

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 26. Januar 1934

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Die Instandsetzung der Bremer Weserschleuse.

Von Oberbaudirektor L. Plate, Bremen.

I. Grundzüge der Stauanlage in der Weser bei Bremen.

Die Weser wird bei Bremen, etwa 5 km oberhalb der Stadtmitte, durch eine Wehranlage aufgestaut¹⁾. Zweck dieses Aufstauens ist nicht die Kraftgewinnung, wengleich die Wasserkraft durch eine Turbinenanlage von 7750 kVA Leistungsvermögen ausgenutzt wird und jährlich durchschnittlich etwa 40 Mill. kWh erzeugt werden. Auch eine Verbesserung der Fahrwasserhältnisse auf der Weser oberhalb Bremens ist mit dieser Anlage nicht angestrebt, wenn sie auch bei Durchführung einer Kanalisierung der Weser die unterste Staustufe bilden würde. Die Errichtung des Wehres ist vielmehr eine Folge der Unterweserkorrektion²⁾. Durch diese waren die Wasserstände in der Weser so stark gesenkt, daß die oberhalb Bremens auf preußischem Gebiete liegenden, ausgedehnten Flußmarschen unter Grundwassersenkung litten. Preußen verlangte daher von Bremen den Aufstau der Weser nahe der Landesgrenze, bevor es Bremen im Jahre 1906 gestattete, die Unterweser weiter zu vertiefen, um Bremen für 7 m tiefegehende Seeschiffe zugänglich zu machen. Die Stauanlage, bestehend aus einem Wehr von 108 m Durchflußweite, der Turbinenanlage und zwei Schleusen, wurde von Bremen in den Jahren 1906 bis 1911 erbaut (vgl. Abb. 1). Die Stauhöhe am Wehr ist im Sommer mit + 4,50 m NN so bemessen, daß etwa 6 km weiter oberhalb der gleiche

Wasserstand wiederhergestellt wird, auf den sich dort im Jahre 1860 das Mittelwasser eingestellt hat. Im Winter, vom 15. November bis 15. März, wird der Wasserstand am Wehr um 1 m auf + 5,50 m NN erhöht, um die Überflutung der Marschen durch schlammführendes Weserwasser zu fördern. Wie notwendig die Aufstauung der Weser oberhalb Bremens war, haben besonders die weiteren Vertiefungen der Unterweser gezeigt. Während an der Spernstelle vor der Unterweserkorrektion kein Tidenwechsel spürbar war und nach ihr nur im Sommer mit 0,12 m Wasserstandswechsel auftrat, hat er sich nach der neuesten Vertiefung und Verbreiterung des Fahrwassers der Unterweser, durch die jetzt der regelmäßige Verkehr von Seeschiffen mit 8,5 m Tiefgang von und nach Bremen sichergestellt ist, auf 3,1 m vergrößert und damit fast das gleiche Maß erreicht, wie es in Bremerhaven nahe der Wesermündung mit 3,3 m vorhanden ist. Am Wehr liegt jetzt der Wasserstand bei mittlerem Tidehochwasser um 0,74 m und bei gewöhnlichem Niedrigwasser um 3,74 m tiefer als beim Abschluß der Unterweserkorrektion (1895). Beim Bau der Wehranlage hat man schon annähernd mit den jetzt eingetretenen Wasserstandsänderungen gerechnet und ein größtes Gefälle am Wehr von 6,5 m angenommen.

II. Bruch der Schleusenmittelmauer im Jahre 1912.

Die Schleusenanlage besteht aus einer 350 m langen Schleppzugschleuse und einer 70 m langen, einschiffigen Schleuse, die unmittelbar nebeneinander liegen und durch eine Mittelmauer getrennt werden. Da die Oberhäupter beider Schleusen zusammenliegen, so ist die Mauer über das Unterhaupt der kleinen Schleuse hinaus verlängert, um dort die Schleppzugschleuse vom Unterkanal der Nachbarschleuse zu scheiden

(vgl. Abb. 1). Auf dieser Strecke wurde die Mauer am 9. Februar 1912, etwa drei Jahre nach der Inbetriebnahme der Schleusen, zerstört, als das Oberwasser zum ersten Male auf die Höhe des Winterstaus gebracht war³⁾. Die Mauer stürzte sogleich nach Einlassen des erhöhten Oberwassers in die Schleppzugschleuse auf etwa 30 m Länge infolge von Unterspülung ein (Abb. 2). Die spätere Untersuchung ergab, daß die Mauer zunächst durch den seitlichen Wasserdruck auf dem Untergrunde verschoben war, wobei der rd. 250 m lange Mauerteil zwischen den Unterhäuptern der beiden Schleusen als scheinbarer Bogen gewirkt hatte, bis zu 1 m seitlich ausgewichen war und das Unterhaupt der großen Schleuse durch Kämpferdruck gespalten hatte. Bei der Planung des Bauwerkes war angenommen, daß unter der Mauer nur ein Auftrieb in Höhe des Unterwassers eintreten werde, weil die Sohle der Schleusenkammer aus einer durch Eisen-

einlagen verstärkten Betondecke bestand, die an die Mittelmauer angeschlossen war, und weil unter dieser Decke eine Drainage angebracht war, durch die etwa vom Oberwasser unter Druck zuströmendes Grundwasser zum Unterwasser abgeführt werden sollte (s. Abb. 3). Versuche hatten ergeben, daß durch ein solches Sohlenfilter eine vollkommene Druckentlastung erzielt wurde. Die 6,5 m breite und 10 m hohe Mauer war, um an Beton zu sparen, mit großen Hohlräumen

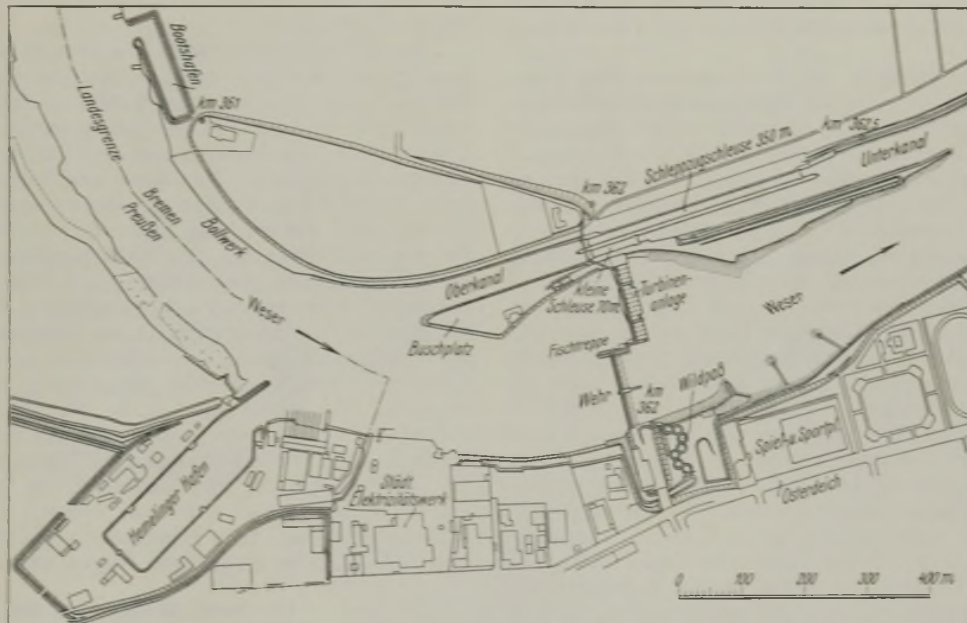


Abb. 1. Lageplan der Wehranlage in der Weser bei Bremen.

versehen, weil diese leichte Bauart bei Ausschaltung des Auftriebüberdruckes zulässig erschien. Nach dem Bruch der Mauer angestellte Grundwasserbeobachtungen ergaben, daß diese Druckentlastung zur Zeit des Bruches, das war drei Jahre nach Inbetriebnahme, nicht mehr in vollem Maße vorhanden war, sich vielmehr trotz der Drainage ein Auftriebüberdruck von etwa 2 m oder rd. $\frac{1}{3}$ des Gefälles bemerkbar machte. Nach Trockenlegung der Schleusenkammer stellte sich heraus, daß das Filter unter der Kammer-sohle vollkommen mit braunem Schlamm ausgefüllt war (Abb. 4). Es handelte sich um Eisenschlamm, der aus dem Grundwasser ausgefällt war. Dieser chemische Vorgang konnte sich im Filter nur vollziehen, wenn die im Grundwasser mitgeführten, im Wasser gelösten Eisenverbindungen (Eisenoxydulhydrate) durch Hinzutritt von Sauerstoff in Verbindungen übergingen, die im Wasser nicht mehr lösbar sind (Eisenhydroxyde). Da Luftzutritt in dem Filter ausgeschlossen war, so blieb nur die Möglichkeit, daß Flußwasser, das Luftsauerstoff enthält, in die Drainage eingedrungen war und sich dort mit dem Grundwasser vermischt hatte. Bei einer solchen Mischung tritt ein sehr rasches Abscheiden flockigen Eisenschlammes ein, und zwar in viel stärkerem Maße, als wenn das Grundwasser durch Schütteln mit Luft durchsetzt wird. An einer Staustufe ist es nun eine höchst eigenartige Erscheinung, daß gegen den vom Oberwasser zum Unterwasser gerichteten Grundwasserstrom vom Unterwasser her Flußwasser in die Drainage eindringen konnte. Dies ist nur dadurch möglich geworden, daß das Unterwasser unter der Einwirkung von Ebbe und Flut steht. Bei steigendem Unterwasser, d. h. bei Flut, hat das Grundwasserbecken hinter der Schleuse vom Oberwasser her nicht so rasch aufgefüllt werden können, daß der Grundwasserstand ständig höher als der Unter-

¹⁾ Vgl. Z. d. Vdl 1916, S. 81 ff.

²⁾ Vgl. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft 1924.

³⁾ Vgl. Zeitschrift des Verbandes Deutscher Architekten und Ingenieur-Vereines 1914, Nr. 9 u. 10.



Abb. 2. Bruchstelle vom 9. Febr. 1912 in der Schleusenmittelmauer.

wasserspiegel lag. Er ist vielmehr dagegen zurückgeblieben, und infolgedessen ist dann vom Unterwasser her Flußwasser durch die Drainage hindurch ins Grundwasserbecken eingedrungen und hat dies mit aufgefüllt. Auf dem Wege dorthin hat sich das Flußwasser im Filter mit dem Grundwasser vermisch, durch Ausfällen des Eisenhydroxydes ist der Kies verschlamm und infolgedessen hat die Auftriebsentlastung durch die Drainage versagt.

Eine Vermehrung der Auftriebshöhe um 2 m hätte nun allein jedenfalls noch nicht dazu führen dürfen, daß die Mauer auf dem Untergrunde verschoben wurde; denn nach angestellten Versuchen ist der Widerstand einer auf Sand gegründeten Betonmauer gegen Verschieben ebenso groß wie die volle Bodenbelastung, solange die Mauer noch keine Bewegungen gemacht hat. Hat sich die Mauer aber schon aus irgendeinem Grunde einmal auf dem Untergrunde bewegt, so geht der Schubwiderstand an der Sohle auf 0,445 des Bodendruckes zurück. Unter solchen Umständen war dann auch bei dem Belastungszustande, der beim Bruch der Schleusenmauer herrschte, die Sicherheit gegen Verschieben nur noch sehr gering, so daß bei Hinzutritt noch weiterer ungünstiger Ereignisse ein unmittelbarer Gefahrzustand eintreten konnte. Die Bewegung der Schleusenmauer kann nun schon dadurch verursacht sein, daß die Mauer beim Füllen und Entleeren der Schleusenammer infolge des wechselnden seitlichen Wasserdruckes kleine Pendelbewegungen ausgeführt hat. Im vorliegenden Falle sind diese Bewegungen dadurch verstärkt worden, daß an der Außenseite der Mauer eine Dichtung angebracht war, um die Bildung von Wasseradern und Quellen an der Abschlußspundwand am Unterwasserkanal zu verhüten. Das verwendete Dichtungsmittel hat sich als zu nachgiebig erwiesen. Nach dem Abbruch der Mauer wurden Anzeichen dafür vorgefunden, daß es durch die Pressung, die gerade an der Außenseite der Mauer bei seitlichem Wasserdruck am größten war, vollkommen verquetscht worden war und sich dabei teilweise bis auf 2,5 m Breite unter der Mauer ausgebreitet hatte. Das mußte infolge des geringen Reibungswertes eine starke Verminderung des Schubwiderstandes mit sich bringen. Bei diesem Vorgang muß eine so starke Bewegung der Mauer eingetreten sein, daß sich die Schleusensohle wahrscheinlich von dem Mauerfuß gelöst hat, daß sich in diesem Spalt ebenfalls noch ein starker seitlicher Wasserdruck bemerkbar machen und durch den Spalt aus der gefüllten Schleusenammer Wasser unter Druck in den Untergrund eindringen und damit unter der Mauer einen großen Auftrieb erzeugen konnte. Der verminderte Reibungswiderstand und der erhöhte Auftrieb haben dann den Schubwiderstand der Mauer so geschwächt, daß der vergrößerte, seitliche Wasserdruck die Mauer bis zu 1 m weit verschieben konnte, wobei die äußere Spundwand weggedrückt und abgknickt wurde (Abb. 5). Durch den weit klaffenden Spalt zwischen Mauer und Sohle (Abb. 6) ist dann das Wasser aus der Schleuse unter der Mauer hindurch zum Unterwasser vorgedrungen und hat einen tiefen Kolk ausgespült, in den ein etwa 30 m langes Mauerstück hineingestürzt ist.

III. Erste Wiederherstellung und Verstärkung der Schleuse.

Bei der Wiederherstellung der Mauer zwischen der Schleppzugschleuse und dem Unterkanal ist auf eine Druckentlastung der Sohle und Mauer verzichtet. Die Schleusensohle ist vielmehr als biegegeste Eisenbetonplatte so hergestellt, daß sie die Hälfte des größten Gefälles zwischen Ober- und Unterwasser als Auftriebsüberdruck aufzunehmen vermag, und die Mauer ist für sich zwischen zwei Spundwänden so gegründet, daß sie leichte Bewegungen unabhängig von der Sohle ausführen kann (Abb. 7). Durch großes Gewicht der Mauer, durch tiefere Gründung und

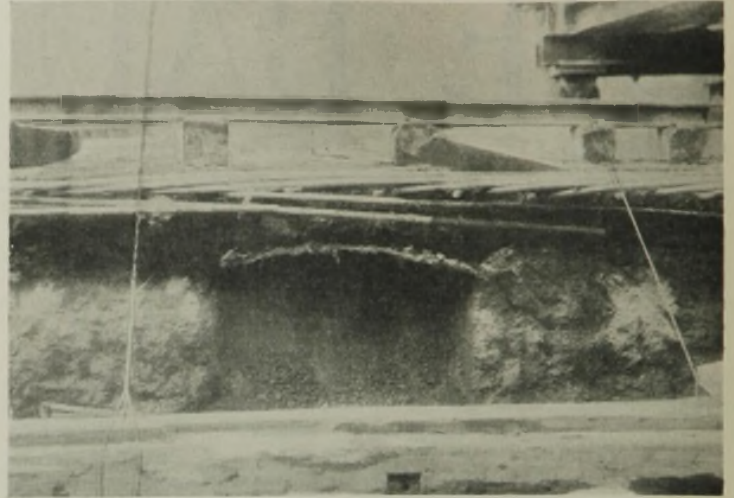


Abb. 4. Durch Eisenschlamm verstopftes Filter unter der Schleusensohle.

eine gegen den Unterwasserkanal ansteigende Gründungsfläche ist eine sehr große Sicherheit gegen Verschieben und durch breiten Mauerfuß auch gegen Kippen erzielt.

Die Mittelmauer zwischen den beiden Schleusen, sowie das gemeinsame Oberhaupt und das Unterhaupt der kleinen Schleuse waren bei dem Unfall unversehrt geblieben, so daß der Schiffsverkehr mit der einschiffigen Schleuse aufrecht erhalten werden konnte. Auch eine genaue Untersuchung nach Trockenlegung der Schleppzugschleuse ergab keinerlei Schäden an diesem Teil der Mauer und Sohle. Dies war dem Umstande zu verdanken, daß die Mauer durch die beiderseits anschließenden Schleusensohlen gegen Verschiebung gesichert war (Abb. 8). Auf dieser Strecke hat man sich daher bei den Wiederherstellungsarbeiten damit begnügt, die Schleusensohlen durch Auflegen von Differdinger Trägern gegen einen Auftriebsüberdruck von 3,5 m biegegeste zu machen und die Mauer durch Ausfüllen der großen Hohlräume mit Gußbeton schwerer zu machen, um bei großem, einseitigem Wasserüberdruck eine drucklose Zone unter der Mauer zu vermeiden, die bei der zunächst ausgeführten leichten Bauart der Mauer noch auftrat (vgl. Abb. 8). Nach Wiederherstellung der Schleppzugschleuse im Jahre 1913 wurde auch die Sohle in der kleinen Schleuse verstärkt. Von einer Schließung der Drainage wurde abgesehen. Wenn man auch infolge der Verschlämmung von ihr keine Verminderung des Auftriebes unter Mauer und Sohle erwarten konnte, so hatten sich doch keinerlei Anzeichen dafür bemerkbar gemacht, daß das Filter unter der Sohle irgendwelche nachteiligen Folgen haben könnte.

IV. Neue Schäden an der Schleuse.

Bei einer Abdämmung des Unterhauptes der kleinen Schleuse im Frühjahr 1931 stellte sich dann heraus, daß das Wasser in der Schleusenammer mit Ebbe und Flut fiel und stieg. Es wurde daraus auf eine Undichtigkeit in der Mittelmauer geschlossen, die eine Verbindung zwischen der Schleusenammer und dem unten in der Mauer liegenden Unterwasserkanal herstellte. Durch Taucher wurde dann auch unmittelbar über der Sohle ein waagerechter Spalt festgestellt, der bis zu 5 cm weit klaffte und der quer durch die Mauer in voller Breite hindurchging

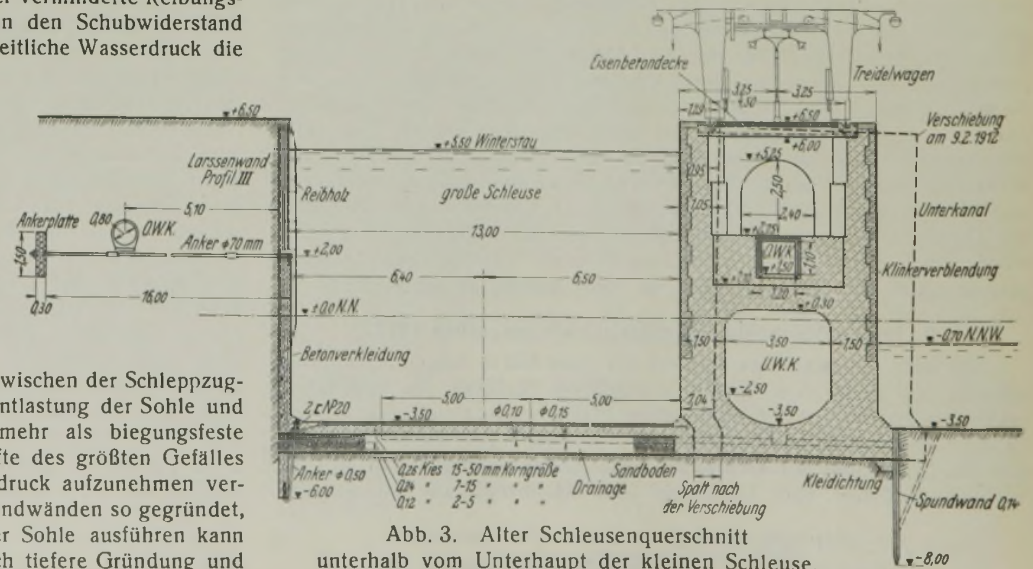


Abb. 3. Alter Schleusenquerschnitt unterhalb vom Unterhaupt der kleinen Schleuse.



Abb. 5. Beim Verschieben der Schleusenmauer schiefgestellte Spundwand.



Abb. 6. Spalt zwischen Mauer und Sohle.

(vgl. Abb. 8 u. 9). Es hatte sich der Mauerfuß vom eigentlichen Mauerkörper vollständig getrennt, und dieser schwebte auf 45 m Länge darüber, indem er sich als scheinbarer Bogen zwischen den Schleusenhäuptern eingeklemmt hatte, so daß an der Mauer über Wasser, außer unbedeutenden Rissen in der Verblendung, nichts von dem Schaden sichtbar wurde. Das Wegsacken des unteren Mauerteiles konnte nur eintreten, wenn unter der Mauer Hohlräume entstanden waren, also Sand ausgespült war. Dies konnte nur durch die Drainage geschehen sein. Trotz der Verstopfung mit Eisenschlamm mußte Sand aus dem Untergrund in das Filter eingedrungen sein und war möglicherweise mit dem bei Tideniedrigwasser austretenden Grundwasserstrom in den Unterwasserkanal gelangt und dann durch das von den Nyholmschen Bewegungsvorrichtungen abströmende Betriebswasser mit ins Unterwasser fortgespült. Mit Füllen und Entleeren der Schleusenkammern senkte und hob sich die Kammersohle an der Mittelmauer um etwa 1,5 cm, je nachdem die Wasserauflast von oben

oder der Auftrieb von unten überwog. Auch unter der Sohle mußten demnach Hohlräume entstanden sein. Über den Auflagern der Verstärkungsträger war der Beton schalenförmig abgeplatzt, obgleich zur Vermeidung von Kantenpressungen über den Trägern an der Vorderseite der Mauer auf 20 cm Breite mit Gudron getränktes Kokosgewebe in mehrfacher Lage als nachgiebige Zwischenlage angebracht war.

Die durch Taucher festgestellten Zerstörungen am Mauerfuß waren so groß, daß die Standsicherheit der Schleusenmittelmauer unmittelbar bedroht war. Eine gründliche Instandsetzung war daher dringend geboten. Dazu wurde zunächst die kleine Schleuse und später der obere Abschnitt der Schleppzugschleuse trocken gelegt, indem nach Einsetzen der Nadelabdämmungen im Ober- und Unterhaupt seitlich von den Schleusen eine Grundwasserabsenkung durch Tiefbrunnen unter Verwendung von Tauchpumpen angeordnet wurde, wozu nach dem Leerpumpen der Schleusenkammer noch eine Rohrbrunnenanlage nahe der Mittelmauer hinzugefügt wurde. Der weit klaffende Riß am Mauerfuß war vorher in der großen Schleuse vom Taucher durch vorgelegte Betonsäcke unter Wasser gedichtet, wobei die Verwendung von Tricosal durch rasche Erhärtung des Betons gute Dienste leistete. Bei dem auch später bei den Wiederherstellungsarbeiten häufig auftretendem Wasserandrang ist Tricosal noch mehrfach mit gutem Erfolge verwendet worden. Zur Sicherheit wurde die Mittelmauer vor der Trockenlegung gegen die landseitige eiserne Spundwand abgesteift.

Nach der Trockenlegung der kleinen Schleuse fand man beim Aufschlagen der Sohle, daß das Filter nicht nur mit braunem Eisenschlamm angefüllt war, sondern daß es auch mit feinem Sand bis oben hin durchsetzt war. Anzeichen dafür, daß auch Sand bis in den Unterwasserkanal mit fortgerissen ist, wurden nicht gefunden. Eine Tätigkeit der Drainage konnte nur an wenigen Auslaßtöpfen an einem Aufquellen von Grundwasser festgestellt werden, daß aber infolge von Verstopfung des Filters nur sehr schwach war. Es ist daher wenig wahrscheinlich, daß größere Sandmengen durch das Filter hindurch ins Unterwasser abgeführt sind, die Ausfüllung der Hohlräume des Kiesfilters mit feinem Sand genügt aber allein schon vollkommen, um die Hohlräume unter der Mauer und Sohle entstehen zu lassen; denn bei etwa 40% Hohlraum im Filterkies kann in ihm schon soviel Sand Platz finden, wie in einer fast 10 cm dicken Schicht unter der Mauer und Sohle enthalten ist.

Zur Wiederherstellung der Standsicherheit der Mauer mußten die Hohlräume unter der Mauer und Sohle und die Spalten und Risse in der Mauer möglichst vollkommen mit Beton oder Zementmörtel aus-

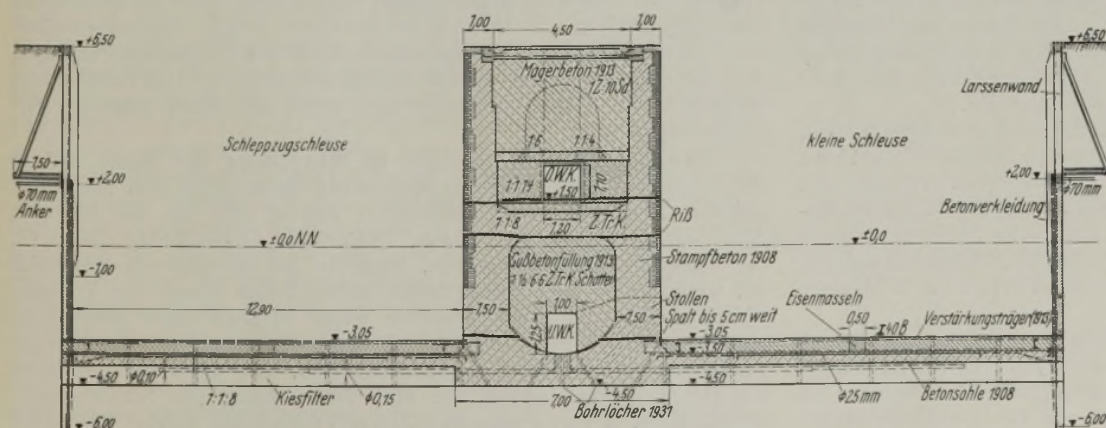
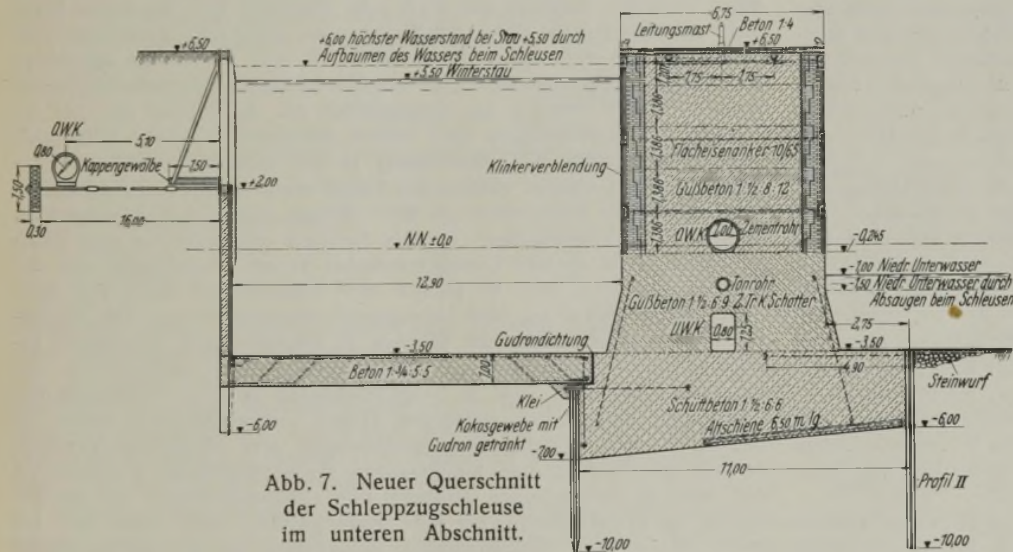


Abb. 8. Querschnitt durch beide Schleusen.



Abb. 9. Ablösung der Sohle von der Mittelmauer zwischen beiden Schleusen.

gefüllt werden. Um eine Wiederentstehung von Hohlräumen unter dem Bauwerk durch weiteres Eindringen von Sand aus dem Untergrund in das Kiesfilter zu verhüten, mußte das Aus- und Einströmen von Wasser durch die Drainage abgestellt und auch in ihr etwa noch vorhandene Hohlräume möglichst verfüllt werden. In allen diesen Fällen war das Einpressen flüssigen Zementmörtels unter hohem Druck das geeignetste Mittel.

V. Chemische Zersetzung des Betons.

Zu diesem Zwecke wurden mit Preßluftwerkzeugen zahlreiche Löcher durch die Sohle und durch den unteren Mauerteil gebohrt und der Unterwasserkanal durch drei Stollen von der Schleusenkammer her zugänglich gemacht (vgl. Abb. 8). Diese Arbeiten gaben Gelegenheit zu einer eingehenden Untersuchung des Betons, die besonders deswegen notwendig erschien, weil bekannt war, daß am Weserwehr bei Dörverden starke Zersetzungen im Beton eingetreten waren, die auf die Einwirkung des Weserwassers und Grundwassers zurückzuführen waren. An der Bremer Schleuse erwies sich der Beton beim Anbohren und Aufstemmen noch als sehr fest und widerstandsfähig, so daß man zunächst den Eindruck hatte, als sei an diesem Beton eine chemische Veränderung noch nicht eingetreten. Auch das Aussehen des ausgestemmteten Betons ließ bei oberflächlicher Betrachtung anfangs keine Zersetzung erkennen. Als aber die freigelegten Betonflächen einige Tage dem Luftzutritt ausgesetzt waren, zeigte sich auf ihnen ein weißer, reifähnlicher Überzug, und herausgestemmtete Betonstücke büßten bei Trocknung so rasch an Festigkeit ein, daß sie leicht zerbröckelt werden konnten. Die gleiche Umwandlung des Betons zeigte sich auch im oberen Mauerteil hinter der Verblendung und in der Betonschürze, die vor der eisernen Spundwand als Rostschutz angebracht worden ist. Befallen war besonders der 1908 hergestellte Stampfbeton, während der Gußbeton, mit dem der frühere untere Hohlraum im Jahre 1913 ausgefüllt ist, nur schwache Spuren der Zersetzung aufwies. An Würfeln, die aus den Stollenausbrüchen gewonnen wurden, wurde die Festigkeit des Stampfbetons zu 119 kg/cm^2 und die des Gußbetons zu 169 kg/cm^2 festgestellt. Beides war für die auftretenden Beanspruchungen noch vollkommen ausreichend, aber erheblich weniger, als bei dem Alter des Betons hätte erwartet werden müssen. Zufällig noch vorhandene, 1913 gegossene Proben des Gußbetons gleicher Art wie im Bauwerk konnten von der Betonpresse der bremischen Baustoffprüfanstalt nicht zerdrückt werden. Sie hielten mehr als 320 kg/cm^2 aus.

Nach Erschließung des Unterwasserkanals durch einen Stollen wurden an den Wandungen starke Ausblühungen festgestellt, die auf dem Gußbeton nesterweise auftraten und die Außenflächen des Stampfbetons vollständig in besonders starker Schicht überzogen. Unter diesen Ausblühungen zeigte sich der Gußbeton teilweise so zersetzt, daß er lochförmig bis zu 15 cm Tiefe herausgekratzt werden konnte. Der Stampfbeton wies wohl Poren, aber keine zusammenhängenden Zerstörungen auf.

Ferner wurde bei den Bohrungen festgestellt, daß an einigen Stellen, offenbar an Rissen, der Beton über dem Untergrunde in einer 10 bis 15 cm dicken Schicht nicht mehr widerstandsfähig und zum Teil zerfallen war, da nicht mehr Bohrmehl, sondern heile Kiesel aus dem Bohrloch herausgeholt wurden. Aus diesen Bohrlöchern wurde beim Ausblasen mittels Preßluft schwarz gefärbter Schlamm herausgeschleudert, während an anderen Stellen brauner Eisenschlamm austrat. In beiden Fällen roch das Wasser stark nach Schwefelwasserstoff.

Später wurde auch noch festgestellt, daß in dem hochliegenden Oberwasserkanal, durch den das Betriebswasser für die Nyholmschen Bewegungsvorrichtungen den Unterhäuptern zugeführt wird, starke Anfrassungen an den Wandungen entstanden waren, die teilweise den Eisenbetonmantel schon völlig zerstört hatten und in den Füllbeton vorgedrungen waren.

Diese Beobachtungen ließen erkennen, daß chemische Angriffe verschiedener Art und verschiedenen Ursprungs auf den Beton eingewirkt hatten. Diese hatten das Gefüge des Betons zwar noch nicht soweit gelockert, daß die Festigkeit des Bauwerks für die auftretenden Beanspruchungen unzureichend war, da die größte Betonpressung im Stampfbeton über den Auflagern der Verstärkungsträger 25 kg/cm^2 betrug, so daß bei 119 kg/cm^2 Festigkeit noch fast fünffache Sicherheit vorhanden war. Es mußte jedoch befürchtet werden, daß bei

einem Fortschreiten der chemischen Zersetzung in absehbarer Zeit die erforderliche Sicherheit infolge von Festigkeitsverminderung nicht mehr vorhanden sein und erneut ein Gefährdungsereignis eintreten würde, wenn nicht geeignete Gegenmaßnahmen getroffen wurden. Es war daher dringend geboten, die chemischen Vorgänge im Beton eingehend durch einen Baustoffchemiker untersuchen zu lassen, um nach den Untersuchungsergebnissen möglichst wirksame Abwehrmaßnahmen ergreifen zu können.

Die von Dipl.-Ing. H. Buhr, Bremen, ausgeführten chemischen Untersuchungen haben die chemischen Vorgänge, wie folgt, aufgeklärt:

Die Ausblühungen an den Wänden des Unterwasserkanals bestanden, auf trockene Substanz bezogen, aus 72,81% kohlenstoffsaurem Kalk, 11,86% kohlenstoffsaurem Magnesia, 0,18% Gips, 5,65% Eisen- und Aluminiumoxyd, 3,4% Alkalichloriden und 6,08% unlöslichen Bestandteilen. Die Hauptbestandteile der Ausblühungen waren also kohlenstoffsaurem Kalk und kohlenstoffsaure Magnesia (rd. 84%). Der geringe Gehalt an Gips bewies, daß die Korrosionen im Unterwasserkanal nicht durch Sulfate entstanden sein konnten. Die Entstehung dieser Ausblühungen war andererseits aber auch durch einfaches Auslösen von Kalk oder Magnesia aus dem Beton allein nicht zu erklären, da weder das Weserwasser noch das Grundwasser das Kalkhydrat aus dem Beton herauslösen. Es muß dabei noch aggressive Kohlensäure mitgewirkt haben, die aus den Karbonaten doppelkohlensauren Kalk zu bilden vermag, der wasserlöslich ist. Es müssen aber bei der Bildung der Ausblühungen noch andere chemische Vorgänge mitgespielt haben, die wieder die Umwandlung in den wasserunlöslichen kohlenstoffsauren Kalk verursacht haben. Im Grundwasser wurde das Vorhandensein aggressiver Kohlensäure in einer Menge von 8,14 mg/l festgestellt, so daß die Vorbedingungen für das Auslösen von Kalk aus dem Beton vorliegen: denn in den Unterwasserkanal konnte Grundwasser aus der Drainage gelangen, oder es konnte auch Grundwasser durch den nicht völlig dichten Beton aus dem Untergrunde hindurchdringen. Das Wiederausfallen des Kalkes an den Wänden ist dagegen nicht einwandfrei geklärt, da der Unterwasserkanal ständig unter Wasser gelegen hat, also der Zutritt von Luft, der in Tropfsteinhöhlen zu dem Abscheiden des Kalksinters führt, nicht stattfinden konnte. Möglicherweise haben die im Grundwasser gelösten Eisenverbindungen oder biologische Vorgänge bei der Rückbildung von kohlenstoffsaurem Kalk mitgewirkt, vielleicht hat das noch zu besprechende Auftreten von Calciumsulfhydrat bei der Abscheidung der Ausblühungen eine Rolle gespielt, weil dieses sich mit freier oder mit der halbgebundenen Kohlensäure des ausgelösten doppelkohlensauren Kalkes zu kohlenstoffsaurem Kalk umsetzt nach der chemischen Gleichung $\text{Ca}(\text{SH})_2 + \text{CaH}_2(\text{CO}_3)_2 = 2\text{CaCO}_3 + 2\text{H}_2\text{S}$. Da also jedenfalls die freie Kohlensäure des Grundwassers bei diesen chemischen Vorgängen eine Rolle spielt, so muß künftig das Grundwasser vom Unterwasserkanal ferngehalten und sein Hindurchdringen durch den Beton möglichst verhindert werden.

Die Zersetzungserscheinungen im Stampfbeton der Mauer und in der Betonschürze der eisernen Spundwand waren damit aber noch nicht geklärt. Der Befund ließ befürchten, daß es sich um das Auftreten des Calcium-Aluminium-Sulfates ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 + 30\text{H}_2\text{O}$), des sogenannten Zementbazillus, handelte, das deswegen so gefährlich ist, weil sich bei der Kristallisation mit 30 Teilen Wasser das Volumen 32fach vergrößert. Diese Annahme wurde bestätigt durch mikrophotographische Aufnahmen (Abb. 10), auf denen die feinen Kristallbildungen des Zersetzungsproduktes zu erkennen sind, und durch die chemische Untersuchung des Betons, die eine Anreicherung des Schwefelsäureanhydrids (SO_3) gegen normalen Zement-Traß-Beton ergab. Die untersuchten Betonproben zeigten einen Gehalt an Schwefelsäureanhydrid, der

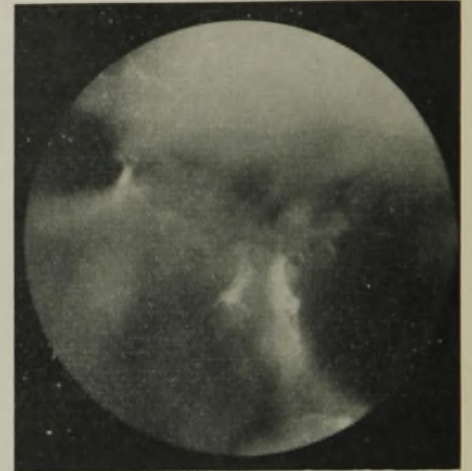


Abb. 10. Mikroaufnahme von Kristallen des Calcium-Aluminium-Sulfates.



Abb. 11. Ausblasen des schwefelhaltigen Schlammes aus der Schleusensole.

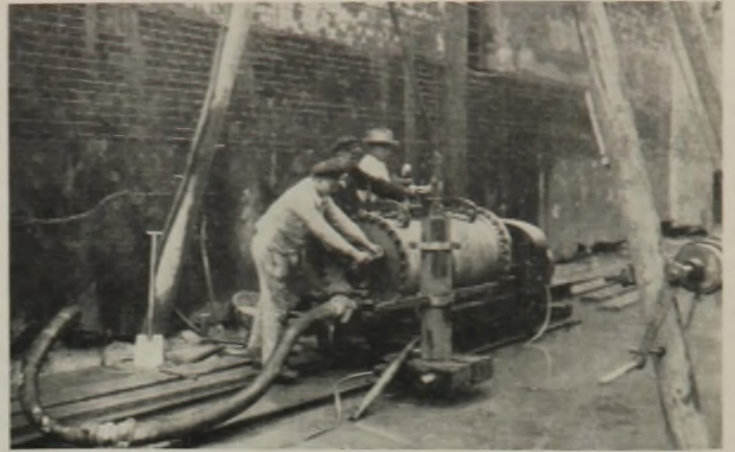


Abb. 12. Einpressen flüssigen Betons in die Hohlräume unter der Mauer.

zwischen 1,8 und 6,3% des Zementes lag. Auf Gips (CaSO_4) umgerechnet, entspricht dies einem Gipsgehalt des Zementes von 3,06 bis 10,71%. Besonders stark war der Gehalt an SO_3 im unteren Teil der Mauer (bis 6,3%); er nahm nach oben hin (bis auf 1,8%) ab. In der Spundwandverkleidung wurden 4,2 bis 5,4% und im Oberhaupt und Drempeel 2,6 bis 4,5% festgestellt. Die für Portlandzement noch zulässige Grenze des Schwefelsäuregehaltes ist 2,5%. Sie wird nur in den obersten Mauerschichten nicht überschritten, im übrigen hat aber offensichtlich eine starke Anreicherung des Sulfatgehaltes durch nachträgliche chemische Einwirkungen stattgefunden.

Da der Stampfbeton mit einem Porenvolumen von 18% nicht wasserdicht war und offenbar weder die Putzschicht im unteren Mauerabschnitt, noch die Verblendung mit Oberweser-Klinkern im oberen Teil das Eindringen von Wasser verhindert hatten, so wurden zur Klärung der Ursachen der Sulfatbildung im Beton die chemischen Analysen des Weserwassers (bei geringer Wasserführung) und des Grundwassers herangezogen. Danach waren folgende Stoffe enthalten (Angaben in mg je l):

	im Weserwasser	im Grundwasser	
		Probe 1	Probe 2
Kochsalz	256	317	227
Schwefelsäureanhydrid	85	70	102
Kalk	99	99	81
Magnesia	40	34	26

Daraus geht hervor, daß außer Kochsalz noch Chlormagnesium, Magnesiumsulfat (Bittersalz) und Calziumsulfat (Gips) sowohl im Weserwasser wie auch im Grundwasser in der Nähe der Schleuse vorhanden sind. Diese Salze gelangen durch die Kaliabwässer der besonders im Werragebiet ansässigen Kaliwerke in das Weserwasser, und da das Grundwasser an einer Gefällstufe ebenfalls zum größten Teile filtriertes Flußwasser ist, so dringen diese Salze auch in den Untergrund hinein.

Wenn man früher in der Baustoffchemie einen Sulfatgehalt des Wassers von der Größe, wie er im Fluß- und Grundwasser an der Bremer Schleuse auftritt, für Beton als ungefährlich angesehen hat, so muß man bei Bauwerken, an denen das Wasser den Beton unter Druck zu durchsickern vermag, wie es an Staustrufen der Fall ist, diese Ansicht gründlich ändern. So kommt Prof. Dr. Grün vom Betonforschungsinstitut in Düsseldorf zu dem Schluß, daß ein von ihm im Weserwasser festgestellter SO_3 -Gehalt von 50 bis 111 mg/l bei sehr intensiver Einwirkung auf Beton doch schon zu Zerstörungserscheinungen führen kann, wenngleich im allgemeinen Beton als unempfindlich gegen derartige Gehalte angesprochen werde. Dagegen sieht das Staatliche Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem das Fluß- und Grundwasser im Weserbett, in dem es 74 bis 130 mg/l SO_3 festgestellt hat, für Beton als sehr gefährlich an, sobald es Gelegenheit findet, den Beton dauernd zu durchdringen. Dies Urteil findet durch die Feststellungen an der Bremer Weserschleuse seine Bestätigung, da die Sulfatzersetzung des Betons sich besonders an denjenigen Bauteilen bemerkbar macht, an denen das Durchdringen von Weserwasser durch den Beton oder das Eindringen besonders begünstigt war. Besonders nachteilig hat sich in dieser Beziehung der in der Mittelmauer entlangführende Oberwasserkanal ausgewirkt, da von ihm aus unter dem Druckgefälle

ständig Flußwasser zum darunterliegenden Unterwasserkanal durchzusickern suchte. Daraus erklären sich insbesondere auch die starken Anfrassungen, die gerade an den Wandungen des Oberwasserkanals eingetreten sind.

Außer dem sulfathaltigen Weserwasser kommt aber an der Bremer Weserschleuse noch eine andere Quelle für Schwefelverbindungen in Frage, und das ist der Schlamm, der sich in der Dränage und in den Hohlräumen unter der Sohle und Mauer abgesetzt hat. In ihm wurden 6,20% Schwefelsäureanhydrid (SO_3) und 0,56% Einfach-Schwefeleisen (FeS) festgestellt. Die Entstehung dieses schwefeleisenhaltigen Schlammes kann durch die Verwesung von Lebewesen erklärt werden, die mit dem Flußwasser in das Filter und die Hohlräume unter Sohle und Mauer gelangt sind. Der bei der Verwesung entstehende Schwefelwasserstoff kann sich mit den im Grundwasser gelösten Eisenverbindungen zu Schwefeleisen umsetzen, das dann durch den im Weserwasser gelösten Luftsauerstoff zu Eisensulfat oxydiert werden kann. Dieses würde mit dem Kalkhydrat des Betons wieder zur Gipsbildung führen. Beim Eindringen der mit Sulfaten angereicherten Wässer in den porösen Beton kann dann der Beton durch Calcium-Aluminium-Sulfat zersetzt werden. Vielleicht spielt bei den chemischen Vorgängen auch noch das Zusammentreffen des Schwefeleisens mit der freien Kohlensäure des Grundwassers eine Rolle, wobei ebenfalls Schwefelwasserstoff entstehen kann. $\text{FeS} + 2\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2 = \text{Fe}(\text{HCO}_3)_2 + \text{H}_2\text{S}$. Dies führt dann weiter zu den zerstörenden Angriffen auf den Beton, indem der Schwefelwasserstoff das Kalkhydrat des Betons zunächst in unlösliches Calciumsulfid umwandelt. $\text{H}_2\text{S} + \text{Ca}(\text{OH})_2 = \text{CaS} + 2\text{H}_2\text{O}$. Dies wird dann durch den Zutritt von Kohlensäure in sehr leicht lösliches Calciumsulfhydrat umgesetzt. $2\text{CaS} + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} = \text{CaCO}_3 + \text{Ca}(\text{SH})_2$. Bei Zutritt von Luftsauerstoff, der im Flußwasser gelöst ist, oxydieren Calciumsulfid oder Calciumsulfhydrat zu Calciumsulfat, d. h. zu Gips, und die Zerstörung geht dann durch das Calcium-Aluminium-Sulfat, den „Zementbazillus“, weiter. Bei der Umsetzung des Calciumsulfhydrates mit der Kohlensäure entsteht kohlenaurer Kalk. Diese Umsetzung geht auch mit der halbgebundenen Kohlensäure des aus dem Beton vom Grundwasser ausgelösten doppelkohlenaurigen Kalkes vor sich: $\text{Ca}(\text{SH})_2 + \text{CaH}_2(\text{CO}_3)_2 = 2\text{CaCO}_3 + 2\text{H}_2\text{S}$. Damit findet die Entstehung der vornehmlich aus kohlenaurigen Kalk bestehenden Ausblühungen im Unterwasserkanal eine weitere Erklärung.

Bei diesen chemischen Vorgängen spielt immer der Hinzutritt von Luftsauerstoff eine Rolle, und deswegen ist auch aus diesem Grunde eine Abschießung der Dränage notwendig geworden, um das Eindringen sauerstoffhaltigen Flußwassers künftig zu verhüten. Wenn auch ohne Zutritt von Sauerstoff das Vorhandensein von Schwefeleisen in dem Schlamm nicht mehr zu den gefährlichen chemischen Zersetzungen des Betons führt, so ist doch versucht worden, vor dem Einspritzen von Beton in die Hohlräume den Schlamm möglichst zu entfernen. Zu diesem Zwecke wurde zunächst reines Wasser unter hohem Druck durch ein Bohrloch eingepreßt, das dann aus den Nachbarlöchern den Schlamm herausdrückte, und es wurde dann noch Preßluft hinterhergejagt, durch die richtige Schlammfontänen hochgeschleudert wurden (Abb. 11). Nach dieser Säuberung wurde dann die Einpressung flüssigen Betons unter hohem Druck vorgenommen, wobei aus einem Mischzylinder eine Füllung nach der anderen mittels Preßluft durch das zur Spülung benutzte Bohrloch eingedrückt wurde, bis die Aufnahmefähigkeit bei 4 at Druck erschöpft war (Abb. 12). Ebenso wurde bei Dichtung der Risse verfahren. Ferner wurden die Wandungen des Oberwasserkanals und des Unterwasserkanals mit Torkretputz versehen, um das Durchdringen sowohl des Flußwassers wie des Grundwassers durch den Beton möglichst zu verringern und dadurch die Zufuhr von Sulfaten zu vermindern.

VI. Maßnahmen zur Wiederherstellung und Sicherung der Standfestigkeit.

Von den Maßnahmen, die sich an dem Bauwerk noch durchführen ließen, kann man aber nicht erwarten, daß sie ein Durchdringen des Weserwassers und des Grundwassers durch den porösen Beton völlig verhüten werden, sie können es nur bis zu einem gewissen Grade abschwächen, und es muß daher damit gerechnet werden, daß die chemische Zersetzung, wenn auch in verlangsamtem Fortschritt, weiter vor sich gehen wird, solange das Weserwasser aus den Kaliabwässern noch Sulfate mit sich führt. Um nun bei der im Laufe der Jahre infolge der chemischen Zersetzung fortschreitenden Festigkeitsverminderung des Betons in absehbarer Zeit noch keinen Gefahrenzustand zu erhalten, ist die Auflagerung der Verstärkungsträger der Sohle so umgestaltet, daß der alte Beton statt bisher mit 25 kg/cm² nur noch mit 5 kg/cm² beansprucht wird. Zu diesem Zwecke sind über den Enden der Verstärkungsträger Wälzlager eingebaut, aus denen sich der Auflagerdruck durch eiserne Träger auf einen im Mauerwerk neu hergestellten Eisenbetonbalken überträgt, der den Druck dann fast gleichmäßig auf den alten Stampfbeton der Mauer verteilt (vgl. Abb. 13). Bei dieser Herabminderung der größten Beanspruchung ist damit zu rechnen, daß die Schleusenmauer auch bei weiterem Fortschreiten der chemischen Betonzersetzung noch eine recht lange Lebensdauer hat. Für den neuen Beton wurde Hochofenzement verwendet und durch Zusatz von feinem Dünsand

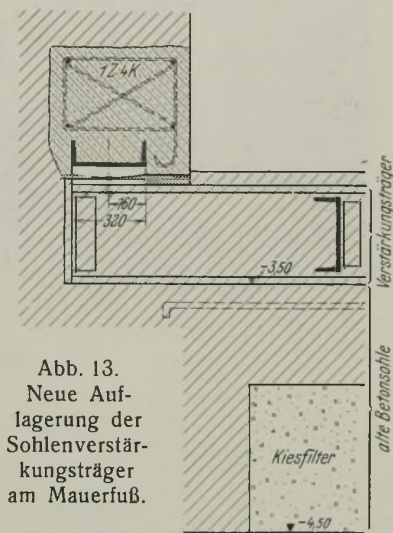


Abb. 13. Neue Auflagerung der Sohlenverstärkungsträger am Mauerfuß.

zum Betonkies auf eine Verringerung des Poreninhaltes hingearbeitet, um eine möglichst große Dichtigkeit zu erreichen. Dazu wurde vor Herstellung des Betonbalkens am Mauerfuß die Oberfläche des alten Betons mit Torkreputz versehen und ebenso auch nach der Betonierung die Außenfläche des Balkens, um ihn vor den zersetzenden Angriffen des Weserwassers und des etwa durch den Stampfbeton noch aufdringenden Grundwassers zu schützen und ihn damit dauernd widerstandsfähig gegen die Pressungen an den Auflagern der Sohlenträger zu erhalten. Die Fernhaltung des schädlichen Wassers von Betoninnern ist als das geeignetste Mittel zur Verhütung der Betonzersetzung durch Wasser anzusehen, das sowohl angreifende Kohlensäure als auch Schwefelverbindungen enthält, da weder Portlandzement noch Hochofenzement von chemischen Zersetzungen verschont bleiben dürften, wenn solches Wasser den Beton ständig durchsickern kann. Der ungarische Schmelzzement, der gegen solche chemische Angriffe beständig ist, kommt wegen seines hohen Preises für große Betonmassen nicht in Frage. Zur Verhinderung eines solchen Durchdringens von Wasser, das unter Druck steht, reichen nach den an den Bremer Weserschleusen gemachten Erfahrungen weder Verblendungen noch Putz oder Glattstrich aus. Ob hierfür Torkreputz genügt, steht noch nicht fest, da hierüber noch keine Erfahrungen gesammelt werden konnten. Das beste und sicherste, allerdings auch teuerste Mittel zur Abwehr chemischer Angriffe ist die Herstellung eines dichten, wasserundurchlässigen Betons durch ausreichenden Zusatz von Bindemitteln, vor allem von Zement, und durch richtige Zusammensetzung des Kieses aus verschiedenen Korngrößen zur Erzielung eines möglichst geringen Poreninhaltes.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß sich die Anbringung einer Drainage unter den Sohlen der Bremer Weserschleusen in mehrfacher Beziehung als verhängnisvoll erwiesen hat, da sie die erhoffte Druckentlastung nicht für die Dauer gebracht hat und da sie zu Hohlrumbaubungen Anlaß gegeben hat, durch die die Schleusenmauer ihr sicheres Auflager auf dem an sich guten Baugrund verloren hat. Der Stampfbeton hat sich wegen seines großen Porengehaltes nicht als besonders widerstandsfähig gegen chemische Einwirkungen des Grund- und Weserwassers erwiesen.

Alle Rechte vorbehalten.

Auswechslung der Saalebrücken bei Großheringen.

Von Reichsbahnoberrat Kilian, Erfurt.
(Schluß aus Heft 2.)

VII. Bauliche Ausbildung der Stromöffnung.

Entsprechend den GE (III, b), nach denen die Verwendung von Parallelträgern wegen der Einfachheit ihrer Ausführung auch bei größeren Stützweiten anzustreben ist, wurden für die Hauptträger der Öffnung VI ein Parallelstrebenfachwerk mit Pfosten aus St 52 gewählt (Abb. 3). Die Stützweite beträgt 74,64 m, die Netzhöhe 10 m = $\frac{1}{7,46}$ der Stützweite.

Der Überbau hat zwölf gleich große Felder von je 5,28 m und am Camburger Widerlager noch zwei Felder von je 5,64 m, die sich aus der Schräglage und der dadurch notwendigen Versetzung der Hauptträger ergeben. An einem Ende ist eine Endstrebe, am anderen, bedingt durch

die Anordnung des Windportales, ein Endpfosten vorgesehen. Der Abstand der Hauptträger mußte infolge der Gleiskrümmung 6,80 m gewählt werden. Der Obergurt besitzt kastenförmigen Querschnitt mit durchgehender Kopfplatte, der Untergurt offenen Querschnitt, die Schrägen und Pfosten I-Querschnitt. Abb. 16 gibt die Einzelheiten der Querschnitte wieder. Zur Aussteifung der Einzelquerschnitte des Obergurtes dienen 12 mm dicke Bindebleche und Querschotte, die unmittelbar neben den Knotenblechen und in den Drittelpunkten der Gurtstäbe liegen. Im Untergurt ist je ein Querschott in Feldmitte angeordnet. Die Knotenbleche der Hauptträger sind 15 mm dick. Sämtliche Nietanschlüsse bestehen aus Nieten von 23 mm Durchm. In den Knotenpunkten II, IV, VI, VIII und X ist der Obergurt gestoßen. Die Stegbleche sind im Systempunkte gestoßen, die Stöße der Kopfplatte und Gurtwinkel dagegen seitlich neben dem Knotenpunkte gegeneinander versetzt. Die Stöße in dem Untergurt sind neben den Knotenpunkten 2, 4, 6, 8, 10 und 12 angeordnet. Die symmetrisch liegenden Stöße sind stets in derselben Weise ausgebildet. Die Anordnung und Ausführung der Fahrbahn, Längsträger, Querträger, Abdeckung und des Fußweges entsprechen denen der Flutüberbauten. In der Mitte der Fahrbahn liegt der Bremsverband mit fachwerkartiger Ausbildung (Abb. 15). Die Windkräfte auf die obere Hälfte der Hauptträger werden durch einen K-förmigen Windverband aufgenommen und durch Windportale an beiden Enden nach den Auflagern der Brücke geleitet (Abb. 4). Der untere Windverband ist ebenfalls K-förmig ausgeführt (Abb. 15).

Um den Zustand des Hauptträgeruntergurtes und der Fahrbahn sicher und gefahrlos besichtigen und Unterhaltungsarbeiten, namentlich Anstriche, ohne besondere Gerüste ausführen zu können, ist unter dem Stromüberbau parallel zu den Pfeilern ein Besichtigungswagen angeordnet. Er wird durch einen 4-PS-Elektromotor angetrieben und legt 7 m/min zurück. Seine Räder laufen auf einer Fahrbahn, die seitlich der Hauptträgeruntergurte auskragt. Besondere waagerechte Führungsrollen sorgen für den gleichmäßigen und sicheren Gang. Die Geländer des Wagens und die in halber Höhe liegenden Längsverbindungen können zum Auflegen von Gerüstbohlen bei Ausbesserungsarbeiten benutzt werden.

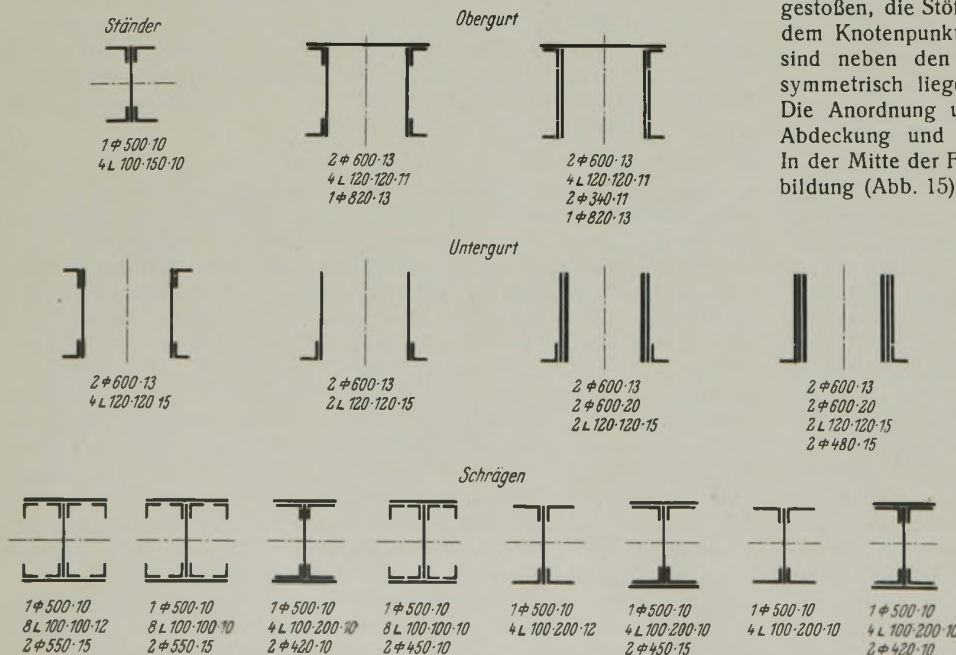


Abb. 16. Querschnitte des Hauptträgers der Stromöffnung.

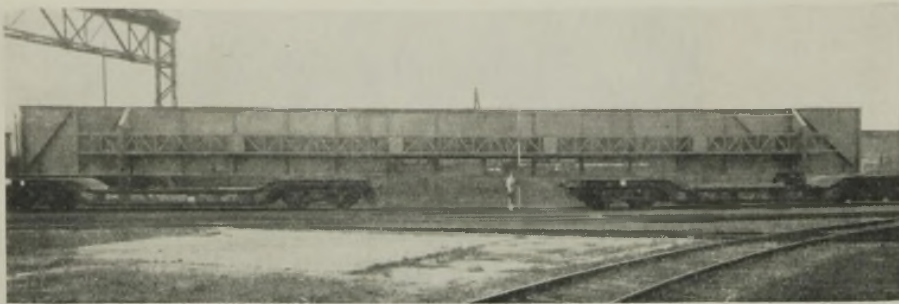


Abb. 23. Hauptträger des Überbaues IV (Stützweite 37,6 m, Gewicht 48 t) auf Spezialwagen verladen.

Bauteile der Pfeiler sind in Beton mit Kalksteinverblendung, die nach vorherigem Abbruch der alten Köpfe Wiederverwendung fand, hergestellt. Abtreppungen zwischen dem alten Mauerwerk und dem neuen Beton sowie starke Verbindungsanker sorgen für den festen Zusammenhang (Abb. 21).

Bei der Festigkeitsberechnung wurden die Belastungswerte aus den Hauptkräften, der ständigen Last und Verkehrslast nach Abs. X der BE-Vorschriften, und als Zusatzkraft die senkrechte Resultierende aus der Fliehkraft in Ansatz gebracht. Die Pressungen im Mauerwerk und in den Bodenfügen sind ohne Stoßzahl ermittelt.

X. Bauvorgang.

Da es die betrieblichen Verhältnisse auf der Saalealbahn gestatteten, wurde während der Auswechslungsarbeiten der Verkehr eingleisig über den danebenliegenden Brückenzug (Gleis Kösen—Camburg) geleitet. Die alten Überbauten wurden nach Unterbauung durch Gerüste, die gleichzeitig für die Aufstellung der neuen Überbauten dienten, von der Kösen Seite her zerschnitten und nach dem Baugleis auf der Camburger Seite abgefahren. Als dann begann entsprechend dem Fortschreiten der Abbrucharbeiten die Umarbeitung der Auflagerbänke, die Verlängerung der Pfeiler, Widerlager und Neuaufführung der Flügelmauer. Die Hauptträger



Abb. 24. Überbauten I bis V fertig, Überbau VI in Aufstellung.

der Flutbrücken wurden bis auf die der Öffnung V in einem Stück angeliefert. Zur Beförderung jedes Hauptträgers im Gewicht bis zu 48 t wurden je zwei Spezialtiefadewagen benutzt. Während der Fahrt war der Träger mittels besonders hergestellter portalartiger Hilfskonstruktionen, die mit den Schemeln fest verbunden waren, gesichert. Zwei waagerechte, mit den Aussteifungswinkeln mehrfach verschraubte beiderseitige Gittermaste gaben dem Träger die nötige Seitensteifigkeit (Abb. 23). Auf dem Baugleis wurde der Träger durch zwei elektrische Portalkrane gehoben, auf Kleinwagen abgesetzt und auf einer neben dem Überbau VI liegenden Gerüstbrücke über die Saale nach der Verwendungsstelle befördert. Die Teile der Strombrücke wurden nach Umladung auf Kleinwagen unmittelbar auf das Aufstellgerüst gefahren (Abb. 24).

Die Bauarbeiten begannen am 6. September 1932 und dauerten bis zum 28. Mai 1933, an welchem Tage der zweigleisige Betrieb wieder aufgenommen wurde. Abb. 25 zeigt das fertige Bauwerk. Das Gewicht sämtlicher Überbauten beträgt rd. 1123 t, hiervon 676 t Stahl St 52. Der Fachwerküberbau mit 74,640 m Stützweite wiegt rd. 439 t, hiervon rd. 265 t Stahl St 52. Auf der Baustelle waren insgesamt rd. 40 100 Nieten zu

schlagen, in acht Stunden Arbeitszeit betrug die Leistung einer Nietkolonne 223 Nieten im Durchschnitt.

Der Entwurf der stählernen Überbauten wurde unter Leitung des Verfassers von dem Dipl.-Ing. Faller, Dortmund, bearbeitet.

Die Gründungs- und Maurerarbeiten wurden in zwei Losen von der Eisenbetongesellschaft m. b. H., Erfurt, und von der Fa. Grün & Bilfinger AG, Zweigniederlassung Halle, in Arbeitsgemeinschaft mit der Fa. Polensky & Zöllner, Zweigniederlassung Berlin, ausgeführt.

An der Herstellung und Lieferung der sechs stählernen Überbauten waren die Firmen E. Pfeffer, Gispersleben-Erfurt, Vereinigte Stahlwerke AG, Dortmunder Union, Dortmund, Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund, Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, Aug. Klönne, Dortmund, und Mitteldeutsche Stahlwerke AG, Lauchhammerwerk in Lauchhammer, beteiligt.

Die Abbrucharbeiten der alten Überbauten und die Aufstellung der neuen lagen in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft, der die Fa. Aug. Klönne und Mitteldeutsche Stahlwerke, Lauchhammerwerk, angehörten.

Die Rüstungen für die Stromöffnungen führte die Baufirma Mächtig in Rudolstadt (Thüringen) aus. Den Besichtigungswagen einschließlich der maschinellen Einrichtungen lieferte die Maschinenfabrik Gustav Schade in Dortmund.

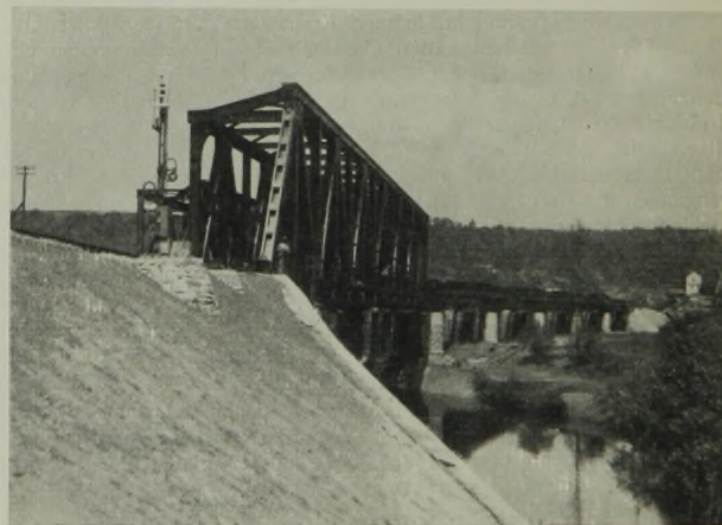


Abb. 25. Ansicht des fertigen Bauwerks.

XI. Ergebnisse der Belastungsversuche.

Vor Eröffnung des Betriebes fanden Probelastungen sämtlicher Überbauten statt. Hierzu wurden zwei Lokomotiven der Gattung G 56.20 (43) mit Tender 4 T 32, Tender an Tender gekuppelt, benutzt.

Es wurden gemessen die Durchbiegungen der inneren und äußeren Hauptträger in je drei Punkten (Mitte und rd. $\frac{1}{4}$ der Stützweite) und die Seitenverschiebungen der Obergurte der äußeren Hauptträger je in der Mitte der Träger unter ruhender und bewegter Last. Die Durchbiegung bei ruhender Last wurde durch Feinnivellement, unter bewegter Last mit Kloppschen Rollen, die Seitenverschiebungen mit mechanisch aufschreibenden Durchbiegungszeichnern der Bauart Leuner gemessen. Die Seitenverschiebungen konnten nur an den äußeren Hauptträgern gemessen werden, da hier an den danebenliegenden Überbauten des Gleises Kösen—Saalfeld sichere Festpunkte vorhanden waren.

Die gemessenen Durchbiegungen bleiben durchweg unter den errechneten. Den gerechneten Werten am nächsten kommen die bei dem inneren Hauptträger AB des Überbaues IV gemessenen elastischen Durchbiegungen.

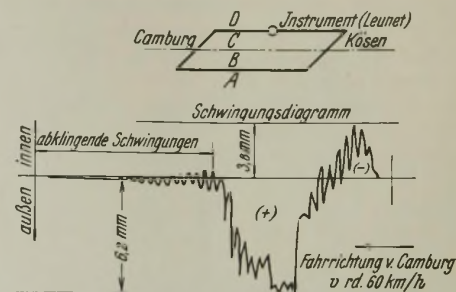


Abb. 26. Schwingungsdiagramm des Hauptträgerobergurtes von Überbau V.

Überbau	Gemessene Durchbiegungen in mm			
	in Ruhe	bis 15 km/h	bis 60 km/h	gerechnet
Überbau IV: Innerer Hauptträger	29,3	30,0	31,0	31,3
VI: "	26,8	24,0 ^{*)}	24,0 ^{*)}	33,1
VI: Äußerer	25,5	29,0	30,0	46,0

^{*)} Die geringe Durchbiegung unter beweglicher Last ist auf die entlastende Wirkung infolge der Fliehkraft zurückzuführen.

Die bei den äußeren Hauptträgern der Vollwandträgerbrücken in der Mitte gemessenen größten Seitenverschiebungen des Obergurtes betragen unter bewegter Last (60 km/h) bei Überbau IV nach innen 7 mm, nach

außen 4,1 mm, bei Überbau V nach innen 3,8 mm, nach außen 6,2 mm, die des ganzen Überbaues VI, am Obergurt gemessen, nach innen 2,0 mm, nach außen 10 mm. Letzteres auffallend große Maß ist wohl auf die Wirkung der Fliehkraft zurückzuführen.

Bemerkenswert waren die aufgezeichneten Diagramme bei den Vollwandträgern, die nach einem sinusförmigen Wellenzug mit einem Nullpunkte auf der Nullachse geformt waren. Zum Beispiel (Abb. 26):

Beim Anfahren von Camburg verschob sich der Meßpunkt — Mitte des Trägers am Obergurt — zunächst nach innen, um bei Vollast annähernd seinen größten (—) Wert zu erreichen. Beim Abfahren wurde der Nullpunkt überschritten, der Meßpunkt wanderte nach außen, erreichte seinen größten (+) Wert und kehrte beim Entlasten der Brücke auf die Nullachse zurück. Die Richtigkeit wurde durch Messungen mit Neigungsmessern (Feinlibelle mit Mikrometerschraube) bestätigt.

Die Baukosten für die gesamte Bauausführung betragen 820 000 RM.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1933.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

6. Saalebrücke bei Großheringen in km 0,755—1,024 der Strecke Kösen—Camburg (Gleis Camburg—Kösen) im Bezirk der Reichsbahndirektion Erfurt (Abb. 7^{*)}.

Fünf eingleisige genietete Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 36,790—36,300—36,826—38,630—42,410 m Stützweite. Baustoff der Hauptträger St 52, der Fahrbahn, der Verbände und Laufstege St 37.



Abb. 7. Saalebrücke bei Großheringen.

7. Kreuzungsbauwerk in Braunschweig in km 58,893 der Strecke Hannover—Braunschweig im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 8 u. 9).

Zwei eingleisige geschweißte Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 21,50 m Stützweite. Baustoff der Hauptträger St 52, der Fahrbahn St 37. Abb. 8 stellt das fertige Bauwerk dar, Abb. 9 zeigt den Ausbau eines alten Überbaues mit gitterförmigen Hauptträgern mit Hilfe zweier Eisenbahnkrane.

^{*)} Eine ausführliche Beschreibung dieses Bauwerks s. Bautechn. 1934, Heft 2, S. 17; Heft 4, S. 46.



Abb. 8.

Kreuzungsbauwerk in Braunschweig.



Abb. 10. Umbau der Unterführung der Aachener Straße in Köln.

von 22 m Stützweite. Baustoff St 37. Die einzelnen Überbauten mußten in kurzen Betriebspausen mit Hilfe von festen, alle Gleise überspannenden Portalkranen eingebaut werden, wie dies aus den Abb. 10 u. 11 zu ersehen ist. Die alten Überbauten hatten eiserne Mittelstützen (Abb. 10) im Hintergrunde, die neuen Überbauten überspannen die Straße ohne Mittelstützen.

9. Umbau des zweigleisigen Eisenbahnviaduktes in Linz a. Rhein in km 113,703—114,166 der Strecke Köln—Niederlahnstein im Bezirk der Reichsbahndirektion Köln (Abb. 12).

Die alten baufälligen Gewölbe des Viaduktes wurden durch Überbauten aus Walzträgern in Beton ersetzt. Von den 38 Überbauten haben



Abb. 9. Kreuzungsbauwerk in Braunschweig. Ausbau eines alten Überbaues.



Abb. 11. Umbau der Unterführung der Aachener Straße in Köln.

35 eine Stützweite von 10,80 m und 3 eine Stützweite von 8,70 m. Baustoff der Walzträger St 37.

10. Unterführung der Ellerstraße in Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 13).

Vollwandige geschweißte einbetonierte Träger auf vier Stützen, von denen die mittleren geschweißte Rahmen sind. Stützweiten: 7,24—15,62—7,24 m. Baustoff St 37.



Abb. 14. Unterführung des Breiten Weges in Magdeburg.

11. Unterführung des Breiten Weges in Magdeburg in km 0,5 + 77,3 der Güterverbindungsbahn Magdeburg—Buckau im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 14).

Eingleisiger Überbau mit genieteten vollwandigen Trägern auf drei Stützen, von denen die mittleren genietete Rahmen sind. Stützweiten: 9,50—16,90—7,70 m. Baustoff St 37.

12. Unterführung des Sachsenringes in km 0,504 der Güter-



Abb. 13. Unterführung der Ellerstraße in Düsseldorf.

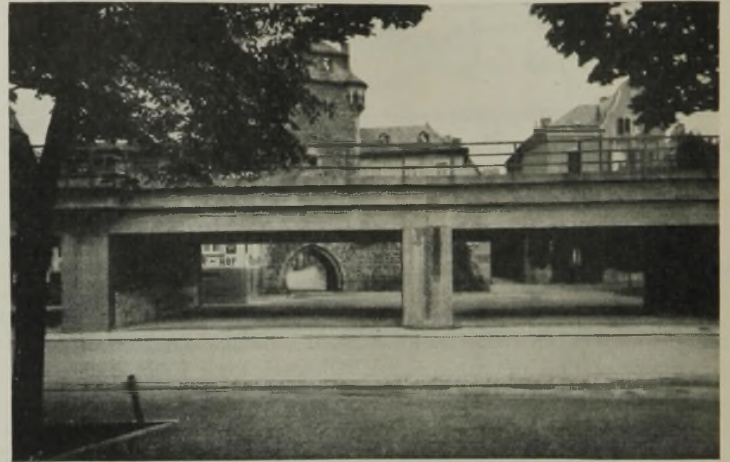


Abb. 12. Linzer Viadukt.

verbindungsbahn Magdeburg—Sudenburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 15).

Eingleisiger Überbau aus Walzträgern in Beton auf drei Stützen, von denen die mittleren geschweißte Rahmen sind. Stützweiten: 5,20—11,70—6,20 m. Baustoff St 37.

13. Kreuzungsbauwerk Magdeburg—Buckau in km 3,265 der Strecke Magdeburg—Buckau im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 16).

Überbauten aus Walzträgern (St 37) in Beton. Die Mittelstütze wird von einer Eisenbetonwand gebildet. Die Stützweiten betragen $2 \times 9,55$ m.



Abb. 15. Unterführung des Sachsenringes in Magdeburg.

14. Überführung der Uscher Landstraße am Bahnhof Schneidemühl im Bezirk der Reichsbahndirektion Osten (Abb. 17).

Überbau mit vier 2,7 m voneinander entfernten vollwandigen



Abb. 16. Kreuzungsbauwerk Magdeburg—Buckau.



Abb. 17.

Überführung der Uscher Landstraße am Bahnhof Schneidemühl.



Abb. 18.

Unterführung der Kettwiger Straße in Essen.

genieteten Zweigelenkrahmen von 28,0 m Stützweite. Baustoff: gekupferter St 37.

15. Unterführung der Kettwiger Straße in Essen im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 18).

Überbau über drei Öffnungen. Über jede der Seitenöffnungen ein Zweigelenkrahmen mit Zugband unter der Fahrbahn. Die Zweigelenk-

St 37. Die Form der Zweigelenkrahmen ist aus Abb. 19 zu ersehen, in der der Einbau eines Trägers bei Nacht mit Hilfe von Eisenbahnkranen wiedergegeben ist.

17. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Neiße in km 9,767 der Linie Zittau—Nikrisch im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 20).



Abb. 19. Einbau eines Zweigelenkrahmens der Unterführung der Lessingstraße in Berlin.



Abb. 20.

Eisenbahnbrücke über die Neiße.

rahmen kragen in die Mittelöffnung vor und stützen hier einen eingehängten Träger von 10,80 m Stützweite. Entfernung der Fußpunkte der Rahmen 14,90—14,50—14,90 m. Baustoff St 37.

16. Unterführung der Lessingstraße im Zuge der Berliner Stadtbahn im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 19).

Zweigelenkrahmenträger von 23,6 m Stützweite. Baustoff: gekupferter

Vollwandige Zweigelenkbogen von 46,3 m Spannweite mit aufgeständerter Fahrbahn. Baustoff der Hauptträger St 52. Der alte Überbau hatte Fachwerkhauptträger, die über der Fahrbahn lagen. Beim Umbau der Brücke wurde die Fahrbahn erhalten. Die neuen, unter der Fahrbahn liegenden Bogenträger wurden ohne Störung des Betriebes eingebaut. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Ein Tunnel unter der Stadt Vancouver. Als die Kanadische Pacific-Eisenbahn im Jahre 1887 mit ihrer 4658 km langen Strecke Montreal—Vancouver, der ersten, die Nordamerika von Küste zu Küste durchquert, Vancouver erreichte, war diese Stadt noch klein und unbedeutend, und es störte nicht, daß der Güterbahnhof, der das Ende der genannten Eisenbahn bildete, vom Hafenbahnhof durch die Stadt getrennt war, so daß die Überführungszüge über die städtischen Straßen fahren mußten. Im Laufe der Zeit hat sich aber Vancouver zur drittgrößten Stadt Kanadas entwickelt, und der zunehmende Verkehr machte es unerläßlich, die Eisenbahn aus den Straßen zu entfernen. Zu diesem Zweck mußte ein 1,4 km langer Tunnel unter dem Geschäftsviertel der Stadt angelegt werden. Er hat eine lichte Höhe von 6,9 m über Schwellenoberkante und ist in der Geraden 4,9 m, in den Krümmungen bis 5,8 m im Lichten breit. Der Tunnel verläuft in seinem mittleren Teile geradlinig unter einer der Straßen, an beiden Enden liegt eine Krümmung von 140 m Halbmesser. Das eine Gleis im Tunnel besteht aus Stahlschienen im Gewichte von 50 kg/m in Schotterbettung.

An sich machte der Tunnelbau keine nennenswerten technischen Schwierigkeiten, nur mußte beim Sprengen sehr vorsichtig vorgegangen werden, damit nicht etwa die Gründungen der Gebäude über dem Tunnel, die Wasser-, Abwasser- und Gasleitungen beschädigt würden. Der Bau ging ohne Unfall vor sich, und es gelang sogar, wie Railw. Eng. 1933,

November, berichtet, das mit einem solchen Bau unvermeidlich verbundene Geräusch und die sonstigen Störungen der Umgebung der Baustelle fast unmerklich zu machen. Der Bauplan wurde insofern eingehalten, als der Bau zum planmäßigen Zeitpunkt beendet wurde. Zur Abförderung des Ausbruchs wurden elektrische Lokomotiven verwendet.

Der Tunnel wird im wesentlichen von Güterzügen, von leerfahrenden und Verschiebelokomotiven befahren; es gehen täglich etwa 52 Fahrten durch ihn. Der Tunnel, der noch heute mit Dampflokomotiven befahren wird, ist mit einer kräftig wirkenden Lüftungsanlage versehen worden, die die Luft mit einer Geschwindigkeit von 16 km/h durch den Tunnel treibt. Zu beiden Seiten des einen Tunnelmundes befinden sich zwei Einlaßöffnungen für die Luft, hinter denen mit 80-PS-Motoren angetriebene Lüfter mit 360 Umdr./min die Luft ansaugen. Die Lüfter werden durch Gleisströme gesteuert, ihre Motoren springen bei Einfahrt eines Zuges selbsttätig an und kommen in 20 sek auf volle Leistung. Vier Minuten genügen, um allen Rauch aus dem Tunnel auszutreiben; die Motoren werden dann selbsttätig ausgeschaltet.

Der Verkehr im Tunnel wird durch selbsttätige Lichtsignale gesichert, die Signale können aber auch von Hand willkürlich beeinflußt werden. Eine besondere Warnanlage mit Blinklicht dient zur Sicherung im Tunnel beschäftigter Arbeiter.

Wkk.

