscheiden einmal die Ausdehnung der Rostflächen über die Gesamtfläche des Bauwerkes. Es gilt also festzustellen, welchen Prozentsatz der Gesamtfläche die Rostflächen ausmachen, was bei einiger Erfahrung nicht schwer und mit großer Annäherung möglich ist. Ferner ist die Stärke der Verrostung zu ermitteln und der für ihre Beseitigung erforderliche Zeitaufwand, was durch kleine Probeentrostungen leicht geschehen kann.

Die verschiedenen Arbeitsverfahren gliedern sich in

Handentrostung und maschinelle Verfahren.

Die Wahl kann im allgemeinen nach dem Umfange der Arbeit getroffen werden. Handelt es sich um kleinere Bauwerke und bei größeren um solche mit nur vereinzelt Roststellen, so ist in der Regel Handentrostung angebracht. In anderen Fällen (bei kleinen Bauwerken auch bei sehr starker Verrostung) ist die maschinelle Entrostung wegen ihrer Gründlichkeit, Schnelligkeit und wenig höheren Kosten vorzuziehen.

Die Handentrostung wird mittels Spachtel, Schaber, Drahtbürste und Handfeger, gegebenenfalls mit Hammer und Meißel, ausgeführt. Bei starker Verrostung über die ganze Fläche ist der Arbeitsaufwand etwa $\frac{3}{4}$ Arbeitsstunden für 1 m² Fläche. Bei leichten Verrostungen ist die Leistung in einer Stunde erheblich höher. Der Fachmann ist auf Grund seiner Erfahrungen über die Leistungen nicht im Zweifel. Kleine Versuche, wie vorstehend erwähnt, lassen immer ein Urteil über den Arbeitsaufwand zu. Als Materialaufwand durch Verschleiß, Verlust u. a. der Geräte sind erfahrungsgemäß etwa 6% des Lohnaufwandes einzusetzen.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 20.

Zu dem Arbeitsverfahren mit Hand gehört auch die Entrostung mit chemischen Mitteln, die auf den Rost aufgetragen werden und diesen lösen. Mit Kalkmilch werden die Flächen nachbehandelt. Dieses Verfahren kann für die Entrostung einzelner Bauteile in der Werkstatt mit Erfolg angewendet werden, ist aber für ganze Bauwerke im Freien wenig geeignet, da die gründliche Nachbehandlung nicht mit der nötigen Sorgfalt ausgeführt werden kann und so leicht Säurereste zurückbleiben. Auch wird das Eisen durch die chemischen Mittel stark aktiv gemacht. Hierdurch wird ein neuer Rostprozeß beschleunigt eingeleitet, wenn nicht sofort im Anschluß an die Reinigung der Schutzanstrich aufgebracht wird, was nicht immer möglich ist.

Bei der maschinellen Entrostung wird die Rostschicht durch zahlreiche kleine, mit großer Geschwindigkeit ausgeführte Schläge oder Stöße zertrümmert und abgeschlagen. Gewöhnliche Preßluft- und Elektrohämmer führen bei nicht sorgfältiger Bedienung leicht zu einer Beschädigung des Eisens, da die Schläge zu hart sind. Sie sind darum für Entrostungsarbeiten nicht zu empfehlen und können nur als Hilfswerkzeuge gelten. Als eigentliche maschinelle Entrostungsverfahren sind die Entrostung mit Sandstrahlgebläse und Entrostung mit Sandblomhämmern zu nennen.

Versuche, die die Deutsche Reichsbahn mit letzteren, den rotierenden Klopferwerkzeugen an Brücken ausgeführt hat, haben befriedigende Ergebnisse gehabt. Durch Vervollkommnung der Rotationshammer (Auflösung der früheren stärkeren Hämmer in mehrere Lamellen) wird ein Zernarben und eine Beschädigung der Eisenflächen vermieden, insbesondere auch der vorspringenden Ecken und Nietköpfe. Durch diese Hämmer werden zusammen mit elektrisch angetriebenen Hilfswerkzeugen (Pinselbürsten und Tanzmeißel für die Ecken, Stoßreiniger für die Konstruktionsstöße und Nietkopfbürsten) metallisch reine Flächen und Ecken erzielt. Das Verfahren ist besonders geeignet, wo große Flächen in Betracht kommen. Als Vorteile gegenüber der Sandstrahlentrostung sind Fortfall der Staubeentwicklung und — bei Arbeiten über den Gleisen — der Verschmutzung der Bettung und der Weichenstraßen zu nennen. Die Anstreicherarbeiten können den Entrostungsarbeiten unmittelbar folgen. Die Kosten für die Herstellung von 1 m² metallreiner Fläche betragen im Durchschnitt 4 RM/m². Sie sind erheblich höher als die für Sandstrahlentrostung aufgewendeten Beträge, die im Durchschnitt nur 1,50 bis 2 RM für metallisch reine Entrostung sind. Unter normalen örtlichen Verhältnissen ist darum diesem Verfahren, weil wirtschaftlicher, der Vorzug zu geben, das Sandblomverfahren aber dort anzuwenden, wo das Sandstrahlverfahren sich aus betrieblichen oder anderen zwingenden Gründen verbietet und die Handentrostung nicht ausreicht und versagt.

Mit Sandstrahlentrostung sind seit 1923 zahlreiche Bauwerke im Bezirk der R. B. D. Hannover behandelt worden. Das Verfahren ist sehr wirtschaftlich und ermöglicht beste Arbeit. Bei geringer Verrostung, aber sonst gutem alten Anstrich, sind nur die Roststellen mit Sandstrahl und der lose Schmutz an den übrigen Flächen mit Luft abzublasen. Bei starker Verrostung, Ersatzfarbe oder ganz neuem Bauwerk werden alle Flächen metallrein geblasen. Besonders harte Roststellen werden zweckmäßig zunächst mit einem Hammer abgeschlagen, um den Sandstrahl nicht zu lange auf eine Stelle wirken zu lassen. Die Leistung einer Sandstrahlentrostungsanlage hängt, abgesehen von der Art des zu entrostenden Bauwerkes und dem Grade der Verrostung, von vielerlei Umständen und Bedingungen ab. Voraussetzung für eine gute Leistung ist eine stets betriebsfähige Anlage. Störungen bedeuten große Verluste. Motor und Kompressor müssen mithin stets einwandfrei arbeiten. Gebläsekies darf nie fehlen und muß daher stets rechtzeitig bestellt werden. Betriebsdruck und Düsenweite müssen so bemessen sein, daß eine einwandfreie Entrostung sichergestellt ist. Form, Länge und Bohrung der Düse sowie Strahlungsabstände sind von großer Bedeutung für den Effekt. Die Leistung des Motors einer Anlage, wie sie für die Entrostung von Stahlbauwerken gebraucht wird, ist im Durchschnitt etwa 50 PS. Es können dann zu gleicher Zeit zwei Düsen arbeiten mit einem Betriebsdruck von 2 bis 3 at. Bei diesem Druck werden bei geeignetem Gebläsekies die besten und wirtschaftlichsten Ergebnisse erzielt. Es ist zweckmäßig und wirtschaftlich, zum Blasen gesiebten und gereinigten scharfen Kies von 1 bis 2 mm Körnung aus bestem Quarz, wie er von einigen Werken in trockenem Zustande bezogen werden kann, zu verwenden. Versuche, die mit gewöhnlichem, wenn auch scharfkantigem Fluß- oder Grubensand gemacht worden sind, haben ungünstige wirtschaftliche Ergebnisse gehabt.

Die Leistung einer Anlage hängt von den vorstehend angegebenen Umständen und Bedingungen ab. Im Durchschnitt werden mit zwei Düsen 10 bis 15 m²/h entrostet. Die Kosten einer Maschinenstunde sind einschließlich eines angemessenen Satzes für Gewinn und Geschäftskosten im Mittel zu etwa 18 RM anzunehmen. Bei einer eigenen Anlage der R. B. D. Hannover, mit der im Laufe von vier Jahren gute und wirtschaftliche Arbeit an vielen Bauwerken geleistet worden ist, haben sich für die metallreine Entrostung von 1 m² Fläche bei

sechs Bauwerken mit mittelstarker Verrostung für Arbeitsaufwand und Materialverbrauch folgende Werte im Durchschnitt ergeben: 0,09 Maschinen-Std., 0,18 Düsen-Std., 0,27 Lohn-Std., 1,07 l Benzol, 0,047 l Öl, 0,016 m³ Gebläsekies und 0,034 Düsen. Die Gesamtkosten für die Entrostung von 1 m² setzten sich zusammen aus dem Anteil für Lohn mit 0,39 RM, Anteil für Stoffverbrauch mit 0,81 RM, Anteil für Kapitaldienst mit 0,33 RM, zusammen 1,53 RM. Das machte für eine Maschinenstunde 17,20 RM.

Aufbringen des Schutzüberzuges.

Nachdem die Flächen gründlich gereinigt und entrostet sind, ist die Schutzschicht aufzubringen. Kann dies nicht sogleich unmittelbar im Anschluß an jene Arbeiten geschehen, so sind die Flächen mit einem in Leinöl getauchten Lappen lose abzuwischen, um die Einwirkung von Atmosphärien zu verhindern. Auf alte Farbe, die nicht beseitigt zu werden braucht, ist dieser Leinölhauch zweckmäßig stets aufzubringen, damit der neuen Farbe nicht Öl entzogen wird. Die Schutzschicht besteht aus mehreren Farb- oder Metallüberzügen, von deren Güte Dauer und Wirksamkeit des Schutzes in entscheidender Weise abhängen. Die beste Reinigung und Entrostung nutzt wenig oder nichts, wenn die Überzüge gegen die Einwirkung von Feuchtigkeit und Gasen nicht genügend widerstandsfähig sind.

Die Metallisierung kommt wegen ihrer hohen Kosten nicht oder nur in Sonderfällen für den Schutz von Stahlbauwerken in Frage. Versuche, die im Reichsbahndirektionsbezirk Hannover gemacht worden sind, haben nicht befriedigt. Die Metallisierung ist etwa sechsmal so teuer wie eine Grundierung mit Bleimennige und zwei Deckanstrichen aus Ölfarbe. Die Voraussetzung für innige Haftfestigkeit der aufgespritzten Metallschicht auf dem Eisen ist dessen völlige metallische Reinheit, die noch erheblich gründlicher sein muß als bei Farbüberzügen. Es wurden Überzüge aus Zink und aus Blei, erstere von 1/25 bis 1/40 mm, letztere von 1/5 mm Stärke hergestellt. Sie waren nach ein bis zwei Jahren zerstört. Nur ein Zinküberzug mit aufgebrachtem Farbanstrich hat sich gut gehalten.

Der Farbüberzug wird entweder durch Anstreichen der Eisenflächen mit einer Grundfarbe — metallrein entrostete und neue Stahlbauwerke erhalten bei der Deutschen Reichsbahn jetzt grundsätzlich zwei Grundanstriche — und zwei Deckfarben oder durch Aufspritzen geeigneter Farben hergestellt.

Die durchschnittliche Leistung eines Arbeiters im Anstreichen hängt, abgesehen von der Beschaffenheit der Anstrichflächen, von der Zusammensetzung der Farbe ab. Für Aufbringen des Grundanstriches aus Bleimennige, die den Bedingungen der Deutschen Reichsbahn entspricht, kann mit einer Stundenleistung von 7 m² gerechnet werden. Werden zwei Grundanstriche aufgebracht, so ist als erster Anstrich eine magere Bleimennige zu verwenden. Sie läßt sich leichter verstreichen. Die Leistung ist hier im Mittel 8 m². Arbeiterschwernisse bedeuten natürlich eine Herabminderung der Leistungen. Für den ersten Deckanstrich aus Bleiweißfarbe mit 25 bis 30 Teilen Leinölfirnis ist mit einer Stundenleistung von 8 m² zu rechnen, für den zweiten Deckanstrich, dessen Bindemittel aus 30 bis 35 Teilen Leinölstandölfirnis besteht, mit 7 m²/h. Wird den Leinölfarben ein Zusatz (bis 10% gestattet) von Holzöl gegeben — es geschieht, um ein rascheres Trocknen zu erreichen und den Farbfilm besonders dicht zu machen, also besonders widerstandsfähig gegen einwirkende Gase —, so ist mit einer verminderten Arbeitsleistung zu rechnen. Gute Anstreicher leisten 10 bis 20% mehr als angegeben, ohne daß die Mehrleistung auf Kosten der Güte des Anstriches geht. Für die Ermittlung der Arbeiterselbstkosten sind als Materialkosten für Verschleiß und Verlust der Pinsel, Handfeder u. a. 5% des Lohnaufwandes in Ansatz zu bringen. Für die Berechnung der zu beschaffenden Farbmenge kann die Ergiebigkeit von 1 kg Bleimennige mit 5 m² und 1 kg Bleifarbe mit 7 m² eingesetzt werden.

Das Aufspritzen der Farbfilme hat bislang für Stahlbauwerke nur vereinzelt Anwendung gefunden. Mit diesem Verfahren ist es möglich, sehr schnell trocknende Farben zu verwenden. Das kann von großer Bedeutung sein, wenn es nicht möglich ist, frisch aufgetragene Farbe vor der Einwirkung von Feuchtigkeit und schädlichen Gasen zu schützen. Ein solcher Fall liegt z. B. für die Unteransichten von Brücken über stark befahrenen Gleisen vor, wo die Zugpausen für das Trocknen der Farben zu kurz sind und die Rauchgase oft nur schwer abziehen können, da sie sich zwischen den Fahrbahnträgern festsetzen. Hier mußte wiederholt festgestellt werden, daß trotz bester Arbeit die einzelnen Farbfilme sich voneinander und den Eisenflächen lösten, auch wenn den Farben Holzöl zugesetzt war, das, wie bereits erwähnt, ein schnelleres Trocknen herbeiführt. Zum Teil wurden die Farbfilme überhaupt nicht trocken. Die Arbeit war also vergeblich gemacht und mußte gleich erneuert werden. Über Beschaffenheit und Verarbeitung von für die Spritzpistole geeigneten Farben sind von der Deutschen Reichsbahn bislang noch keine Bestimmungen herausgegeben worden, da hierüber,

soweit es sich um die Behandlung von Stahlbauwerken handelt, noch keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen.

Von der RBD Hannover sind im Jahre 1928 die Unteransichten zweier Brücken, die besonders stark den Dämpfen der Lokomotiven ausgesetzt sind, mittels des Spritzverfahrens mit einem Farbüberzug versehen worden. Mit Rücksicht auf die Bedeutung, die dieses Verfahren auch für Stahlbauwerke wahrscheinlich noch einmal haben wird, seien über die ausgeführten Arbeiten nähere Angaben gemacht.

Bei dem einen Bauwerk — es handelte sich um eine Fläche von 2565 m² — wurden eine Bleimennigefarbe als Grundfarbe und zwei rauchgasfeste Deckfarben aufgespritzt, nachdem die Flächen vorher mit Sandstrahl metallisch rein geblasen worden sind. Für jeden Farbfilm wurden für die reine Spritzarbeit 230 Stunden aufgewendet, was eine Leistung von 11 m²/h ist. Der Farbverbrauch war für die Grundfarbe 0,20 kg, für die Deckfarben je 0,13 kg für 1 m² Fläche.

Für das zweite Bauwerk lagen die Verhältnisse besonders ungünstig. Es handelte sich um ein sehr schiefes Kreuzungsbauwerk mit starkem Zugverkehr, der die Arbeiten an der durch Buckelplatten abgedeckten Fahrbahn nur in sehr kurzen Pausen zuließ. Die Rauchgase konnten in dem langen Tunnel nur langsam entweichen. Es wurden schnell trocknende Grund- und Deckfarben von zwei verschiedenen Firmen aufgespritzt, nachdem die Flächen mit Sandstrahl metallisch geblasen waren. Nitrofarben hatten sich nicht bewährt, da der alte Anstrich teerhaltig

war und trotz sorgfältigster Reinigungsarbeiten nicht verhindert werden konnte, daß hier und da durch den Sandstrahl sich kaum sichtbare Knoten aus der alten Teerfarbe bildeten und zurückblieben, die dann in den Nitrofarben ausliefen. Die Arbeiten mit diesen Farben wurden eingestellt und die für sie vorgesehene Bauwerkhälfte mit den für das vorstehend angeführte Bauwerk verwendeten Farben behandelt. Auf die andere Bauwerkhälfte wurden Faktorfarben aufgebracht: Faktor-Bleimennige für die Grundierung, Faktor-Rostschutzfarbe für den ersten und Elegantine (auf Zellulose aufgebaut) für den zweiten Deckfilm.

Für die Sandstrahlentrostung und das Aufspritzen der Farbfilme war die Arbeitsleistung 0,89 m²/h. Für 1 m² Fläche betrug der Lohnanteil 1,41 RM, der Materialanteil (für Benzol, Öl, Gebläsekies und Düsen, aber ohne Farben) 1,13 RM.

Da, wo Stahlbauteile in besonders hohem Grade der Einwirkung von Dämpfen und Gasen ausgesetzt sind, wie z. B. über den Gleisen zum Schutz von Brücken und Hallenschürzen, werden zweckmäßig Schutztafeln angeordnet, die so befestigt werden müssen, daß sie zum Zwecke einer Untersuchung des Bauwerks leicht entfernt werden können. Tafeln aus Holz, mit Karbolineum getränkt und einer oberen Abdeckung aus Dachpappe, haben sich gut bewährt. Auch mit Tafeln aus Fulgurit, einem Konstruktionsmaterial aus Asbest und Havgel, einem chemikalienbeständigen Werkstoff, liegen gute Erfahrungen vor.

Schalungsform für eine Brückendecke. In Eng. News-Rec. 1931, Bd. 107, Nr. 5 vom 30. Juli, S. 185, wird über eine Schalungskonstruktion berichtet, die bei der Ausführung der Eisenbetonrampen einer Brücke

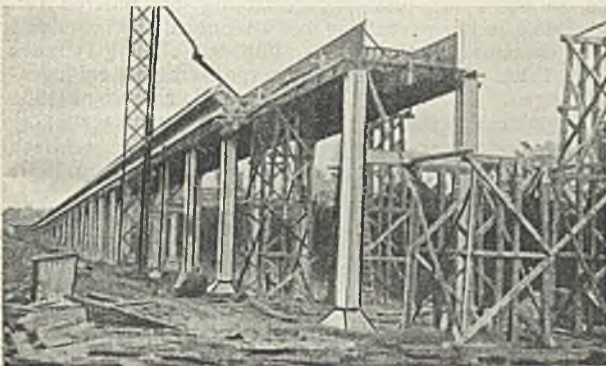


Abb. 1.

über den White-River zwischen Augusta und Bald Knob, Ark., angewendet wurde. Die eigentliche Brücke besteht aus einem stählernen Tragwerk von 194,5 m Gesamtlänge mit einer Hauptöffnung von rd. 123 m, die eine lichte Durchfahrhöhe von rd. 14,5 m über HHW bietet. Die auf Eisenbetonsäulen ruhenden, insgesamt 57 Öffnungen umfassenden Rampen liegen in ihren höchsten Teilen etwa 20 m über den bei HW überfluteten Ufern, so daß zur Ersparung einer kostspieligen Gerüstkonstruktion eine frei tragende, mehrmals verwendbare Schalung erforderlich wurde.

Abb. 1 zeigt die Brückenrampe im Bau. Der im Hintergrunde liegende fertige Teil besteht aus Öffnungen von 12,4 m Stützweite, während der vordere Teil zwei weitgespannte Endöffnungen von 24,8 m hat. Für jede der großen Öffnungen waren zwei Schalformen wegen der doppelten Länge gleichzeitig erforderlich; sie wurden in der Mitte der Öffnung auf ein Holzgerüst aufgelagert. Im übrigen wurden die Träger der Schalungsformen an den Säulenköpfen angebolzt, wie aus dem in Abb. 2 dargestellten Schalungsquerschnitt im einzelnen ersichtlich ist, so daß keine stehenden Gerüste erforderlich waren.

Die 12,4 m frei gespannten Eisenbetondecken wurden über drei Öffnungen, die 24,8 m frei gespannten über zwei Öffnungen durchlaufend ausgeführt. Die Ausführung der Rampen geschah durch die Parham Construction Co., East St. Louis, 111. Zs.

A. S. Ostenfeld †. Am 17. September 1931 starb der Professor der Bautechnik und Eisenkonstruktionen an der Technischen Hochschule Kopenhagen Dr. techn. h. c. A. S. Ostenfeld im 65. Lebensjahre. Er war vor allem Theoretiker und als solcher auch außerhalb Dänemarks hoch geschätzt; sein Tod wird in der Ingenieurwelt als ein Verlust aufrecht empfunden werden.

Zuschriften an die Schriftleitung. Berechnung abgesspannter Funkmaste.

Im ersten Abschnitt dieser in Bautechn. 1931, Heft 21, S. 329 ff. veröffentlichten Abhandlung bestimmt Herr Dipl.-Ing. K. Faure die Abhängigkeit der Horizontalkraft des gespannten Seiles von der Verschiebung seiner Aufhängepunkte.

Vermischtes.

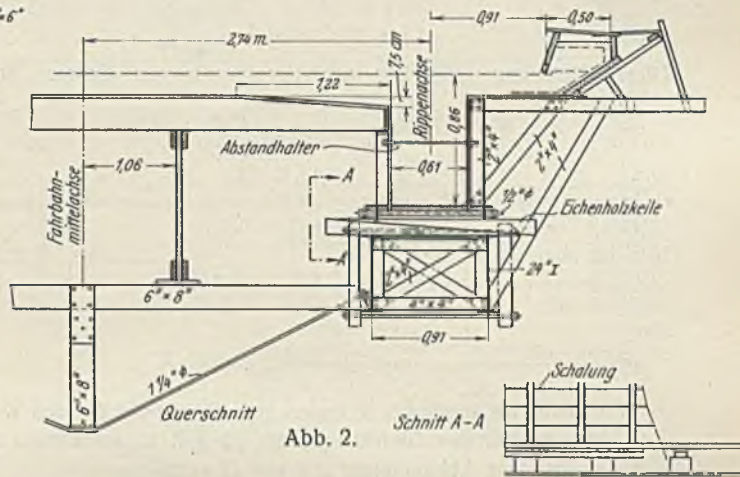
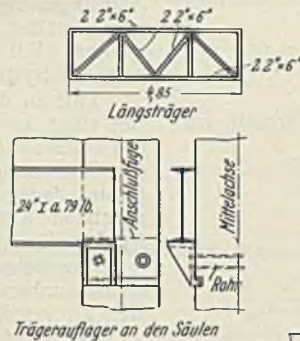


Abb. 2.

In einem rechnerischen Beispiel hat dann der Verfasser zwar das richtige Bild dieser Abhängigkeit verzeichnet, aber auf Grund von Formeln, die gar zu umständlich und nicht klar genug entwickelt worden sind. Die Entwicklung läßt sich indessen, wie im folgenden gezeigt werden soll, ganz einfach durchführen.

Aus der Gleichung der Kettenlinie

$$y = a \cdot \cos \frac{x}{a}$$

hat Faure die Formel

$$(1) \quad \frac{\sin \alpha}{\alpha} = \frac{\sqrt{s^2 - h^2}}{l}$$

richtig abgeleitet. Darin ist

$$(2) \quad \alpha = \frac{l}{2a}$$

Die Bedeutung von a , s , h , l ist aus S. 329 ersichtlich.

Für flach gespannte Seile ist α sehr klein, man kann dann schreiben

$$(3) \quad \frac{\sin \alpha}{\alpha} \approx 1 + \frac{\alpha^2}{6}$$

Ist d die Sehnenlänge, so ist die Differenz

$$(4) \quad e = s - d$$

ebenfalls sehr klein. Man kann also setzen

$$s^2 = d^2 + 2de$$

Da $d^2 - h^2 = l^2$, so ist $s^2 - h^2 = l^2 + 2de$, also

$$(5) \quad \frac{\sqrt{s^2 - h^2}}{l} = \sqrt{1 + 2 \frac{de}{l^2}} \approx 1 + \frac{de}{l^2}$$

Aus (3) und (5) ergibt sich

$$(6) \quad \frac{\alpha^2}{6} = \frac{de}{l^2}$$

Wegen (2) und (6) ist

$$(7) \quad e = \frac{l^2 \alpha^2}{6d} = \frac{l^4}{24da^2}$$

Bezeichnet H die Horizontalkraft des Seiles, g das Gewicht des Seiles in kg/m, so ist

$$a = \frac{H}{g}$$

also wegen (7)

$$(8) \quad e = \frac{l^3 g^2}{24 d H^2}$$

woraus für H die Formel 3a von Faure folgt.

Nun ist aber zu beachten, daß in (4) unter s die gedehnte Länge zu verstehen ist. Bezeichnet s' die Länge in nicht gespanntem Zustande und Δs die elastische Dehnung des Seiles, so ist

$$s = s' + \Delta s.$$

Unter d ist auch schon die vergrößerte Sehnslänge zu verstehen, und zwar wegen der waagerechten Verschiebung Δl der Aufhängepunkte. Diese Vergrößerung, wie leicht einzusehen ist, beträgt

$$\Delta d = \Delta l \cdot \frac{l}{d}.$$

Ist d' die Sehnslänge vor der Verschiebung, so ist

$$d = d' + \Delta d = d' + \frac{l}{d} \cdot \Delta l.$$

Also oder, wenn

$$e = s' + \Delta s - (d' + \Delta d)$$

$$e' = s' - d'$$

$$e = e' + \Delta s - \Delta l \cdot \frac{l}{d}.$$

Daraus folgt

$$\Delta l = \frac{d}{l} (e' + \Delta s - e),$$

wobei e aus (8) zu ermitteln ist.

Setzt man

$$p = \frac{d}{l},$$

so folgt

$$(9) \quad \Delta l = p (e' + \Delta s) - \frac{l^3 g^2}{24 H^2}.$$

Diese Gleichung entspricht der Formel 4b von Faure. Setzen wir mit Faure

$$(10) \quad \Delta l_g = p e' - \frac{l^3 g^2}{24 H^2}$$

und

$$\Delta l_e = p \Delta s,$$

so ist

$$(11) \quad \Delta l = \Delta l_g + \Delta l_e.$$

Nun ist aber

$$\Delta s = \frac{s N}{E F} = \frac{s p H}{E F},$$

also

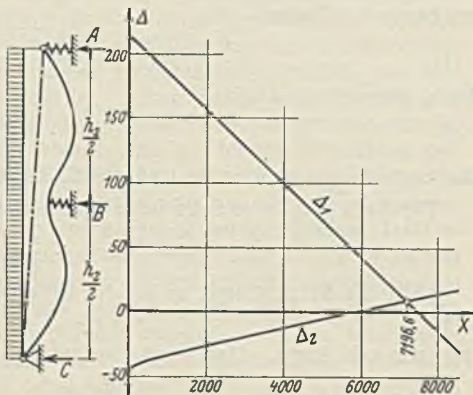
$$(12) \quad \Delta l_e = \frac{s p^2 H}{E F}.$$

Für beliebige Werte für H lassen sich die entsprechenden Werte Δl_g , Δl_e und Δl nach den Gleichungen 10, 12 und 11 errechnen, auch läßt sich das Bild der Abhängigkeit Δl von H aufzeichnen.

Lwow (Lemberg), Polen. Ing. Dr. Alfons Chmielowiec.

II.

Zu der in der Bautechn. 1931, Heft 21, veröffentlichten Abhandlung von Dipl.-Ing. K. Faure sei folgende ergänzende Bemerkung gestattet: Der zweifach abgespannte Mast stellt einen Träger auf drei Stützen vor, von denen zwei nachgiebig sind und einem nicht linearen Widerstandsgesetze gehorchen. Für die Behandlung dieses Falles scheint mir das folgende Verfahren (das sich bei der Untersuchung des Verhaltens einfach unbestimmter Stahltragwerke unter wiederholten Überlastungen, unter Zugrundelegung der bekannten nichtlinearen Formänderungsgesetze, recht bewährt hat) einfacher und übersichtlicher als die rein analytische Lösung zu sein. Wir fassen die Stützkraft X an der Mittelstütze B als überzählig auf, so daß sich für die



Stützdrücke in A und C die Werte $\frac{1}{2} (\omega h_2 - X) = 6000 - \frac{1}{2} X$ in kg ergeben, wenn wir uns auf das Zahlenbeispiel des angeführten Aufsatzes beziehen. Die Bedingung widerspruchsfreier Verformung ergibt sich aus der Analyse der gegenseitigen Schnittflächenverschiebung an der gedachten Schnittstelle bei B (vgl. Abb.) mit $\frac{5}{384} \cdot \frac{\omega h_2^4}{E J} - \frac{X h_2^3}{48 E J} - \omega_B + \frac{1}{2} \cdot \omega_A = 0$ oder, nach Einführung der Zahlenwerte, mit $214,286 - 0,028 57 X = \omega_B$

$-\frac{1}{2} \cdot \omega_A$; hierbei bedeutet ω_B die Verschiebung der Stütze B unter der Kraft X , und ω_A ist die Verschiebung der Stütze A unter der Kraft $(6000 - \frac{1}{2} X)$. Die linke Seite $\Delta_1 = f_1(X)$ dieser Gleichung wird durch die Gerade in der nebenstehenden Abbildung dargestellt, während der Verlauf der rechten Seite $\Delta_2 = f_2(X)$ durch die beiden Diagramme der Stützpunktverschiebungen (Abb. 3a u. 13 im angeführten Aufsatz) mit $\Delta H = X$ unmittelbar festgelegt werden kann. Der Schnittpunkt $\Delta_1 = \Delta_2$ dieser beiden Linien liefert die gesuchte Überzählige $X = 7196,6$ kg, die durch eine rechnerische Überprüfung von Δ_1, Δ_2 an der gefundenen Schnittstelle mit beliebiger Genauigkeit zu erlassen ist.

Brünn.

E. Chwalla.

Erwiderungen.

Zu I.

Was die Zuschrift des Herrn Ing. Dr. Chmielowiec betrifft, so ist die Ansicht über Einfachheit und Klarheit wohl Geschmacksache, über die sich nicht streiten läßt.

Zu II.

Das graphische Verfahren, das Herr Chwalla angibt, führt nur für den Sonderfall eines einfach statisch unbestimmten Systems schneller und übersichtlicher zum Ziel. Im übrigen ist ein ähnliches graphisches Verfahren, wie es Herr Chwalla vorschlägt, in einer Abhandlung von Herrn Prof. H. Kayser in der Z. f. Bauwes. 1917, S. 175 ff., zur Berechnung eines einfach statisch unbestimmten Systems benutzt worden. Hierbei wählt Herr Prof. Kayser die Anfangsspannungen der Seile derart, daß bei Bewegung des Mastes infolge von Windbelastung die Verbindungslinie der Angriffspunkte der Seile und des Mastfußes gerade bleibt. Der Mastkörper selbst kann dann wie ein Balken auf starren Stützen berechnet werden. Bei höheren Masten wird bei diesen Annahmen die Beweglichkeit des Systems und das Ausschlagen der Mastspitze recht erheblich.

Tritt zu der Windbelastung noch eine Belastung durch den Spitzenzug einer Antenne, so ergibt sich erfahrungsgemäß für den unteren Teil des Mastes die ungünstigste Beanspruchung bei Wirkung des Windes und des Spitzenzuges in derselben Krafrichtung. Für den oberen Teil des Mastes dagegen ergibt sich die ungünstigste Beanspruchung bei entgegengesetzten Krafrichtungen. Bei einem der beiden Belastungszustände werden die Auflagerpunkte des Mastes nicht auf einer Linie liegen.

Aus diesem Grunde und zwecks Verallgemeinerung auch für mehrfach statisch unbestimmte Systeme habe ich das von mir in der Bautechn. 1931, Heft 21, veröffentlichte Verfahren gewählt.

Berlin.

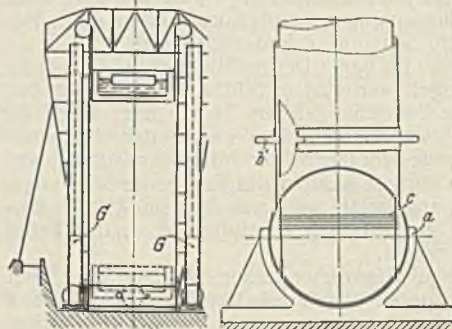
Dr.-Ing. Faure.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Seilrollenschiffshebewerk mit eintauchenden Gegengewichten. (Kl. 84b, Nr. 518886 vom 11. 12. 1927 von Dr.-Ing. E. H. Otto Krell in Berlin-Dahlem.) Sowohl die Gegengewichte als auch die Schächte werden in Form von Kreiszyllindern ausgebildet, weil diese Form jener entspricht, die ein Hohlkörper bei Belastung durch inneren Überdruck von selbst annimmt, wenn seine Mantelfläche nachgiebig ist. Hierdurch kann man die Schächte aus verhältnismäßig dünnem Eisenblech herstellen und frei aufstellen; die Schächte tragen sich selbst, wenn sie nur durch Anlehnen an lose Führungen im Gerüst des Schiffshebewerkes am seitlichen Ausweichen verhindert werden. Um ein gleichmäßiges Steigen des Wasserspiegels in allen Schächten zu erhalten, müssen die Zustromungsverhältnisse möglichst gleichmäßig sein. Zur Bedienung der das Füllen und Leeren der Schächte mittelnden Speiseleitungen wird ein gemeinsames Abschlußmittel vorgesehen. Die Rohrschächte werden unmittelbar auf die Speiserohrleitungen aufgesetzt, die in widerstandsfähige halbkreisförmige Lager a eingebettet sind. Das Gegengewicht g wird in der richtigen Lage dadurch gehalten, daß es an vielen parallel geschalteten Seilen aufgehängt wird, die über eine gemeinsame Rolle laufen. Die Schächte werden an die Rohre der Speiseleitungen durch nachgiebige Verbindungsstücke b angeschlossen.



INHALT: Klüffranlage Pöbneck (Thüringen). — Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. — Neubau der Petersbrücke über die Weschnitz in Weinhelm a. d. Bergstraße. — Die Unterhaltung von Stahlbauwerken. — Vermischtes: Schalungsform für eine Brückendecke. — A. S. Ostenfeld †. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.