

DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Treskowbrücke in Berlin-Schöneweide.

Von Dipl.-Ing. W. Hofmann, Berlin-Karlshorst.

I. Allgemeines.

Zwischen den Ortsteilen Ober- und Niederschöneweide der Reichshauptstadt im Zuge einer verkehrsreichen Straße kreuzt die Treskowbrücke die Spree. Falsche Sparsamkeit, die die Brücke schmaler als die anschließenden Straßen bauen ließ, rächte sich. Dem ständig zunehmenden Verkehr und der Erhöhung der Geschwindigkeiten der Fahrzeuge durch

Industriezentrum des Ostens ein beträchtlicher Fußgängerverkehr. — Es ist selbstverständlich, daß bei einer so schmalen Fahrbahn, bei der die Straßenbahngleise unmittelbar neben den Schrammborden zu liegen kamen und nur noch eine Spur in der Mitte der Brücke für alle übrigen Fahrzeuge vorhanden war, jede Stockung auf einer über 160 m langen Brücke zu einem Verhängnis werden mußte. Dazu verursachte das Hinein-

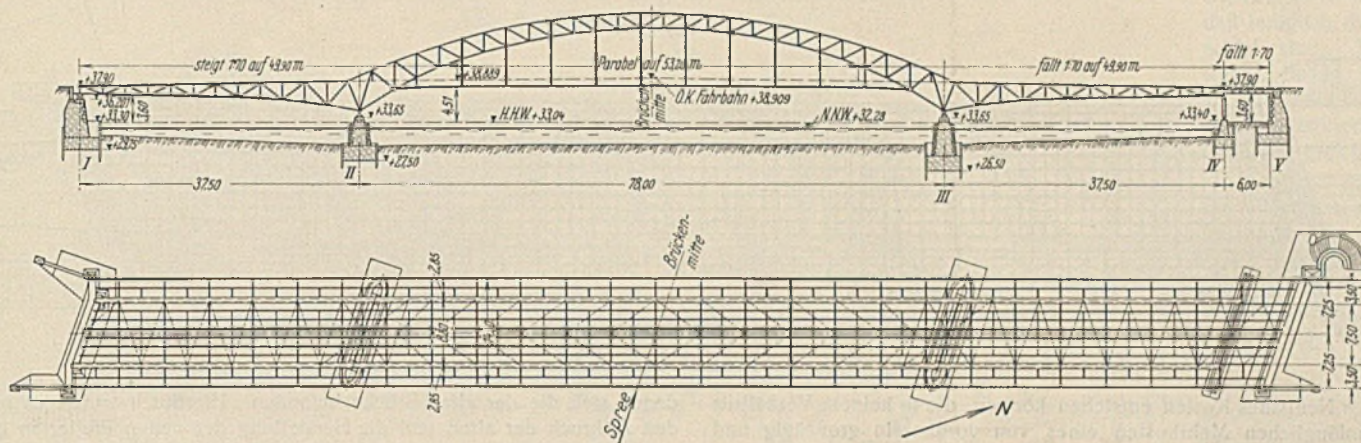


Abb. 1. Alte Treskowbrücke.

die fortschreitende Motorisierung war die Brücke nicht gewachsen. Die Verkehrsunfälle häuften sich in erschreckendem Maße. Nach der planmäßigen Beseitigung der gefährlichsten Engpässe in Berlin, einer großen Anzahl von Unterführungen unter der Ringbahn, wie Frankfurter Allee, Berliner Straße Tempelhof, Bergstraße Neukölln, Tempelhofer Straße Schöneberg u. a. in den Jahren 1928 bis 1931 war daher der Ersatz der den Verkehr hindernden „alten Treskowbrücke“ durch ein zeitgemäßes Bauwerk dringend notwendig. Da aber mit dem fortschreitenden Niedergang mit allen anderen auch die städtischen Kassen versiegten, mußten wichtige Bauvorhaben und so auch sie zunächst jahrelang liegenbleiben.

Unterhalb der Treskowbrücke befindet sich die nächste befahrbare Brücke — von der verkehrlich auch leistungsschwachen Stubenrauchbrücke abgesehen — erst in einer Entfernung von etwa 7 km im Stadlinnern. Bei der erwähnten begrenzten Fahrbahnbreite von nur 7,50 m mußte die alte Treskowbrücke den gesamten Fahrverkehr sowohl zwischen der Innenstadt und den Außenbezirken als auch zwischen den beiderseits der Spree gelegenen Vororten bewältigen. Über sie fuhrn außerdem noch sämtliche Straßenbahnlinien nach dem Osten, die werktags einen starken Berufsverkehr, an den Feiertagen einen großen Teil des sehr erheblichen Berliner Ausflüglerverkehrs aufnehmen. Dazu kommt bei der Bedeutung Schöneweides als

schwenken der seitlich liegenden Straßenbahngleise in die Mitte der anschließenden Straßen dauernd Verkehrsunfälle.

Eine Verbreiterungsmöglichkeit der alten Brücke, die erst im Jahre 1904 fertiggestellt wurde und sich noch in einem verhältnismäßig guten Bauzustande befand, ergab sich nicht. In Abb. 1 u. 2 ist das alte Bauwerk in Ansicht, Grundriß und Querschnitt zu ersehen. Es handelt sich um

einen Zweigelenkbogenauslegerträger mit Zugband. Die Hauptträger bilden statisch einen durchlaufenden Balken auf vier Stützen, dessen mittlerer Teil als Fachwerkbogen mit Zugband ausgebildet ist. In den Seitenöffnungen ist das gesamte Tragwerk unterhalb der Fahrbahn angeordnet. Das Bauwerk ist dreifach statisch unbestimmt, jedoch nur für die beweglichen Lasten, da es während der Aufstellung und der Ausführung der Fahrbahn als Gerberbalken wirkte. Erst nach völliger Fertigstellung der Fahrbahn wurde der Stab gegenüber den Gelenken, in erster Linie zur Erzielung einer größeren Steifigkeit in den Seitenöffnungen, geschlossen.

Das Gewicht des eisernen Überbaues betrug 406 kg/m² Gesamtbrückenfläche, wobei berücksichtigt werden muß, daß die angenommene Verkehrsbelastung den jetzigen Ansprüchen nicht mehr genügt.

Bei der Bemessung der Fahrbahnbreite hatte man richtig die Fahrbahn in einzelne Bahnen von 2,50 m Breite aufgeteilt, ging aber von der falschen Annahme aus, daß sich auf der etwa 160 m langen Brücke im

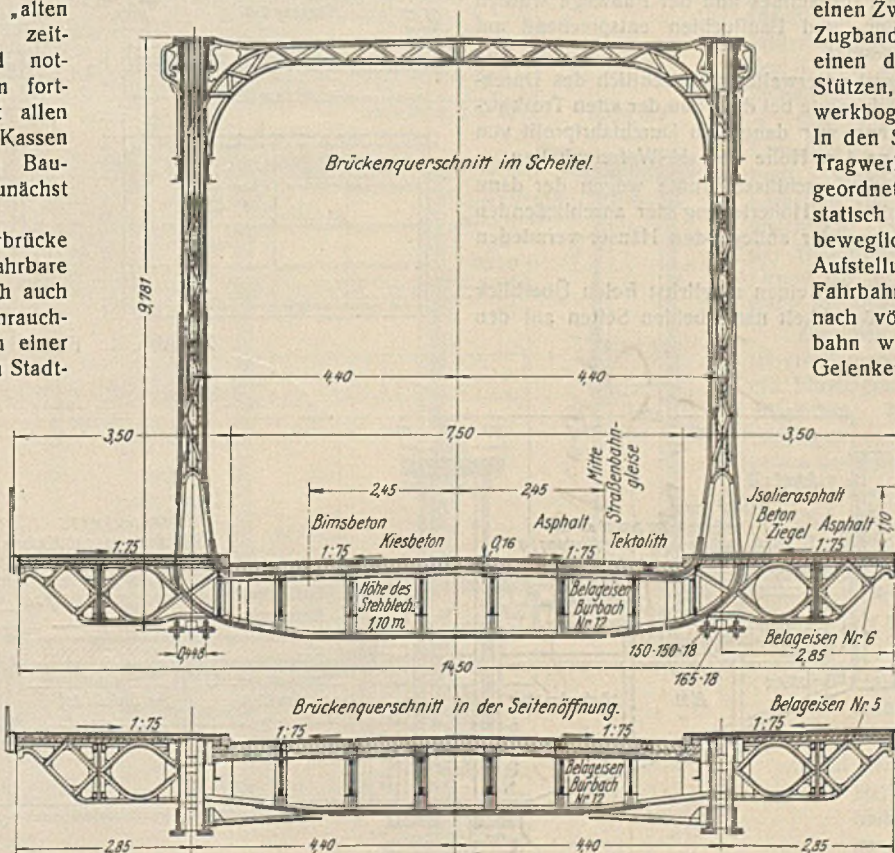


Abb. 2. Alte Treskowbrücke.

allgemeinen nur zwei Verkehrszüge einschließlich der Straßenbahn bewegen und die dritte Bahn nur als Rückhalt für Überholung oder bei Verkehrshindernissen dienen würde. Für Überholungen, mit denen man nur in den seltensten Fällen rechnete, war demnach für beide Richtungen nur eine Bahn von 2,50 m Breite vorhanden. Da das nur so zu erreichen war, daß man die Straßenbahngleise, die in den anschließenden Straßen in Straßenmitte lagen, auf der Brücke an die Schrammborde heranrückte, ergaben sich von Anfang an Verkehrsüberschneidungen.

Die alte Treskowbrücke ist ein Schulbeispiel dafür, daß bei einer engherzig gewählten Brückenbreite bei Systemen, die eine spätere Verbreiterung der Fahrbahn nicht zulassen, leicht infolge eines vorzeitig er-

trägerobergurte mit Geländeroberkante bündig liegen und sich so eine architektonisch befriedigende Lösung ergibt, die auch dem Gesichtspunkte 4 voll Rechnung trägt (Abb. 3 u. 4).

Zwischen den beiden in einem Mittenabstande von 14,30 m angeordneten Hauptträgern sind die Fahrbahn und beiderseits je 0,60 m breite, durch die Bordschwellen begrenzte Schutzstreifen untergebracht. Die Fußsteige liegen außerhalb der Hauptträger und werden durch Konsolen getragen. Das Bauwerk hat eine Gesamtbreite von 22,30 m und eine Gesamtlänge von 163,00 m.

Die Brückenachse des alten Bauwerks wurde für den Neubau beibehalten. Die beiden Zwischenpfeiler liegen an denselben Stellen, an

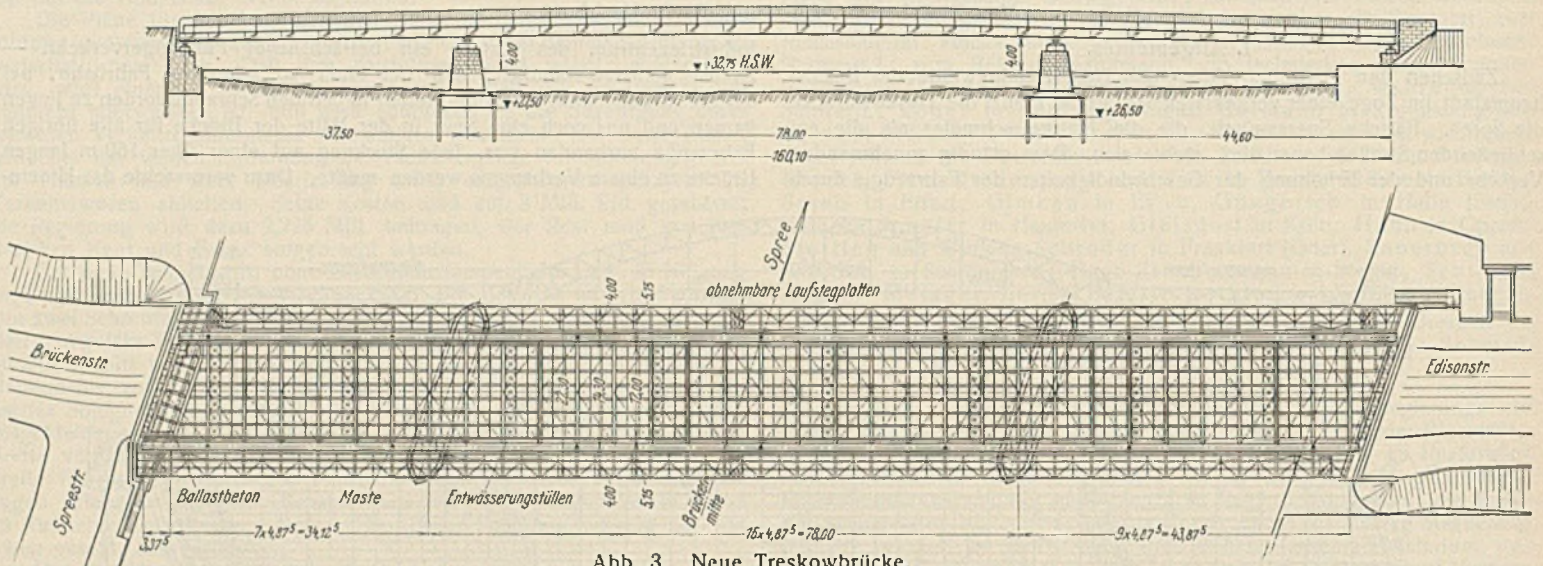


Abb. 3. Neue Treskowbrücke.

forderlichen Neubaus Kosten entstehen können, die in keinem Verhältnis zu den anfänglichen Mehrkosten eines von vornherein großzügig und vorausschauend bemessenen Bauwerks stehen.

Der nationalsozialistischen Regierung blieb es vorbehalten, im Rahmen der Arbeitsbeschaffungsprogramme die für den Neubau der Brücke notwendigen Mittel zur Verfügung zu stellen.

II. Entwurfbearbeitung.

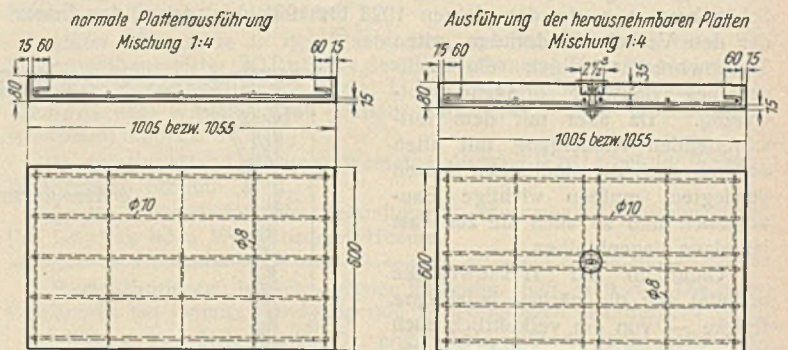
Bei der Entwurfbearbeitung waren für die Gestaltung der neuen Brücke folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Die nutzbaren Breiten des Fahrdammes und der Fußwege wurden den anschließenden Straßen- und Baufluchten entsprechend auf 12,00 bzw. je 3,50 m festgesetzt.
2. Die Forderungen der Wasserbauverwaltung hinsichtlich des Durchfahrtsprofils blieben die gleichen wie bei dem Bau der alten Treskowbrücke. In der Mittelöffnung war daher ein Durchfahrtsprofil von 69 m Breite und mindestens 4 m Höhe über HSW freizuhalten.
3. Eine Höherlegung der Brückenanschlüsse mußte wegen der dann erforderlichen sehr kostspieligen Höherlegung der anschließenden Straßenzüge und Einschüttung der anliegenden Häuser vermieden werden.
4. Das neue Brückenbauwerk sollte einen möglichst freien Überblick und eine gute Übersichtsmöglichkeit nach beiden Seiten auf den Spreelauf gewährleisten.

Bei Berücksichtigung der Gesichtspunkte 1 bis 3 kam eine Brücke mit unter der Fahrbahn liegender Haupttragkonstruktion von vornherein nicht in Betracht, da die hierfür erforderliche Konstruktionshöhe nicht verfügbar war. Man entschied sich daher für eine Haupttragkonstruktion mit zwei kastenförmig ausgebildeten Hauptträgern, die unten mit der Fahrbahnkonstruktion bündig liegen und oben aus der Fahrbahn heraustreten. Die Verwendung hochwertigen Baustahls ermöglichte es, dieses Heraustreten so einzuschränken, daß die Haupt-

denen sich die der alten Brücke befanden. Hierdurch wurde es möglich, den Abbruch der alten und die Herstellung der neuen Pfeiler in gemeinsamen Baugruben vorzunehmen. Die beiden Landwiderlager erwiesen sich als für die neue Belastung ausreichend und konnten daher nach teilweiser Umgestaltung und Verbreiterung wieder benutzt werden. Sämtliche Widerlager liegen in einem Winkel von 71° 10' zur Brückenachse.

Die Steigung der Fahrbahn beträgt von beiden Brückenden her 1:60, im Mittelteil ist eine flache Parabel eingeschaltet.



Zu Abb. 4. Fußsteigplatten.

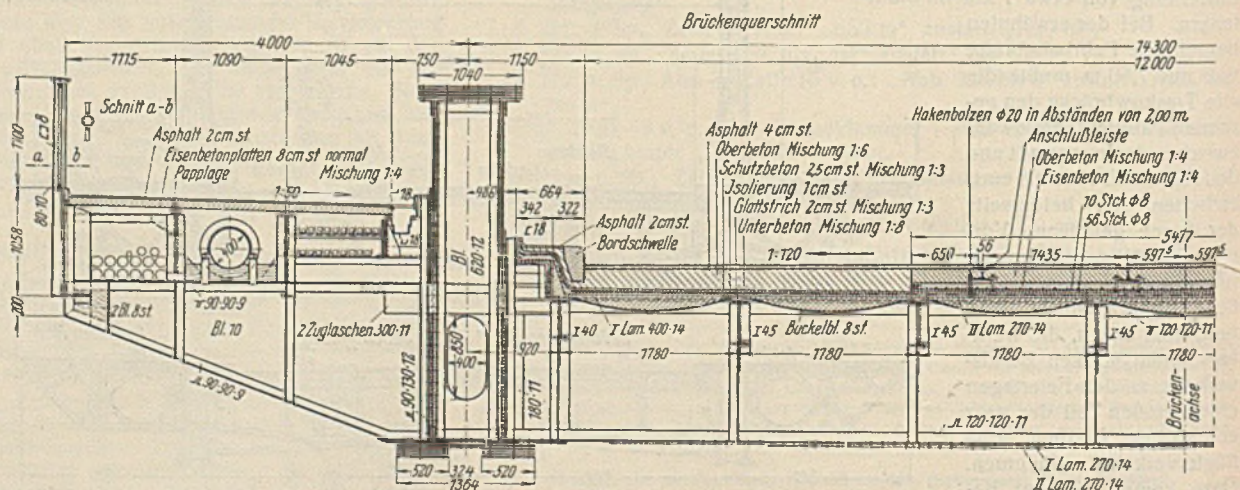


Abb. 4. Neue Brücke. Querschnitt in Brückenmitte.

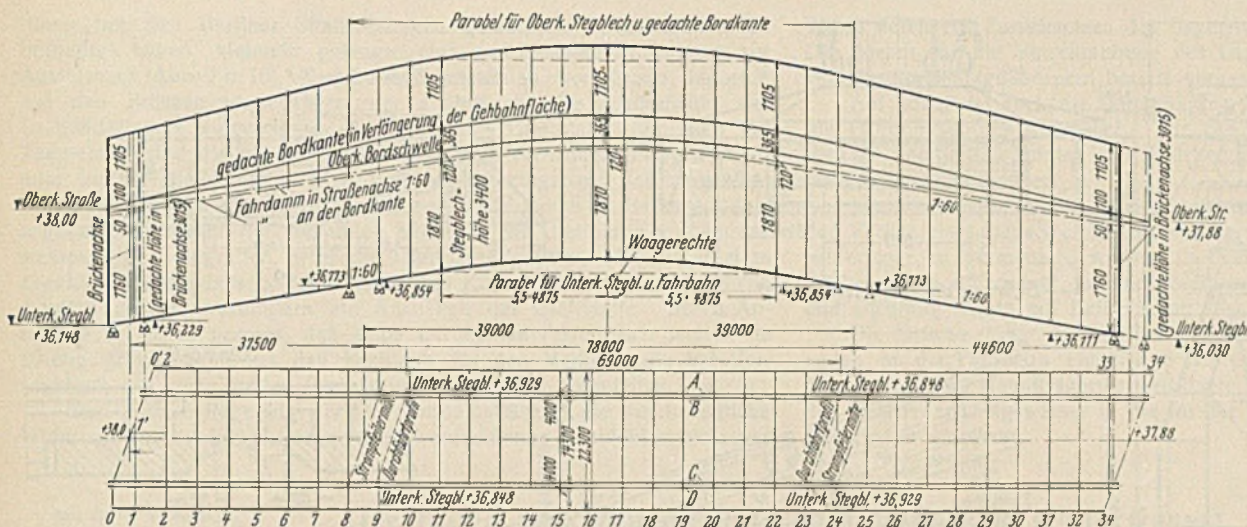


Abb. 5. Übersicht.

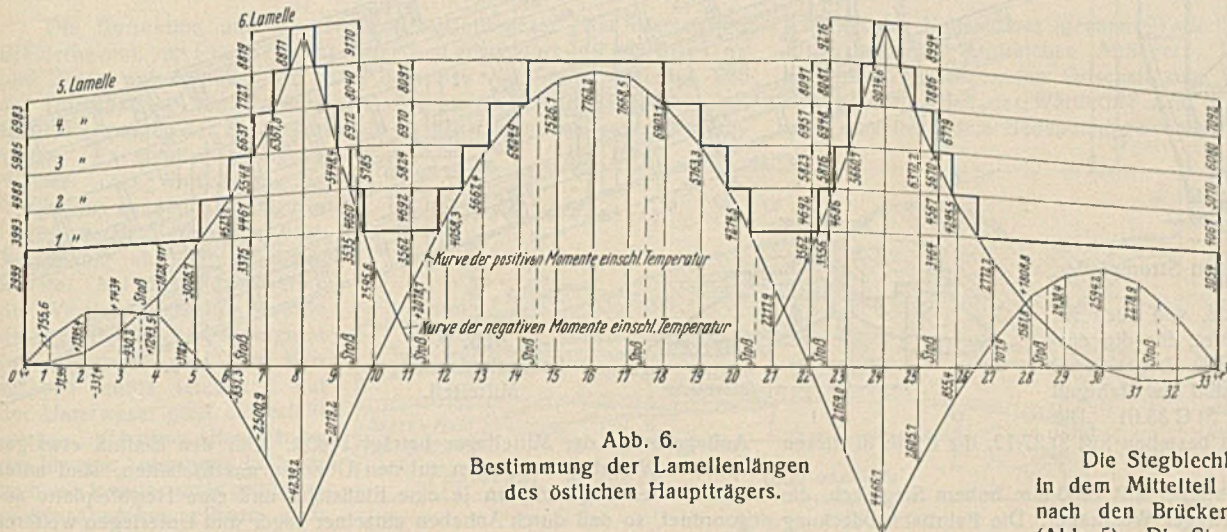


Abb. 6.
Bestimmung der Lamellenlängen
des östlichen Hauptträgers.

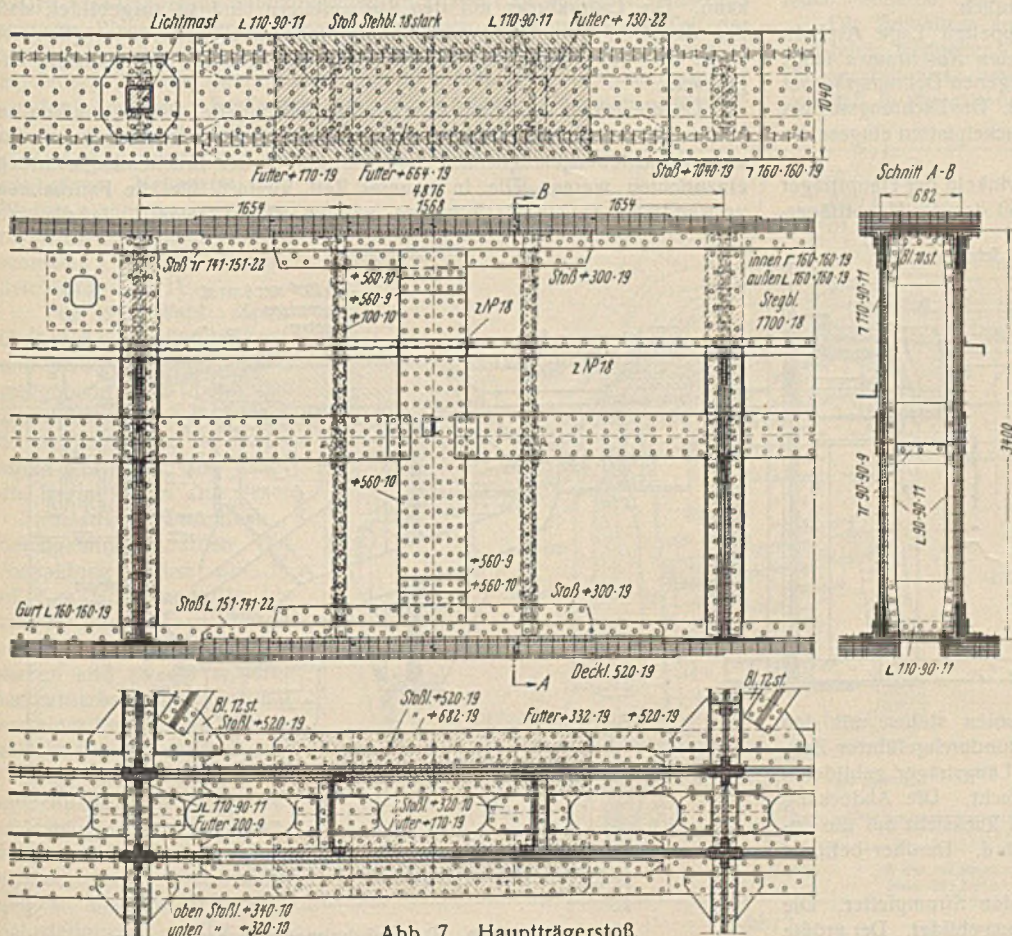


Abb. 7. Hauptträgerstoß.

Der Berechnung des Bauwerks sind die Vorschriften der DIN 1072 und 1073 von 1931 zugrunde gelegt. Die Tragfähigkeit entspricht der Brückenklasse I. Außer den Regellasten nach DIN 1072 war die Straßenbahn, die mit zwei Gleisen in Brückenmitte untergebracht ist, in Ansatz zu bringen.

Die Hauptträger sind als durchlaufende Balken auf vier Stützen ausgebildet. Die Mittelöffnung beträgt wie bei der alten Brücke 78,00 m, die Seitenöffnungen sind 37,50 bzw. 44,60 m. Die Brücke ist so aufgeteilt, daß lediglich die Endfelder schief sind. Die Hauptträger haben im Schnitt senkrecht zur Brückennachse gleiche Stegblechhöhen und liegen in gleicher Höhe.

Für die Mittelöffnung der Hauptträger ist eine Durchbiegung von 130 mm aus ständiger Belastung und von 95 mm aus Verkehrsbelastung errechnet worden. Die Träger haben bei der Konstruktion und Montage eine Überhöhung erhalten, die der Durchbiegung aus ständiger Last entspricht.

Die Stegblechhöhe der Hauptträger beträgt in dem Mittelteil der Brücke 3,40 m und fällt nach den Brückenden auf etwa 3,00 m ab (Abb. 5). Die Stegbleche sind 18 mm dick und haben einen durchgehenden Längsstoß. Bei den in 4,875 m Abstand liegenden Querträgern sind Schotten eingebaut, außerdem haben die Stegbleche in den Drittelpunkten der Querträgerfelder senkrechte Aussteifungen, die entsprechend der Größe der Querkräfte verschieden stark bemessen sind.

Die Gurtwinkel sind L 160 · 160 · 19, die Lamellen 19 mm dick und im Obergurt 1040 mm breit. Verwendet worden sind bis zu sechs Lamellen, ihre Längenbestimmung ist aus Abb. 6 ersichtlich. Die wechselnden Trägheitsmomente der Hauptträger sind bei der Berechnung auf Grund der Ergebnisse einer Überschlagsberechnung berücksichtigt worden.

Zwischen den zweiteiligen Untergurtlamellen ist ein Zwischenraum von 324 mm gelassen, um ein Einsteigen in das Hauptträgerinnere zu ermöglichen. Die Schotten haben Durchstließöffnungen von 400 × 850 mm, so daß ein Begehen des ganzen Hauptträgers im Innern möglich ist (Abb. 4).

Die Ausbildung der Universalstöße ist aus Abb. 7 ersichtlich. Die gewählte Ausführungsart ermöglichte eine weitgehend gedrungene Stoßausbildung, die sich auch bei der Montage bewährte. Als Verbindungsmittel wurden benutzt:

- a) in der Werkstatt
 - Halbrundniete bis 4,5 d,
 - halbe Linsensenkniete bis 5,5 d,
 - ganze Linsensenkniete bis 6,5 d;
- b) auf der Baustelle
 - Halbrundniete bis 4 d,
 - halbe Linsensenkniete bis 5 d,
 - ganze Linsensenkniete bis 6 d,
 - kegelige Bolzen bei größeren Längen.

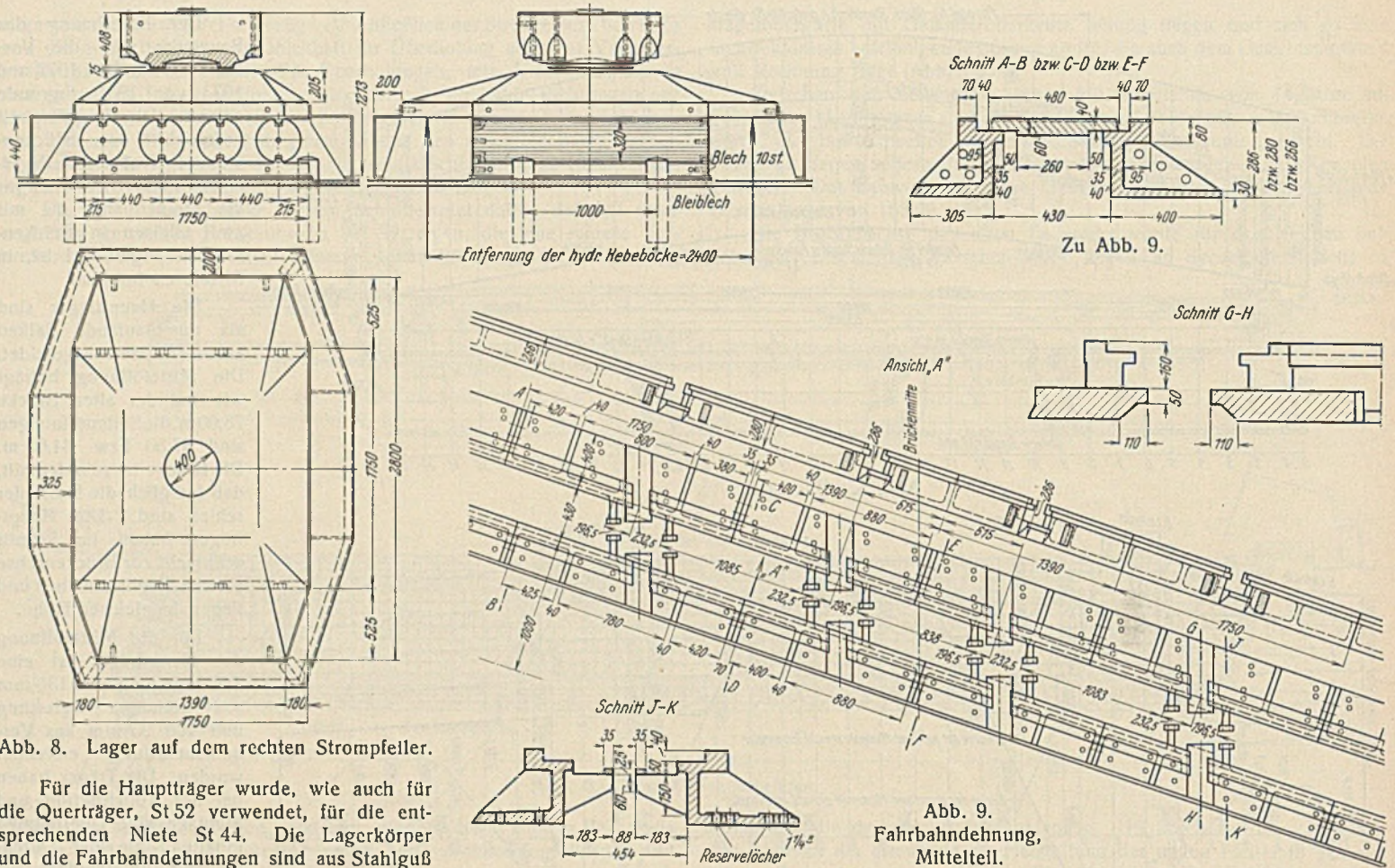


Abb. 8. Lager auf dem rechten Strompfiler.

Für die Hauptträger wurde, wie auch für die Querträger, St 52 verwendet, für die entsprechenden Niete St 44. Die Lagerkörper und die Fahrbahndeckungen sind aus Stahlguß Stg 52.81 S, die Walzen aus St C 35.61. Die übrigen Brückenkonstruktionen bestehen aus St 37.12, die Niete in diesen Teilen aus St 34.13.

Die Querträger sind Blechträger mit 1400 mm hohem Stegblech, die Längsträger und Zwischenquerträger Walzträger. Die Fahrbahnabdeckung besteht aus 8 mm dicken Buckelplatten, die mit Beton ausgefüllt sind. Die Ausbildung der Fahrbahn ist aus Abb. 4 ersichtlich.

Die Brückeninsolierung besteht aus einer doppelten Lage Asphaltbitumenpappe, die zur Erzielung eines einwandfreien Abschlusses längs der Hauptträger und der an den Brückenenden gelegenen Dehnungskörper hochgezogen und durch Flachseisen angeklemt sind. Die Dichtungsschicht wird in Abständen von je etwa 20 m durch in die Buckelplatten eingesetzte Tüllen entwässert.

Da die Querträger durchweg auf den Untergurtwinkeln der Hauptträger aufsitzen, folgt die Steigung der Fahrbahn mit 1 : 60 der der Hauptträgeruntergurte (Abb. 5). Dagegen folgen die Fußsteige der Steigung der Hauptträgerobergurte und liegen infolge der im Brückenmittelteil größeren Hauptträgerhöhe um etwa 40 cm mehr über dem Fahrdamm als an den Brückenenden. Durch diese Lösung konnte das günstigste mögliche Fahrbahngelände und gleichzeitig eine architektonisch befriedigende Lösung erzielt werden. Durch die gleichmäßig um etwa 1,10 m über die Gehbahnen ragenden Hauptträger wird das Blickfeld der Fußgänger in keiner Weise beeinträchtigt.

Die die Fußsteigkonstruktion tragenden Konsolen stehen mit den Querträgern mittels durch die Hauptträgerwände hindurchgeführter Zuglaschen in Verbindung (Abb. 4). In den durch die Längsträger gebildeten Feldern sind die Versorgungsleitungen untergebracht. Die Abdeckung besteht aus 8 cm dicken Eisenbetonplatten, die mit Rücksicht auf die Zugänglichkeit der Leitungen teilweise aufnehmbar sind. Darüber befindet sich ein 2 cm dicker Gußasphaltbelag.

Die festen Brückenlager liegen auf dem rechten Strompfiler. Die beweglichen Lager sind durchweg als Rollenlager ausgebildet. Der größte

Auflagerdruck der Mittelager beträgt 1400 t. Um den Einfluß etwaiger späterer Widerlagerstellungen auf den Überbau auszuschalten, sind unter den unteren Lagerkörpern je eine Flußstahl- und eine Hartbleiplatte angeordnet, so daß durch Anheben einzelner Lager und Unterlegen weiterer Stahlplatten die ursprüngliche Hauptträgerform wiederhergestellt werden kann. Die Lagerkörper auf den Strompfeilern sind so ausgebildet, daß das Ansetzen von Druckwasserhebeböcken ohne weiteres möglich ist (Abb. 8). An sämtlichen Lagern sind abnehmbare Schutzkasten angebracht.

Da die festen Lager auf dem rechten Strompfiler liegen, mußten an beiden Brückenenden Dehnungsvorrichtungen geschaffen werden, die für eine Verschiebungsmöglichkeit von 100 mm in der Brückenlängsrichtung einzurichten waren. Die in neuerer Zeit vielfach für die Fahrbahnen verwendeten Fingerkonstruktionen wurden nicht gewählt, da die mit

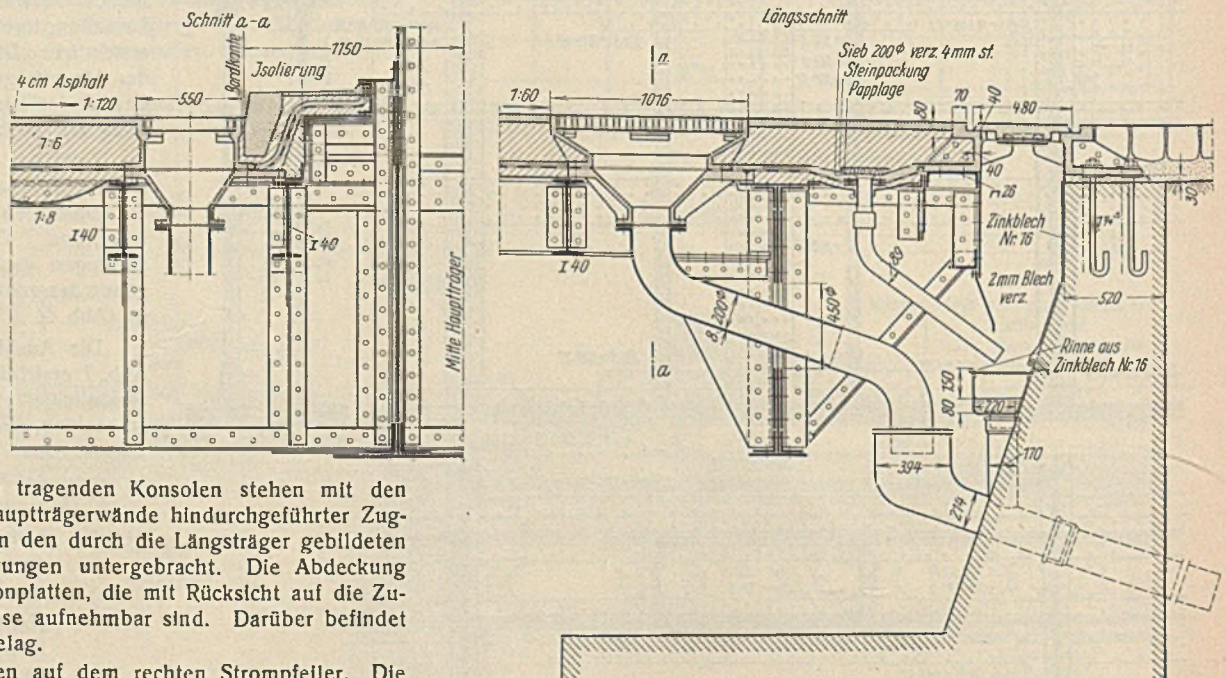


Abb. 10. Fahrbahntwässerung.

ihnen bei den Berliner Straßenbrücken gemachten Erfahrungen nicht befriedigt haben, vielmehr gelangte eine geschlossene Abdeckung zur Ausführung (Abb. 9 u. 10). Auf zwei Lagerstühlen, von denen der eine auf den Brückenendquerträger, der andere auf die Schildmauer des Landwiderlagers aufgeschraubt ist, ruht eine Gleitplatte. Je nach der Temperatur sind die beiderseits der Gleitplatte vorhandenen Fugen enger oder weiter. Die Dehnungsvorrichtung wird so eingebaut, daß bei größter Brückendeckung beide Fugen geschlossen sind. Durch an die Lagerstühle angebaute Konsolen, die von unten her in in der Gleitplatte vorhandene Aussparungen eingreifen, wird die Gleitplatte geführt. An die letztere angeklebte Flachseisen, die über an den Konsolen vorhandene seitliche Ansätze greifen, verhindern ein Ausheben der Gleitplatte. Durch Anschläge ist dafür gesorgt, daß keine der beiden Fugen sich weiter als 50 mm öffnen kann, so daß Nachteile für den Verkehr, die bei Verwendung nur einer breiten Fuge aufgetreten wären, vermieden sind.

Eine spätere Regelung der Dehnungseinstellung, die durch seitliche Widerlagerverschiebungen erforderlich werden kann, geschieht in einfacher

Weise durch ein Zurücksetzen des Lagerstuhles auf dem Landwiderlager. Die Löcher für die Verschraubung des Lagerstuhles in der neuen Lage sind in den Stahlfußkörpern bereits vorgesehen.

Auf Abb. 9 ist auch die Durchführung der Straßenbahnschienen durch die Dehnungskörper ersichtlich. Für die Schienen sind außerhalb der Brücke unmittelbar hinter der Brückendeckung besondere Dehnungsvorrichtungen vorhanden.

Für die linken Landaufleger ergaben sich bei ungünstiger Stellung der Verkehrslast negative Auflagerdrücke. Um Verankerungen in dem Widerlager zu vermeiden, wurden in dem letzten Querträgerfeld keine Buckelplatten angeordnet, und der Raum zwischen Unterkante Längsträger und Dichtung wurde mit Ballastbeton ausgefüllt (Abb. 3).

Die Entwässerung der Fahrbahn geschieht durch an den Brückenden in die Fahrbahn eingebaute Gullys (Abb. 10), die der Fußsteige durch neben den Hauptträgern angeordnete, mit Rosten abgedeckte Rinnen, die die Niederschlagswässer in die an den Landwiderlagern angebrachten Querrinnen einführen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hafen von Motzen unterhalb Vegesack (Unterweser).

Von Baurat Peter Hansen-Goos, Brake i. Oldenburg.

Die Korrektur und Vertiefung der Unterweser (von Bremen bis Bremerhaven), von Franzius entworfen und ausgeführt und von Bücking und Plate weitergeführt, sah außer dem Bau von Strombauwerken und der Durchbauung von Nebenrinnen eine umfangreiche Baggerung vor. Das Unterbringen des Baggergutes bot zunächst keine weiteren Schwierigkeiten. Es standen genügend Wasser- und Wattflächen zur Verfügung, auf denen der Baggerboden durch Verklappen bzw. Aufspülung abgelagert werden konnte. Mit dem Fortschreiten der Vertiefungsarbeiten wurde die Beseitigung des Baggergutes immer schwieriger. Das Verklappen mußte schließlich auf der Unterweser ganz eingestellt werden. Wertloses Ufergelände, das für eine Aufspülung in Frage kommen konnte, war in genügend großer Ausdehnung kaum noch vorhanden. Um diesen Schwierigkeiten, das Baggergut unterzubringen, in Zukunft zu begegnen, entschloß sich die Wasserstraßendirektion Bremen, sich für den oberen Teil der Unterweser ein in zentraler Lage liegendes größeres Aufspülgelände zu sichern. Dieses Gelände, auf dem rd. 6 Mill. m³ Boden untergebracht werden konnten, fand sich auf dem linken Weserufer zwischen

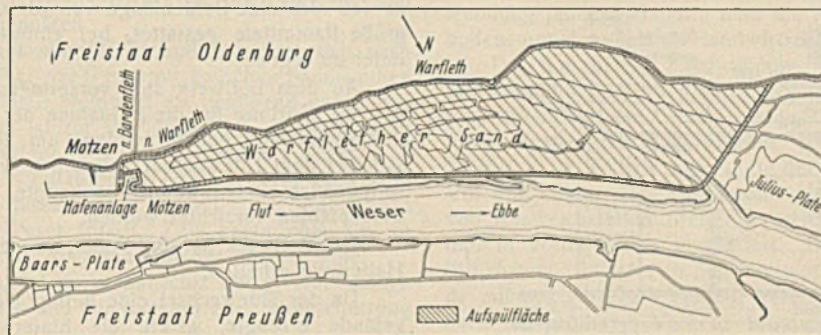


Abb. 1.

km 22 und 25 der Weserstationierung und bestand aus einem Nebenarm der Weser, einem wenig ertragreichen Wesersand und einem schmalen Streifen Außendeichland (Abb. 1).

Für die Wahl dieses Geländes war außer der Lage und geringen Ertragsfähigkeit maßgebend, daß durch das Zuschütten des Nebenarmes die Selbstströmung im Hauptstrom gesteigert und damit die Baggerkosten auf dieser Stromstrecke wesentlich herabgemindert wurden. Die Aufspülung selbst soll in rd. 3 m Höhe (ungefähr bis zur Deichkappe) geschehen und zum Schutze gegen Sandwehen und zwecks späterer landwirtschaftlicher Nutzung mit einer 25 cm hohen Schlickschicht überdeckt werden.

Da das Gelände sich ausschließlich im Besitze des oldenburgischen Domänenamtes befand, boten die erforderlichen Verhandlungen an und für sich keine Schwierigkeiten. Das Zu-

schütten des Nebenarmes (genannt Warflether Arm) stieß jedoch auf den Widerstand der zahlreichen Anlieger. Die günstige Lage der sich am Deich hinstreckenden Ortschaft zum Warflether Arm hatte es mit sich gebracht, daß der Warflether Arm als Verkehrsweg für jeden Betrieb eine besondere Bedeutung gewonnen hatte. Das ganze Wirtschaftsleben der Ortschaft Warfleth hatte sich auf den von der Natur gegebenen Wasserweg eingestellt. Diese Verkehrsbedeutung spiegelte sich besonders darin wieder, daß auf der mit dem Deiche gleichlaufenden Strecke des Armes fast zu jedem Betriebsgebäude ein Stichgraben von solcher Breite vorhanden war, daß die kleinen auf der Weser verkehrenden Schiffsfahrzeuge dort bei Hochwasser einfahren und am Außendeich vor den einzelnen Betriebsgebäuden

etwale Ladung ein- und ausladen konnten, die dann nur über den Deich zu bringen war. Die Anwohner am Deich in Warfleth nutzten diese günstige Lage seit jeher weitgehend aus. Heu, Sand, Torf u. dgl. kamen an, Milch, Gartenerzeugnisse usw. wurden abgefahren. Für den Verkehr zu und von den Bootswerften diente ausschließlich der Wasserweg. Andere Anwohner, die die Fischerei betrieben, besaßen in dem Stichgraben gewissermaßen einen eigenen Hafen, in dem die Fischereigeräte unter unmittelbarer Aufsicht des Eigentümers lagen.

Es ist verständlich, daß die Anlieger einen Ersatz für die so günstigen Verkehrsverhältnisse forderten. Nach den bestehenden Bestimmungen stand ihnen aber ein Einspruchs- und Widerspruchsrecht nicht zu. Die Benutzung des Nebenarmes bestand nur in der Ausübung des Gemeingebrauchs. Bei der Bedeutung des Warflether Armes für fast jeden Anwohner am Deich war aber nach Ansicht des Oldenburgischen Ministeriums die Forderung nach entsprechender Ersatzeinrichtung „im öffentlichen Interesse“ gerechtfertigt. Deshalb machte das oldenburgische Ministerium seine Zustimmung zum Aufspülen des Geländes von der Schaffung

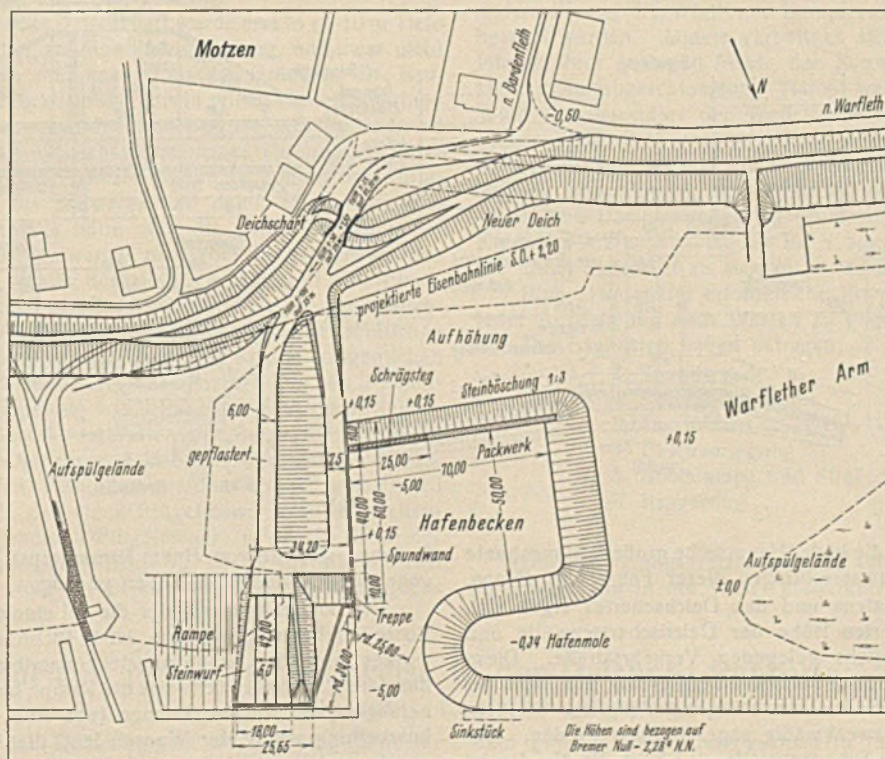


Abb. 2.

Die Höhen sind bezogen auf Bremer Null - 2,28 m N.N.

einer Umschlagsmöglichkeit abhängig, die den berechtigten Ansprüchen der Anlieger gerecht wird.

Diese Umschlagstelle, der Hafen Motzen, wurde am oberen Einlauf des Warflether Armes bei der Ortschaft Motzen errichtet. Der Weg von den Betrieben oder von den Wohnungen bis zur Umschlagstelle ist für die meisten Anwohner allerdings größer und damit kostspieliger, die Umschlagstelle aber besser und bequemer. Auch ist der Umschlag in dem neuen Hafen jederzeit möglich, während der Warflether Arm bisher während eines Teiles der Tide nicht befahren werden konnte. Eine weitere Erleichterung für die Anwohner besteht gegenüber dem früheren Zustande darin, daß die Anlage eines Deichschartes die Beförderung über den Deich vermeidet, und Straßenfuhrwerke auf befestigter Straße unmittelbar an die neue Umschlagstelle gelangen können.

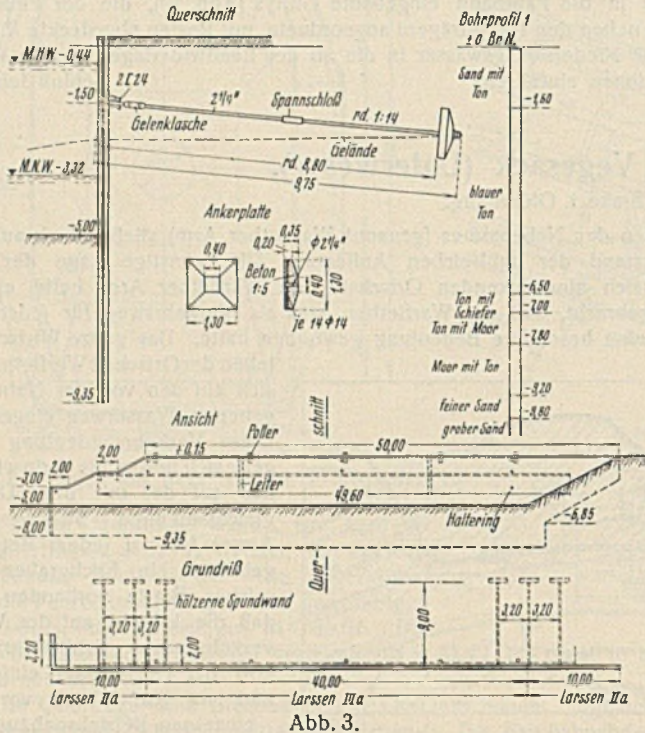


Abb. 3.

Das Hafenbecken ist zunächst in einer Ausdehnung von 70 m Länge und 50 m Breite ausgeführt; eine spätere Erweiterung ist möglich (Abb. 2), die Hafensohle liegt auf $-5,0$ m Br. N. (Br. N. = $+2,284$ NN), das Mitteltidehochwasser (MThw) auf $-0,34$ Br. N. und das Mitteltidedrigwasser (MTnw) auf $-3,28$ Br. N., so daß Schiffe mit einem Tiefgang von 1,50 m jederzeit verkehren können, ohne Grund zu berühren. Das Hafenbecken ist groß genug, um den Fischerbooten, die wegen der Sog- und Wellenwirkungen ungern am Ufer festmachen, Gelegenheit zu bieten, frei zu ankern. Das Ostufer des Hafens ist von einem Bollwerk, an dem der Umschlag von Heu, Torf, Steinen usw. geschieht, eingefabt, das südliche Ufer hat ein Böschungspflaster erhalten; parallel der Böschung läuft ein Schrägsteg, der den kleinen Booten bei jedem Wasserstand das Ein- und Ausladen gestattet. Eine Rampe, die unmittelbar in den Hauptstrom bis zum NW hinabführt, soll den Bootswerften, die in der Hauptsache große Rettungsboote und Yachten herstellen, zum Zuwasserbringen dieser Fahrzeuge dienen.

Die endgültige Lage des Hafens und des Deichschartes ergab sich aus der vom Deichband geforderten Höhe der Deichschartschwelle und aus der Führung der Binnendeichs gelegenen Verkehrsstraße. Diese Straße folgt, von Warfleth kommend, zunächst dem Deich, um dann bei dem Dorfe Motzen scharf nach Süden umzubiegen. An diese Straßenbiegung mußte die Hafenstraße zweckmäßig angeschlossen werden. Der Deichband forderte als Höhe der Scharthschwelle $+1,50$ m Br. N., das ist 1,84 m über MThw.

Weiterhin war bei der Führung der Hafenstraße zu berücksichtigen, daß für die Zukunft vorgesehen war, außerdem eine Eisenbahnlinie entlang zu führen, um das Aufhöhungsgelände zu Industriezwecken ausnutzen zu können. Die Schienenhöhe dieser Eisenbahnlinie soll auf $+2,2$ m Br. N. liegen und bequem mit einer Steigung von 1:20 sowohl vom Schart als auch vom Hafenplatz erreicht werden. Vorläufig wurde jedoch die Straße vom Deichschart bis zum Hafenplatz gleichmäßig fallend mit einem Gefälle von 1:50 ausgeführt.

Die Lage des Deichschartes machte ihrerseits eine Verlegung des Deiches erforderlich. Diese Deichverlegung war so geplant, daß die Erdbewegung auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Zu beiden Seiten des Scharthes ist je eine Rampe, die mit einer Breite von 3 m und mit einer Neigung von 1:20 auf den Deich führen, vorgesehen.

Gegen die Weser soll der Hafen durch eine Mole abgeschlossen werden, um die Liegestellen gegen Sog-, Wind- und Dampferwellen zu schützen. Die Breite der Hafeneinfahrt wird auf 25 m bemessen.

Das Bollwerk mit einer Nutzlänge von rd. 40 m ist aus Larsseneisen Prof. IIIa hergestellt (vgl. Abb. 3). Der Abschluß des Bollwerkes wird an beiden Enden durch einen geraden Flügel (Larsseneisen Prof. IIa) gebildet. Der nördliche Flügel senkt sich bis auf 28 cm über MTnw und bildet die Wange für eine steinerne Treppe. Die Höhe der Bollwerk-Oberkante wurde bestimmt einmal aus der Forderung, daß auch bei MNW das Ein- und Ausladen ohne besondere Schwierigkeiten möglich war, andererseits aus der Forderung, daß nicht schon geringe Windfluten die Hafenstraße erreichten. Die Spundwand-Oberkante ist dann auf $+0,15$ m Br. N., d. h. rd. 50 cm über MThw und rd. 3,50 m über MTnw festgesetzt worden. Die Bohlen wurden bis auf $-9,35$ Br. N. in die Sandschicht getrieben, so daß sich eine Bohlenlänge von rd. 9,50 m ergab. Die verhältnismäßig große Rammtiefe gestattet, bei eintretendem Bedürfnis die Hafensohle tiefer zu legen.

An dem Bollwerk sind vorspringende Konstruktionsteile vermieden, und die Gurtung für die Aufnahme der Verankerung ist auf die Rückseite der Spundwand gelegt worden, um zu verhindern, daß die Fahrzeuge sich bei dem Tidewechsel anhaken bzw. aufhängen. Infolge Fehlens vorspringender Konstruktionsteile konnte außerdem auf das Anbringen von Reibepfählen verzichtet werden.

Das Bollwerk hat fünf Poller, zwei Steigeleitern und die erforderlichen Halteringe erhalten.

Da der Tidewechsel eine heftige Grundwasserbewegung in dem Ufergelände erzeugte, wirkte die hintere Spundwand gewissermaßen als Dränleitung, die nicht unerhebliche Sandmassen der Hinterfüllung mit sich führte. Es war vorzusehen, daß in der Folge dadurch ständig Sackungen des Straßenpflasters eintreten würden. Es wurde deshalb am nördlichen Ende des Bollwerkes und senkrecht dazu wasserdicht anschließend eine hölzerne Spundwand in einer Länge von 8 m gerammt, die für eine Ableitung und Verteilung des abfließenden Grundwassers sorgte (vgl. Abb. 2). Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 3 hervor. Das

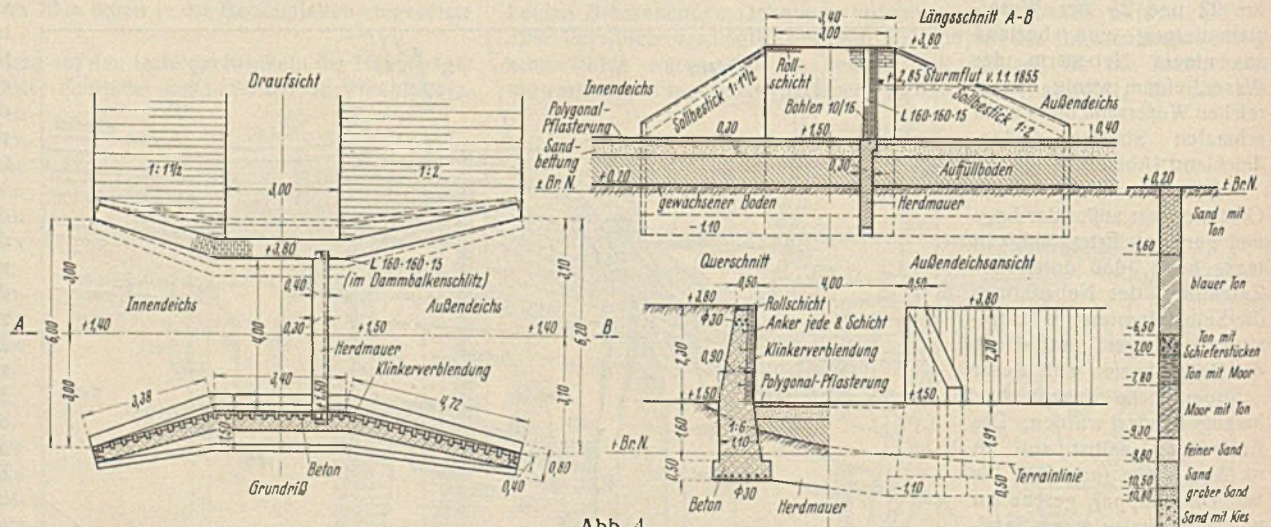


Abb. 4.

Rammen geschah von einem Rammgerüst aus und gestaltete sich bei den gegebenen Bodenverhältnissen günstig.

Die Bootsrampe, auf der die auf einem besonderen Wagen verladenen Boote herabgelassen werden, ist in Richtung der rd. 30 m östlich des Bollwerkes hin angelegt, damit die Bootswagen nach der Fahrt über die Uferstraße rückwärts die Rampe bis zum Aufschwimmen der Boote herabgelassen werden können (vgl. Abb. 2). Bereits bei der Entwurfsbearbeitung wurde der Wunsch laut, die Anlage so einzurichten, daß sie gegebenenfalls als Anlegestelle für eine Wagenfähre Verwendung finden könnte. Es wurde deshalb die Oberkante der den Rampenfuß abschließenden



Abb. 5. Verankerung in der Deichschartmauer.

hölzernen Spundwand auf MTnw auf $-3,20$ m Br. N. gelegt. Hierdurch war die Benutzung als Fährleger bei jedem Wasserstande gewährleistet.

Die obere Böschungskante der Rampe und damit die Höhe der Fährstraße wurde um 60 cm höher als die Uferstraße, d. h. auf $+0,75$ Br. N. festgelegt, wodurch die Möglichkeit geschaffen wurde, die Fähre bis zum Schließen des Deichschartes zu benutzen.

Die Breite der Rampe beträgt oben 10 m und erweitert sich nach der Weser zu auf 18 m. Sie ist aber nur 6 m breit zwischen Saumsteinen gepflastert, während an beiden Seiten Steinwurf als genügend angesehen wurde. Das Pflaster (Bruchsteine) ist zur Verhütung der Ausspülung in Basaltsplitt auf 30 cm Schotterunterlage gesetzt. Die Neigung beträgt 1:9 bei einer Länge von 42 m. Zum Schutze gegen Querströmung ist stromabwärts ein Steindamm errichtet, dessen Krone landseitig auf Straßenhöhe liegt und in Rampenneigung zur Weser abfällt. Zum Festmachen der zu Wasser gelassenen Boote dient eine Pfahlreihe an der oberen Seite.

Die südliche Begrenzung des Hafens ist zunächst nur in einer Länge von 70 m hergestellt, 1:3 geböschet und durch 50 cm hohe Steinschüttung gesichert.

Das Deichschart (Abb. 4) hat eine lichte Breite von 4 m, die für das Hindurchbringen der großen Boote erforderlich war. Als Schartverschluß waren anfangs Stemmtore vorgesehen. Da die Torschwelle für Wagen und besonders für Kraftwagen sehr hinderlich ist, wurde statt der bequemeren zu bedienenden Stemmtore ein Dammbalkenverschluß gewählt, der bis auf $+2,40$ Br. N. als doppelter Balkenverschluß mit Schlackenzwischenfüllung ausgeführt wurde. Die beiden Balkenlagen wurden durch ein in der Mauernische angebrachtes Winkeleisen getrennt.

Der tragfähige Baugrund für das Deichschart wurde erst in rd. 10 m Tiefe festgestellt. Man verzichtete aber auf eine Pfahlgründung, und zwar nicht nur aus wirtschaftlichen, sondern auch aus technischen Gründen. Die Baustelle liegt im Außendeichgelände, das besonders in seinen oberen Schichten noch jung ist, so daß mit einer beträchtlichen Setzung des Bodens und infolgedessen bei Pfahlgründung mit der Bildung eines Hohlraumes unter der Mauer gerechnet werden mußte. Dieser Hohlraum konnte bei Sturmfluten zu einer Unterspülung des Bauwerks und damit zu einer Gefahr für den Deich führen; anderenfalls hätte man die ganze Baugrube mit einer Spundwand einfassen müssen, worauf man aber der Kostenersparnis wegen verzichten wollte. Man wählte deshalb als Fundament eine Eisenbetonplatte, deren Unterkante in Höhe der Oberkante der wasserundurchlässigen Tonschicht lag, und nahm die zu erwartenden beträchtlichen Setzungen in Kauf, da diese jederzeit mit geringen Kosten ausgeglichen werden konnten. Das Bauwerk wurde im übrigen in Beton mit Klinkerverblendung ausgeführt. Zur Ersparung von Schalung zog man das Klinkermauerwerk schichtweise mit dem Fortschreiten der Betonierungsarbeiten hoch. Um der Forderung des Deichbandes, daß das Abreißen der Flügelmauern von den Seitenwänden verhindert werden müsse, gerecht zu werden, wurden von dem Ende der einen Flügelmauer über die Seitenwand hinweg zum Ende der anderen Flügelmauer im oberen Teile der Mauern fünf 30 mm dicke Anker gelegt (Abb. 5). Diese Anker haben sich in jeder Weise bewährt; denn trotz der bereits eingetretenen Setzung des



Abb. 6. Zustand der Baustelle vor der Aufspülung.

Bauwerks, die bei der einen Mauer 10 cm und bei der anderen sogar 19 cm betrug, hat sich bis jetzt in dem Mauerwerk nicht der geringste Riß gezeigt. Zwischen den beiden Mauern ist unter dem Dammbalkenverschluß eine 30 cm breite Herdmauer gespannt, die bis auf die Tonschicht geführt und oben mit einem \square -Eisen abgedeckt wurde.

Der Boden für den neuen Deich wurde mit Schutten herangebracht und ausgekartet. In der Achse des Deiches wurde ein 5 m breiter Schlitz bis auf die Tonschicht getrieben und mit Deicherde sachgemäß ausgefüllt.

Nachdem die Spundwand gerammt und Deichschart und Deich fertiggestellt waren (Abb. 6), begann das Aufspülen des teilweise unter Wasser liegenden Geländes mit sandigem Baggerboden, und soweit das aufgespülte Gelände oberhalb des Hafens nicht für Hafenzwecke Verwendung fand, überspülte man die Aufhöhung mit gebaggertem Schlickboden, um das Gelände landwirtschaftlich nutzen zu können.

Die 6 m breite Zufahrtstraße, die in 3 m Breite gepflastert wurde, führt mit einer Steigung von 1:35 nach dem Schart, spaltet sich und führt von hier mit einem Gefälle von 1:50 nach der Ladestraße und der Bootsrampe und verläuft waagrecht, sobald sie die Höhe der Ladestraße ($+0,15$ m Br. N.) bzw. Oberkante der Bootsrampe ($+0,75$ m Br. N.) erreicht. Vor und hinter dem Deichschart ist die Pflasterung zwecks Herstellung von Ausweichstellen breiter ausgeführt. Die Ladestraße ist 7,5 m breit und in voller Breite gepflastert. Die Pflasterung wurde als Polygonal-(Bruchstein-) Pflaster in Sandbettung ohne weiteren Unterbau ausgeführt, da mit nur geringem Verkehr gerechnet wurde. Dieses Pflaster hat sich auch bei größerem Verkehr mit Lastkraftwagen, der bei der Inbetriebnahme der Wagenfähre einsetzte, gut bewährt.

Von der Ausführung der Hafenmole hat man vorläufig abgesehen, um zunächst Erfahrungen über die Wirkungen der Sog-, Wind- und Dampferwellen in kleinen Hafenbecken zu sammeln. Es hat sich nun im Tidegebiet gezeigt, daß größere Fahrzeuge in kleinen, durch eine Hafenmole vom Hauptstrom getrennten Hafenbecken durch das von dem Sog hervorgerufene Hin- und Herströmen des Hafengewässers schwer zu leiden haben, während sie im offenen Wasser verhältnismäßig ruhig liegen und andererseits von den Wind- und Dampferwellen naturgemäß überhaupt nicht bewegt werden. Anders verhält es sich bei kleineren Fahrzeugen, die infolge ihrer geringen Masse den Sogwirkungen in kleinen, durch eine Hafenmole abgeschlossenen Häfen weniger ausgesetzt sind, aber den Wind und besonders den Wellen der schnell fahrenden Dampffahrzeuge keinen Widerstand entgegensetzen können. In dem vorliegenden Falle kommt nur ein Verkehr von kleinen Fahrzeugen in Frage. Man hat sich deshalb entschlossen, um diese Fahrzeuge gegen die Einwirkung der Wind- und Dampferwellen zu schützen, die geplante Hafenmole, deren Krone auf MThw = $-0,34$ m Br. N. festgelegt wird, durch Sandschüttung, die durch Steinwurf zu sichern ist, auszuführen.

Eine etwa später erforderliche Erweiterung des Hafenbeckens ist in jeder Ausdehnung nach Westen zu geben.

Die Baukosten haben betragen:

1. Spundwand	19 900 RM
2. Böschungspflaster	6 200 "
3. Deichschart	3 300 "
4. Deichverlegung	27 000 "
5. Bootsrampe und Straßenpflasterung	19 500 "
6. Baggerung	19 400 "

insgesamt 95 300 RM

Die Aufhöhungsarbeiten wurden im Zusammenhang und auf Kosten der Baggerung in der Weser ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Dalben in reiner Stahlbauweise in den Duisburg-Ruhrorter Häfen.

Von Regierungsbaumeister Hans Grube, Duisburg-Ruhrort.

Als Festmachedalben vor den Kohlenkippern der Duisburg-Ruhrorter Häfen wurden früher fünfpfählige Holzdalben aus ausländischen Holzarten erstellt mit einer freien Höhe von 12,5 m über Hafensohle, entsprechend

dem größten Wasserstandwechsel in den Häfen und damit des Rheins von rd. 10,4 m von NNW bis HHW. Im Jahre 1932 wurde der erste Stahldalben an Stelle eines solchen Holzdalbens errichtet. Diese Bauart

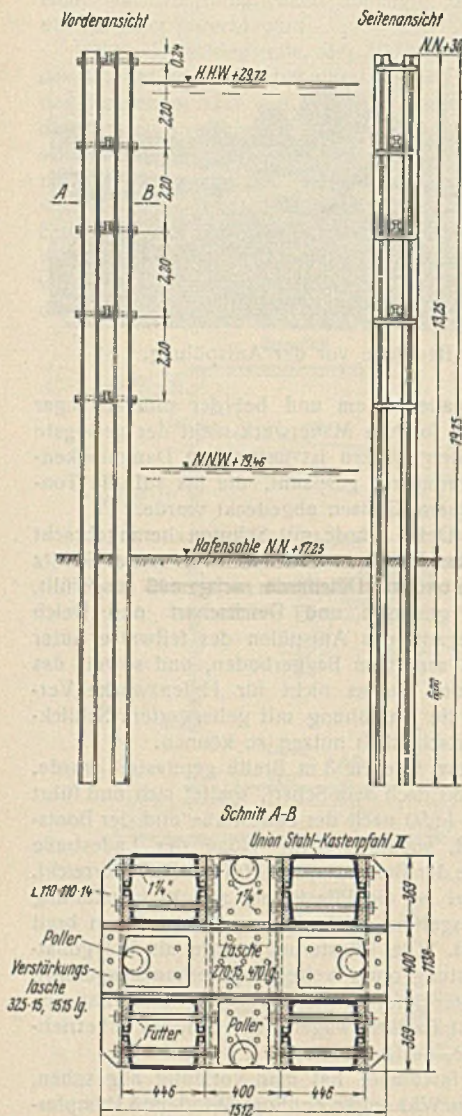


Abb. 1. Vierpfähliger Festmachedalben.

in Resista-Stahl mit 5000 kg/cm² Mindestfestigkeit, 20 bis 22% Dehnung, einer Mindestfließgrenze von 3600 bis 3800 kg/cm² und mindestens 0,4% Kupfergehalt verwendet. An Stelle des wegfallenden besonderen Schloßeisens sind beide Kastenhälften mit zwei durchlaufenden, im Lieferwerk elektrisch hergestellten Schweißnähten von etwa 6 mm Scherhöhe verbunden. Auch die Querverbindungen bestehen aus Stahl. Die Verwendung von Querverbindungen aus Holz würde Bauwerke mit Bauteilen recht verschiedener Lebensdauer ergeben und die Unterhaltungskosten der Dalben beträchtlich erhöhen. Zudem war es bei dem Baugrunde in den Häfen aus im allgemeinen grobem Kies ohne große Steine mit Hilfe geeigneter Rammgeräte und durch sorgfältige Arbeitsweise möglich, die Dalbenpfähle mit Abweichungen von nur wenigen Zentimetern von der Sollstellung zu rammen. Dieses geringe Maß ließ sich im wesentlichen leicht durch entsprechende paßrechte Bearbeitung der nach Aufmaß geschmiedeten oder gehobelten Stahlfutterstücke an den Querverbindungen berücksichtigen, ohne daß durch Zurechtziehen von Pfählen in die Sollstellung unerwünschte Zusatzspannungen verursacht wurden.

Durch diese Futterstücke ergibt sich weiterhin der Vorteil, daß eine Ausklinkung der Schloßansätze der Stahlpfähle und eine Unterbrechung der durchlaufenden Schweißnähte, damit also eine ungünstige Kerbwirkung an Stellen vermieden wird, wo bereits durch die unvermeidlichen Bolzenlöcher zum Anbringen der Querverbindungen der Pfahlquerschnitt geschwächt ist. Ebenfalls können die Profileisen der Querverbindungen ohne Schwächung durchlaufen. Bei der Anordnung der Querverbindungen wurde Wert auf eine mit Rücksicht auf den Wasserstand möglichst tiefe Lage der untersten gelegt, um die Beanspruchung des Dalbens weitgehend auf alle Pfähle zu verteilen.

Der Festmachedalben der Abb. 1 entspricht diesen allgemeinen Grundsätzen. Er dient Schiffen, die vor den Kippern liegen, zum Verholen und wartenden zum Festmachen. Hierfür sind in verschiedenen Höhen auf den Querverbindungen 16 Stück Stahlgußpoller aufgeschraubt.

¹⁾ Bautechn. 1929, Heft 54, S. 849; 1932, Heft 5, S. 50.

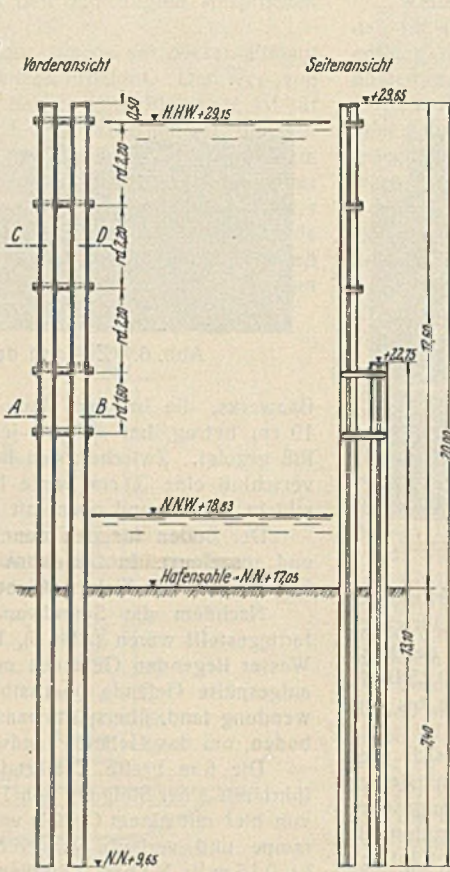


Abb. 2. Vierpfähliger Schutzdalben.

hat sich bewährt, so daß inzwischen 15 weitere Stahldalben ausgeführt wurden. Danach lohnt sich ein kurzer Rückblick über die angewandte Stahlbauweise¹⁾.

Die Dalben sind in reiner Stahlbauweise ausgeführt. Als Dalbenpfähle wurden dabei Union-Stahlkasten Größe II in Resista-Stahl mit 5000 kg/cm² Mindestfestigkeit, 20 bis 22% Dehnung, einer Mindestfließgrenze von 3600 bis 3800 kg/cm² und mindestens 0,4% Kupfergehalt verwendet. An Stelle des wegfallenden besonderen Schloßeisens sind beide Kastenhälften mit zwei durchlaufenden, im Lieferwerk elektrisch hergestellten Schweißnähten von etwa 6 mm Scherhöhe verbunden. Auch die Querverbindungen bestehen aus Stahl. Die Verwendung von Querverbindungen aus Holz würde Bauwerke mit Bauteilen recht verschiedener Lebensdauer ergeben und die Unterhaltungskosten der Dalben beträchtlich erhöhen. Zudem war es bei dem Baugrunde in den Häfen aus im allgemeinen grobem Kies ohne große Steine mit Hilfe geeigneter Rammgeräte und durch sorgfältige Arbeitsweise möglich, die Dalbenpfähle mit Abweichungen von nur wenigen Zentimetern von der Sollstellung zu rammen. Dieses geringe Maß ließ sich im wesentlichen leicht durch entsprechende paßrechte Bearbeitung der nach Aufmaß geschmiedeten oder gehobelten Stahlfutterstücke an den Querverbindungen berücksichtigen, ohne daß durch Zurechtziehen von Pfählen in die Sollstellung unerwünschte Zusatzspannungen verursacht wurden.

Durch diese Futterstücke ergibt sich weiterhin der Vorteil, daß eine Ausklinkung der Schloßansätze der Stahlpfähle und eine Unterbrechung der durchlaufenden Schweißnähte, damit also eine ungünstige Kerbwirkung an Stellen vermieden wird, wo bereits durch die unvermeidlichen Bolzenlöcher zum Anbringen der Querverbindungen der Pfahlquerschnitt geschwächt ist. Ebenfalls können die Profileisen der Querverbindungen ohne Schwächung durchlaufen. Bei der Anordnung der Querverbindungen wurde Wert auf eine mit Rücksicht auf den Wasserstand möglichst tiefe Lage der untersten gelegt, um die Beanspruchung des Dalbens weitgehend auf alle Pfähle zu verteilen.

Der Festmachedalben der Abb. 1 entspricht diesen allgemeinen Grundsätzen. Er dient Schiffen, die vor den Kippern liegen, zum Verholen und wartenden zum Festmachen. Hierfür sind in verschiedenen Höhen auf den Querverbindungen 16 Stück Stahlgußpoller aufgeschraubt.

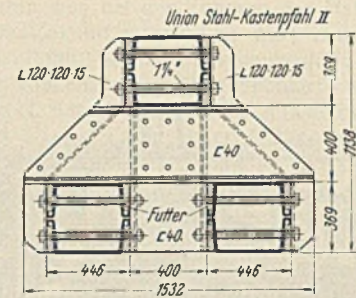
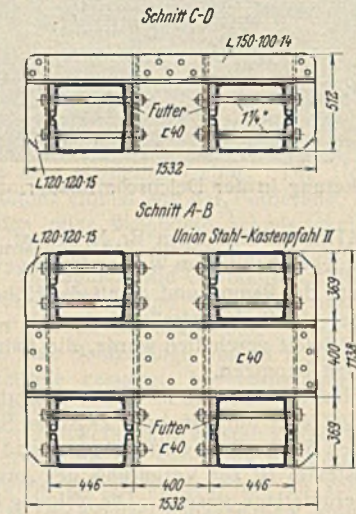


Abb. 3. Unterer Querschnitt eines dreipfähligen Schutzdalbens.



Zu Abb. 2.

Abb. 2 u. 3 zeigen vier- und dreipfählige Schutzdalben. Sie stehen vor Brückenpfeilern, die für eine Vertiefung der Hafensohle zur Sicherung mit Spundwänden umrammt und in ihrem unteren Teile verbreitert worden sind. Die Dalben sollen verhindern, daß bei höherem Wasserstande die Schifffahrt durch die Verbreiterung des Pfeilerfußes gefährdet wird (Abbild. 4). Nur ihre beiden 20 m langen vorderen Pfähle weisen die erforderliche Dalbenlänge bis 0,5 m über H.W. auf, während die hinteren 6,9 m niedriger endigen. In größerer Höhe kann ihr Querschnitt dem Momentenverlauf entsprechend entbehrt werden. Außerdem verringert sich dadurch die Gefahr, daß infolge ihrer Trägheit die Masse des oberen Dalbenteils bei niedrigem Wasserstande unter der Einwirkung eines Schiffsstoßes ein ideelles oberes Auflager bildet und der Dalben nicht als Kragträger, sondern als Balken auf zwei Stützen beansprucht wird.

Auf eine solche Wirkung war bei der Zerstörung eines Festmachedalbens durch einen vollbeladenen 900-t-Schleppkahn zu schließen, der bei sehr niedrigem Wasserstand mit voller Fahrt geradezu auf ihn aufgelaufen war. Die Bruchstellen lagen in diesem Falle bei drei Pfählen nicht an der Einspannstelle im Boden, sondern der Wirkung als Balken auf zwei Stützen entsprechend an der Stoßstelle. Solche Kräfte aufzunehmen, sind derartige Dalben natürlich nicht bestimmt.

Um die Masse des unteren Dalbenteils zu vergrößern, sind die Schutzdalben bis zur Höhe der hinteren niedrigen Pfähle mit reinem Kies gefüllt worden. Die dazu einen gewissen Rostschutz im Innern bildende Kiesfüllung wird sich aus dem gleichen Grunde auch für den unteren Teil von Festmachedalben empfehlen. Natürlich ist auch bei ihnen, wie bei allen Dalben großer Länge unter stark wechselnden Wasserständen, eine Verringerung der oberen Masse erwünscht, soweit es sich mit Rücksicht auf den Schiffsverkehr ermöglichen läßt. Bei den beschriebenen vierpfähligen Festmachedalben ist dies z. B. nicht möglich, da bei Endigung eines Teils der Pfähle in geringer Höhe bei höherem Wasserstand sich Schiffe auf ihren Köpfen aufsetzen und beschädigen könnten. Je nachdem aber derartige allseitig beanspruchte Dalben aus mehr als vier Pfählen bestehen, z. B. bei neunpfähligen, oder wenn mehrpfählige Dalben nur auf bestimmten Seiten beansprucht werden, wie die Schutzdalben vor Brückenpfeilern, wird sich gegebenenfalls eine Verringerung des Querschnitts nach oben ermöglichen lassen.



Abb. 4. Schutzdalben vor den Pfeilern der Oberbürgermeister-Lehr-Brücke II in Duisburg-Ruhrort.

Die Baukosten werden jeweils von den Rammkosten wesentlich beeinflusst, die von der Größe des Rammauftrages und der Nähe einer verfügbaren Schwimmramme abhängen und daher von Fall zu Fall stark schwanken können. Infolgedessen werden in der folgenden Kostenzusammenstellung die Baukosten aufgeteilt angegeben. Die darin aufgeführten Arbeiten waren an Unternehmer vergeben.

Abschließend bleibt zu bemerken, daß in keinem Falle Reibehölzer u. dgl. an den Dalben angebracht werden, weil sie nicht erforderlich sind und sich die Unterhaltungskosten dadurch wesentlich erhöhen würden. Die Stahlbauweise würde dadurch eine bedeutende Schwäche aufweisen. Trotzdem ist das anfängliche Mißtrauen der noch an den Baustoff Holz gewöhnten Schifffahrttreibenden dem Stahl gegen-

Kosten ausgeführter Holz- und Stahldalben.

1	2	3	4	5		6	Kosten der Dalbenpfähle				Kosten der Quer-		13							
							Bauart	Baujahr	Dalbenzahl des Auftrags	Pfahlzahl	Länge der Pfähle	Ramm-tiefe		Baustoff-		Rammkosten je Dalben	Zusammen	verbindungen		Gesamtkosten eines Dalbens (Spalte 10+12)
														Bedarf	Kosten je Dalben			Baustoff- und Anbringungs-Bedarf	Kosten je Dalben	
				Stück	m	m	m ³ bzw. t	RM	RM	RM	m ³ bzw. t	RM	RM							
Festmachedalben aus Holz	1927	7	5	{ 1 4 }	{ 17,0 15,5 }	4,5	12,6 m ³ ¹⁾	2150	450	2600	3,8 m ³ ¹⁾	1850 ²⁾	4450							
	1929	5	5	{ 1 4 }	{ 17,0 15,5 }	4,5	12,6 m ³ ²⁾	1260	700	1960	3,8 m ³ ¹⁾	2150 ³⁾	4110							
Festmachedalben aus Stahl	1934	1	4	4	19,25	6,0	11,95 t	2140	2650	4790	1,7 t	1000 ⁴⁾	5790							
Schutzdalben aus Stahl	1934	6	4	4	{ 2 2 }	{ 19,0 12,1 }	6,4	9,65 t ⁴⁾	1855	860	2715	1,1 t	945 ⁵⁾	3660						
			2	3	{ 2 1 }	{ 19,0 12,1 }	6,4	7,78 t ⁴⁾	1500	630	2130	1,0 t	840 ⁵⁾	2970						
	1935	8	4	4	{ 2 2 }	{ 20,0 13,1 }	7,4	10,25 t ⁴⁾	1970	760	2730	1,1 t	700 ⁵⁾	3430						
			4	3	{ 2 1 }	{ 20,0 13,1 }	7,4	8,25 t ⁴⁾	1585	575	2160	1,0 t	630 ⁵⁾	2790						

¹⁾ Pitchplne. — ²⁾ Oregonpine. — ³⁾ Einschließlich Festmacheringe, -ketten und -bolzen. — ⁴⁾ Resista-Stahl, doppelter Teerlackanstrich. — ⁵⁾ Einschließlich 16 Stahlgußpoller. — ⁶⁾ Einschließlich doppelten Mennigeanstrichs und doppelten Teerlackanstrichs der Querverbindungen und Ausbesserung des Anstrichs der Pfähle.

Unterhaltungskosten sind an den Stahldalben bisher nicht aufgetreten. Etwaige Beschädigungen werden sich bei der leichten Auswechselbarkeit der Querverbindungen ohne hohen Kostenaufwand ausbessern lassen. Für die Wiederherstellung von Schäden an den Pfählen steht außerdem das Schweißverfahren zur Verfügung. An den Holzdalben werden jährlich laufende Ausbesserungen ausgeführt.

über als überwunden zu betrachten. Daß die Stahldalben auch in ästhetischer Hinsicht befriedigen, ist aus Abb. 4 ersichtlich. Um die Öffnungen der Pfahlköpfe für die Ansicht von der Brücke zu verdecken, werden sie bei den Schutzdalben vor den Brückenpfeilern durch Abdeckbleche verschlossen, die mit angeschweißten Flacheisenfedern eingesetzt sind.

Alle Rechte vorbehalten. Die Beseitigung der im Hafen von San Francisco befindlichen Felsinseln.

Nach einem Bericht in Dock Harbour Nr. 182 (Dezember 1935) und Nr. 183 (Januar 1936) hat diese Maßnahme erhebliche Schwierigkeiten bereitet. Die Lage ist aus Abb. 1 ersichtlich. Zuerst wurde im Jahre 1870 der Blossom-Felsen beseitigt, der am meisten die Schifffahrt behinderte. Dieser Felsen, der an der Spitze nur 2,4 m Durchm. hat, liegt bei NW nur 1,5 m unter WS. Er sollte bis auf eine Wassertiefe von 7,3 m beseitigt werden, wo er eine Oberfläche von etwa 31 x 61 m hatte.

Zunächst versuchte man es durch Sprengungen an der Oberfläche, indem man gepackte Pulverladungen von 45 bis 90 kg Schwarzpulver versenkte und zur Entladung brachte. Trotz wiederholter Versuche wurde damit nichts erreicht. Dann versuchte man den Felsen zur Unterbringung der Sprengladung mit Bohrungen zu versehen. Zu diesem Zwecke wurde ein besonderer Bohrprahl gebaut, in dessen Boden eine Öffnung für den Austritt eines als Spundwand dienenden Stahlrohres vorgesehen war, von dem aus gebohrt werden sollte. Im ganzen mußten 6900 m³ entfernt werden. Aber auch so war nichts zu er-

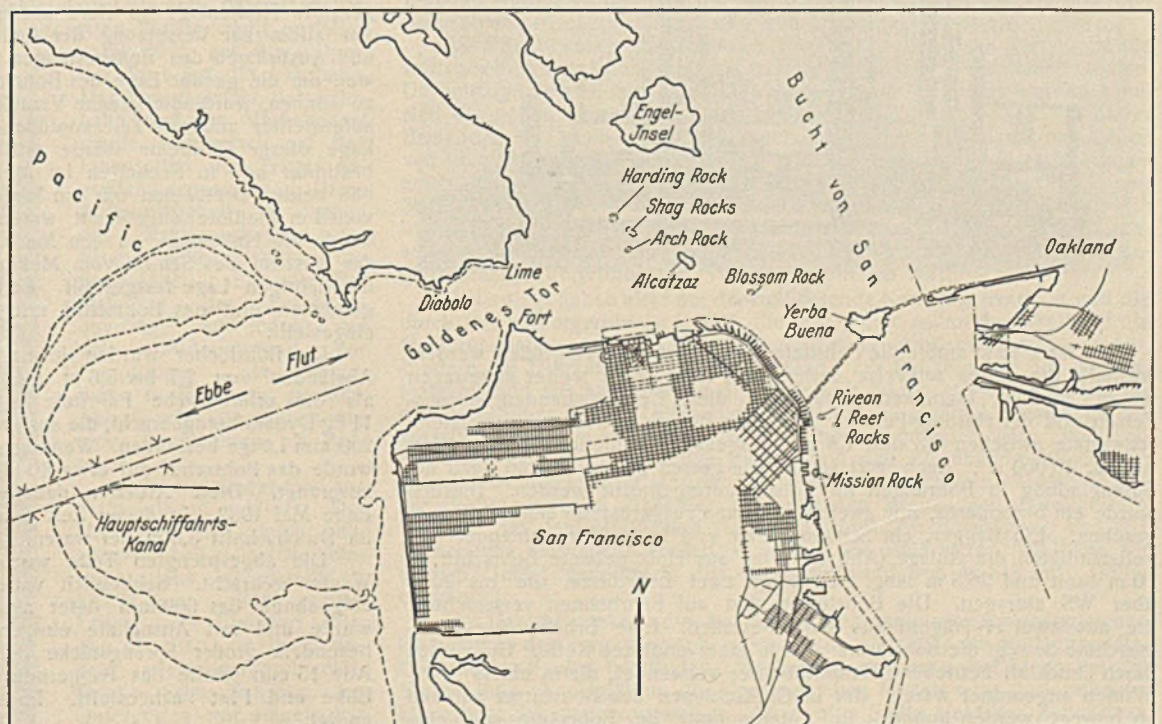


Abb. 1.

reichen, da infolge der sehr starken Strömung bei Ebbe und Flut und wegen der sehr hohen Wellen in der Bucht das als Spundwand dienende Stahlrohr nicht dichtzuhalten war und da der Pramm nicht sicher genug verankert werden konnte. Dann wurde ein aus Holz hergestellter Kastenfangedamm abgesenkt, der in der Mitte ein Stahlrohr von 1,8 m Durchm. aufwies. Auch dieses Rohr konnte nicht dichtgehalten werden. Man verwendete nun innerhalb des vorhandenen Stahlrohres zwei kleinere, setzte die Teile teleskopartig ineinander und dichtete die Zwischenräume mit Beton ab. Nun endlich konnte man im Fels einen genügend tief reichenden Schacht herstellen und von diesem aus, wie Abb. 2 zeigt, einen 42 m langen, 18 m breiten und 3,7 m hohen Stollen vortreiben. Hier wurde nun eine Sprengladung von 21,3 t Schwarzpulver untergebracht, der Stollen unter Wasser gesetzt und die Ladung elektrisch gezündet. Wasser und Felsstücke wurden bis zu 60 m Höhe geschleudert, doch wurden die Sprengstücke leider nicht ins tiefe Wasser geschleudert, sondern mußten nun noch durch besondere schwere Harken abgeschleppt werden. Es wurde so schließlich eine Fahrtiefe von 9,1 m erreicht.

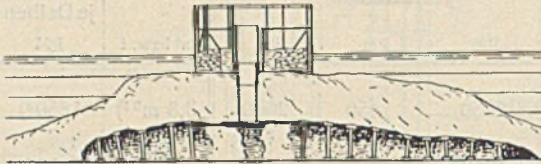


Abb. 2.

Im Jahre 1899 mußten weitere Felsen entfernt werden, und zwar die westlich der Insel Alcatraz liegenden: der Arch-Felsen und die um diesen liegenden, und schließlich der Shag-Felsen. Insgesamt handelte es sich dabei um die Beseitigung von 23 700 m³ bis auf eine Tiefe von 9,1 m. Diesmal wurde über dem zu entfernenden Felsen eine Arbeitsbühne errichtet, auf der besondere Bohrtürme aufgestellt wurden. Die Bühne am Arch-Felsen war 9000 m² groß und trug zwei Bohrtürme. Es wurden Bohrungen von 20 und 25,5 mm Durchm. hergestellt und schließlich 20 t Dynamit eingebracht. Als es soweit war, zerstörten hohe Grundwellen Teile der Arbeitsbühne und der Bohreinrichtungen. Es konnten so nicht alle Bohrlöcher hergestellt werden, und die schließlich doch vorgenommene Sprengung zerstörte den Fels nur teilweise, so daß sehr gefährliche Felsnadeln übrigblieben. Eine zweite Sprengung zerstörte schließlich fast den ganzen Rest der Arbeitsbühne, und schließlich wurden durch eine von oben aufgelegte Sprengladung die verbliebenen Felsreste beseitigt. Diese Arbeiten dauerten zwei Jahre. Ähnlich verlief die Beseitigung der Shag-Felsen.

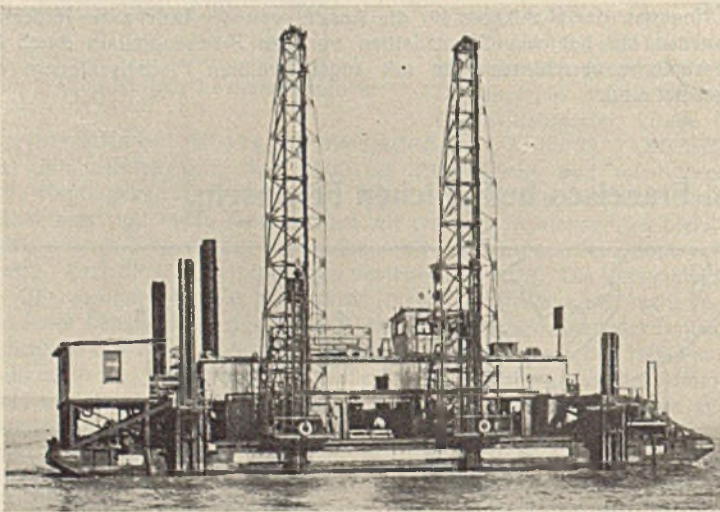


Abb. 3.

Im Jahre 1930 mußte die Fahrtiefe überall auf 12 m vergrößert werden, weshalb die schon teilweise entfernten Felsen noch weiter abgetragen werden mußten. Dazu kamen die bis in diese Tiefe reichenden Rincons-Felsen und der Harding-Felsen. Die Höhe der zu entfernenden Felsteile schwankte zwischen 0,3 und 1,8 m. Insgesamt handelte es sich dabei um rd. 40 000 m³. Auch jetzt sollten die Felsen gesprengt und dazu die Sprengladung in Bohrungen im Felsen untergebracht werden. Diesmal wurde ein besonderes, mit zwei Bohrtürmen ausgerüstetes Bohrschiff vorgesehen. Ein Bagger, ein Schwimmkran und zwei Motorschlepper vervollständigten die Anlage (Abb. 3). Das aus Holz gebaute Bohrschiff ist 10 m breit und 36,5 m lang. Es trägt zwei Bohrtürme, die bis 20 m über WS aufragen. Die Bohrtürme sind auf Fahrbahnen verschiebbar, die aus zwei H-Trägern aus Stahl bestehen. Eine Druckwasser-Kraftmaschine bewegt die Bohrtürme mittels einer endlosen Kette. Es wurden durch Druckluft betriebene Hammerbohrer verwendet, die in einem Stahlrahmen angeordnet waren, der in Gleitschienen des Bohrturms auf und ab bewegt werden konnte. Im unteren Ende der Bohrsäule war eine

Stopfbuchse vorgesehen. Zum leichteren Einsetzen der Stahlbohrer und zum Einbringen der Sprengladung waren die Bohrsäulen oben erweitert. Die die Bohrer antreibenden Druckluftmaschinen waren oben auf dem Bohrturm angeordnet und bewegten die Bohrer durch eingesetzte miteinander verschraubte Rohre, in die gleichzeitig eine zum Ausspülen der Bohrlöcher dienende Druckwasserleitung eingesetzt war, die mit 9 at betrieben wurde. Das Bohrschiff besaß vier an den Ecken angeordnete bewegliche Stützen, deren jede mit einer besonderen Hubwinde ausgerüstet war. Jede Stütze war 18 m lang und bestand aus drei je 610 mm hohen I-Trägern. Im Betriebe wurde das Schiff auf diesen Stützen abgestützt, so daß die Bewegungen durch Wellen oder Strömung ausgeschaltet waren. Gewöhnlich wurde das Schiff nur 150 mm, zeitweise aber bis auf 460 mm angehoben. Genügte bei sehr hohem Wellengang auch das nicht, wurde das Bohren unterbrochen.

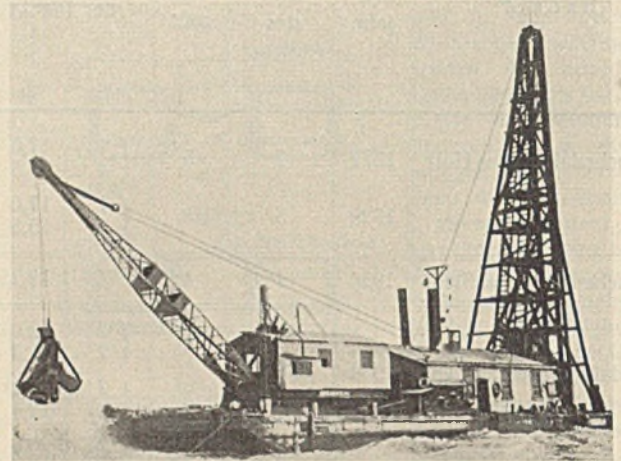


Abb. 4.

Außerdem war das Schiff noch mit sechs Stahlrossen verankert, je eine an Bug und Heck und je zwei an Steurbord und Backbord. Jede Ankerrosse führte zu einer besonderen an Bord aufgestellten Winde. Auf dem Schiff waren auch die Kesselanlage, die Kompressoren und eine elektrische Kraftanlage untergebracht. Die Baggereinrichtungen waren auf einem aus Holz gebauten 9,7 m breiten und 35,6 m langen Schiff untergebracht. Ein Greifer von 7 t Gewicht war an einem 16,5 m langen Ausleger angeordnet (Abb. 4). Außerdem war ein 12 m langes Baggernetz am Schiffsrumpf vorgesehen, um die abgebagerte Fläche einebnen zu können. Das Netz ist zwischen zwei seitlich am Schiffsrumpf angebrachten 61 cm hohen I-Trägern gespannt, die vorn durch einen eichenen Füllbalken verbunden sind, der mit einer gezahnten Platte versehen ist. Zwei Stahlseile tragen die Anlage, sie sind an einander gegenüberliegenden Stellen des Schiffsrumpfes über Rollen gelegt und zu voneinander unabhängigen Hubwinden geführt. Zwei Schleppleinern führen von den Enden des Trägers zu den an Deck stehenden Winden. Vier Seitenleinern und eine Heckleine hielten das Schiff in seiner Lage. Schließlich war auf dem Bagger noch ein Bohrturm angeordnet. Auch hier war die gesamte Kraftanlage an Bord untergebracht. Der Schwimmkran diente vor allem zur Versetzung der Anker für das Bohrschiff und zum Ein- und Ausbringen des Bohrgestänges. Wenn die Arbeitsstelle zu weit weg war, um die genaue Lage des Bohrschiffes von Land aus jeweils festlegen zu können, wurde die genaue Verankerung mittels zweier auf dem Felsen aufgestellter und mit Teleskopfüßen versehener Dreibeine erreicht. Die Lage dieser Dreibeine wurde mittels Sextanten von Land aus genau bestimmt und in Seekarten im Maßstab 1:20 eingetragen. Zwischen den beiden Dreibeinen war ein Meßdraht gespannt, an dem im Abstände von 3 m Meßlote angebracht waren. Mit Hilfe eines Visiers an Bord wurde die Höhenlage an den Meßloten bestimmt, und außerdem wurde der Abstand des Schiffes vom Meßdraht gemessen und so das Schiff in der richtigen Lage festgestellt. Beim Arbeiten wurde alle 10 bis 30 min gemessen und das Bohrschiff mit seinen Stützen durch Anheben neu eingestellt.

Die Bohrlöcher wurden je nach der Beschaffenheit des Felsens in Abständen von 2,7 bis 3,6 m niedergebracht und 1,5 bis 2,5 m tiefer als die erforderliche Fahrtiefe gebohrt. In jedes Bohrloch wurden 11 kg Dynamit eingebracht, die aus zwölf Stäbchen von 50 mm Durchm. und 200 mm Länge bestanden. Wenn acht bis zehn Bohrlöcher geladen waren, wurde das Bohrschiff auf etwa 40 bis 50 m Abstand entfernt, dann wurde gesprengt. Diese Arbeiten dauerten von Anfang Dezember 1931 bis Ende Mai 1932. In dieser Zeit wurden 2646 Bohrlöcher hergestellt, die im Durchschnitt 3,6 m tief waren.

Die abgesprengten Teile wurden ausgebagert und in das tiefe Wasser gebracht. Schließlich wurde alles mit Hilfe des Baggernetzes eingeebnet, das 600 mm tiefer als die einzuebnende Fläche eingestellt wurde und mit Ausnahme einiger von oben dann noch gesprengter besonders großer Sprengstücke den Rest in tiefes Wasser schleifte. Alle 15 min wurde das Baggernetz entsprechend der Veränderung von Ebbe und Flut nachgestellt. Im August 1932 waren die Arbeiten beendet. Schm.

Vermischtes.

Technische Hochschule Darmstadt. Aus Anlaß des 100jährigen Bestehens wurde u. a. Wolmar Knut Axel Fellenius, Professor an der Technischen Hochschule Stockholm, zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften, insbesondere um die wissenschaftliche Durchdringung des Wasserbauversuchswesens und der Bodenmechanik.

Ferner wurden u. a. zu Ehrensatoren ernannt: der Vizepräsident der Reichbahndirektion Mainz Gustav Koehler in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der Technischen Hochschule Darmstadt und des Eisenbahnwesens, sowie Dr.-Ing. chr., Dr. rer. techn. h. c. Gottwald Schaper, Reichsbahndirektor, Geh. Baurat in Berlin, auf Grund seiner hervorragenden Leistungen, die er sich um das deutsche Brückenbauwesen erworben hat.

Mc Millin-Brücke, Tacoma, Wash. Etwa 25 km südöstlich von Tacoma wurde im September 1936 eine Parallelträgerbrücke aus Eisenbeton zur Überführung einer Landstraße über den Puyallup-Fluß fertiggestellt. Diese wegen der Ausbildung der Träger bemerkenswerte Brücke ist in Eng. News-Rec. 1936, Bd. 116, Nr. 1, S. 1 bis 4, erläutert.

Die Brücke liegt im Zuge der Landstraße zwischen den Städten Summer und Orting im Staate Washington und dient als Ersatz einer von dem Fluß durch Hochwasser beschädigten älteren Stahlbrücke von 45 m Stützweite. Für die neue Brücke wurde nach vergleichenden Kostenberechnungen zwischen Entwürfen in Stahl und Eisenbeton der letztere Baustoff gewählt mit Rücksicht auf eine Kostenersparnis von

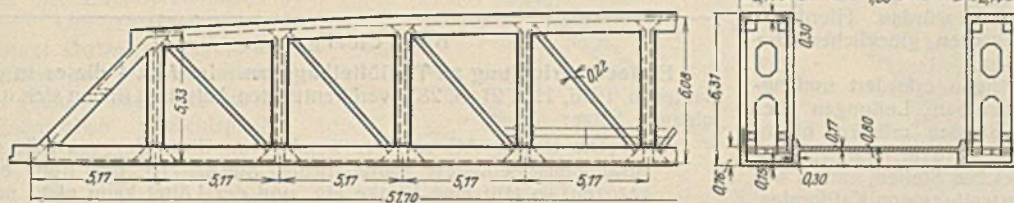


Abb. 1.

826 £. Sie liegt nahe und parallel einer Eisenbahnbrücke aus Stahl, die eine Zweiglinie der Nord-Pacific-Bahn über den Fluß führt. Sie hat eine Stützweite von 51,8 m zwischen den Widerlagern, an beiden Ufern schließen sich Vollwandträger von rd. 6 m Stützweite aus Eisenbeton an. Die Pfeiler sind etwa bis 4,50 m unter die Geländelinie geführt und stehen auf stählernen H-Pfählen. Der Fahrdamm hat eine Breite von 6,7 m; die beiderseitigen Fußwege durchqueren die Hauptträger in der Längsrichtung, so daß also Streben und Ständer rahnenförmig ausgebildet sind. Die Brücke ist die weitest gespannte Parallelfachwerkträgerbrücke in den V. St. A. Die Fußwege haben eine Breite von etwa je 90 cm (Abb. 1).

Die Brücke hat, wie aus Abb. 1 ersichtlich, im Obergurt wegen der breiten Ausbildung der Hauptträger keinen Querverband. Die Streben wurden erst betoniert, nachdem die Stahleinlagen die volle Eigengewichtslast übernommen hatten. Von dem gesamten Eigengewicht entfallen axial 60% auf die Träger, der Rest auf die Fahrbahn. Das Eigengewicht der Fahrbahn und die Verkehrslast wurde rechnerisch auf den Innenseiten der Träger angreifend angenommen. Diese Außermittigkeit ist wegen des Zusammenhanges der Eisenbetonkonstruktion unvermeidlich. Für die Berechnung der Fahrbahnquerträger ist jedoch der volle Mittenabstand der Hauptträger als Stützweite in Rechnung gestellt. Abb. 2 zeigt die Bewehrung einer Senkrechten am Auflager.

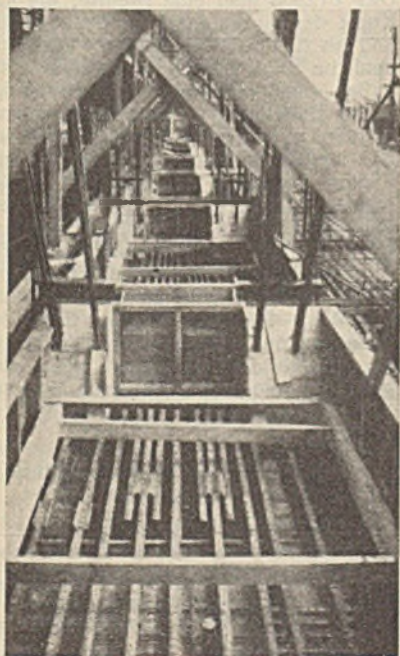


Abb. 2

Alle Zugglieder sind aus Stahleinlagen gebildet. Der Untergurt und einige Diagonalen haben solche Einlagen aus Quadratstäben 38 · 38 mm. Bei großen Längen der Einlagen wurden die Stäbe an ihren Enden aneinandergeschweißt. Solche Schweißstellen des Untergurtes mit eingelegten Abstandhaltern sind aus Abb. 3 ersichtlich.

An den Enden der Gurte und der Streben sind die Einlagen durch große Abbiegungen im Beton verankert. Ober- und Untergurt haben U-förmigen Querschnitt.

Der Auflagerdruck am Ende eines Längsträgers setzt sich zusammen aus etwa 213 000 kg vom Eigengewicht und 47 000 kg von der Nutzlast, so daß also das Eigengewicht etwa 82% des Gesamtauflagerdruckes erzeugt.

Betoniert wurde auf von Pfählen unterstützter Holzschalung, und zwar die Fahrbahn und die Untergurte in ununterbrochenem Arbeitsgang. Danach wurden die Ständer und Endstreben, dann die Obergurte und zum Schluß die Streben betoniert. Der Beton wurde durch eine elektrische Einrüttelvorrichtung sorgfältig verdichtet.

—Zs.—

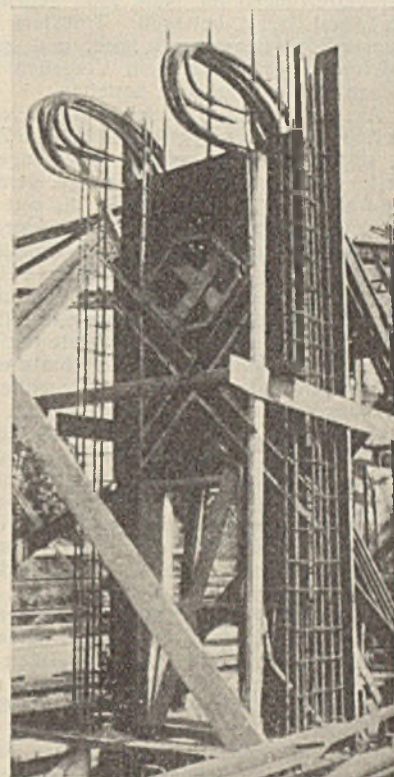


Abb. 3.

Die Beseitigung von schienengleichen Straßenübergängen in den V. St. A. Die Zahl der schienengleichen Kreuzungen zwischen Straße und Eisenbahn in den V. St. A. wird nach Concrete 1936, April, auf ungefähr 240 000 geschätzt. Diese Zahl erscheint an sich schon hoch, und sie bleibt auch hoch, wenn man sie zu der Streckenlänge der amerikanischen Eisenbahnen in Beziehung setzt. Bei einer Streckenlänge von rd. 400 000 km käme auf je 1,6 km eine solche Kreuzung. Sachkundige Schätzung bezeichnet 30 000 dieser Kreuzungen als so hinderlich und gefährlich für den Verkehr, daß sie durch Über- oder Unterführungen ersetzt werden müßten. Dabei sollte die Zahl der Kreuzungen durch Zusammenfassung mehrerer von ihnen zu einem Bauwerk erheblich vermindert werden. Die Straßenübergänge stammen ja aus der Zeit des Pferdeverkehrs, in der ein Umweg schwer ins Gewicht fiel; heute, in der Zeit des Kraftverkehrs, wäre es sehr wohl möglich, den Verkehr mehrerer benachbarter Kreuzungen auf eine von ihnen zu verweisen.

Vom Standpunkte des Verkehrs sowohl der Eisenbahn wie der Straße sollten schienengleiche Übergänge zwischen beiden ganz vermieden werden. Der einzige Grund, mit dem ihr Vorhandensein verteidigt werden kann, sind die hohen Kosten, die ihre Beseitigung erfordern würde. In dieser Beziehung ist schon mancherlei geschehen; so sind in den zehn Jahren von 1925 bis 1934 6507 solche Übergänge durch Über- oder Unterführungen ersetzt worden. Die größte Zahl, die auf einen Bundesstaat entfiel, war 565 in Missouri, die kleinste 7 in Delaware; der Durchschnitt betrug 135 in allen Staaten. Die genannten Zahlen lassen erkennen, daß die beseitigten Übergänge sehr ungleichmäßig verteilt sind, was auf eine ungleichmäßige Verteilung des Verkehrs schließen läßt.

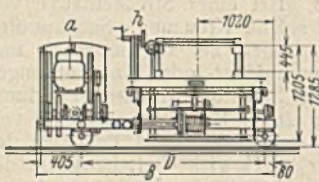
Neuerdings haben nicht nur der zunehmende Kraftwagenverkehr und die durch ihn hervorgerufenen Unfälle die allgemeine Aufmerksamkeit auf die Gefahrenquelle gerichtet, die schienengleiche Straßenübergänge bilden, sondern bei Durchführung der Maßnahmen zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit und zur Ankurbelung der Wirtschaft wurde es auch möglich, für die Beseitigung dieser Gefahrenquelle Mittel in einem Umfange bereitzustellen, wie es in anderen Zeiten nicht möglich gewesen wäre. Während sonst die Kosten für derartige Bauten von den Eisenbahngesellschaften getragen werden müssen, sind neuerdings aus Bundesmitteln 200 Mill. Dollar zur Beseitigung von 2000 der gefährlichsten Kreuzungen bereitgestellt worden. Im Jahre 1935 sind davon 33,5 Mill. zur Beseitigung von 661 Kreuzungen verbraucht worden, und bis Ende 1935 waren 522 Pläne auf diesem Gebiet genehmigt, die einen Aufwand von 46,145 Mill. Dollar erfordern.

Die Gesichtspunkte, die bei der Beseitigung von schienengleichen Übergängen den Ausschlag geben, sind andere als die, die die Notwendigkeit anderer Bauten begründen. Es handelt sich an erster Stelle um die Vermeidung von Unfällen, die Menschenleben kosten oder doch schwere körperliche Schäden verursachen. An zweiter Stelle steht der Zeitverlust, der für den Straßenverkehr beim Warten vor und während der Vorüberfahrt eines Zuges entsteht. Trotz der Zunahme des Kraftwagenverkehrs,

die von 1923 bis 1933 eine Vermehrung der Kraftwagenunfälle um 95%, also fast eine Verdoppelung zur Folge gehabt hat, hat die Zahl derartiger Unfälle an der Kreuzung von Eisenbahn und Straße in dem genannten Zeitraum von 5060 auf 3673, also um 27,4% abgenommen; 2268 Todesfälle und 6314 Verletzungen im Jahre 1923 standen 1554 Todesfälle und 4300 Verletzungen im Jahre 1933 gegenüber. Die Abnahme hat also 31,5% und 31,9% betragen. Trotzdem ist die Zahl derartiger Unfälle immer noch erschreckend hoch, und aus ihr läßt sich sehr wohl die Forderung nach tatkräftigem Vorgehen bei Beseitigung der schienen- gleichen Straßenübergänge herleiten.

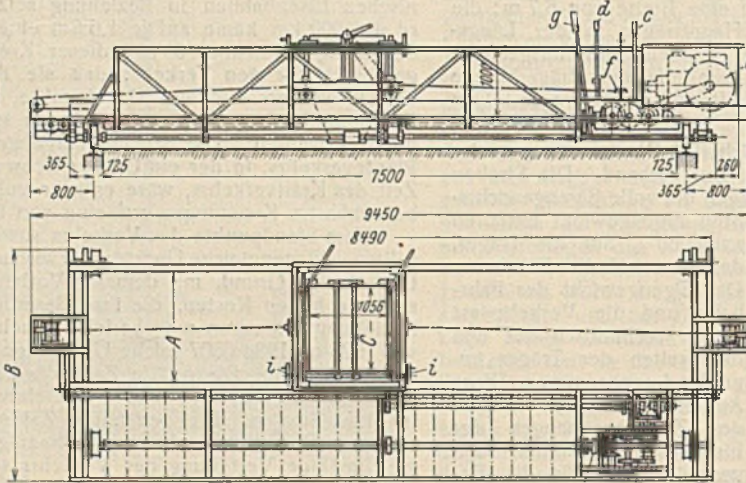
Auf den Staat Kalifornien entfielen von den zum Bau von Über- und Unterführungen bereitgestellten Mitteln 7,5 Mill. Dollar. Für diesen Betrag sollen 39 schienen- gleiche Übergänge beseitigt werden. Als Unterlage für die Auswahl der Übergänge, deren Beseitigung am nötigsten ist, diente eine Statistik der Unfälle, die seit dem Jahre 1926 geführt worden war. Aus ihr ergab sich, daß sich 70% der Unfälle an 10% der Kreuzungen ereignet hatten und daß 40% der Unfälle auf 3% der Kreuzungen entfielen, 67% der Kreuzungen waren frei von Unfällen. Es gibt also Kreuzungen, an denen Unfälle gar nicht oder selten vorkommen, während andere eine besondere Gefahrenquelle bilden. Hieraus ergeben sich die Gesichtspunkte für die Dringlichkeit der Planungen auf diesem Gebiete und für ihre Ausführung. Dabei sind die Kosten zu berücksichtigen, die im einzelnen Falle entstehen, und schließlich auch die Zeitverluste, die durch das Warten auf die Züge für die Kraftwagen verursacht werden. Die Kosten sind besonders hoch, wenn der Übergang innerhalb einer Ortschaft liegt, aber die Zeitverluste und die Unfälle bleiben bei diesen Übergängen häufig in angemessenen Grenzen. Dagegen sind Übergänge im Zuge belebter Landstraßen zuweilen besonders gefährlich, und es gilt, viele Gesichtspunkte abzuwägen, wenn die planmäßige Beseitigung der Übergänge vorbereitet werden soll. Eine Schwierigkeit entstand dabei noch dadurch, daß an die Überweisung der Bundesmittel die Bedingung geknüpft war, daß 40% für Arbeitslöhne ausgegeben würden. Hierdurch wäre die Ausführung der Bauten sehr verteuert worden, glücklicherweise wurde diese Bedingung aber später fallen gelassen.

Die Belastung von schienen- gleichen Übergängen erfordert umfangreiche Vorarbeiten. Grund und Boden muß erworben, Leitungen aller Art müssen verlegt werden; die anstoßenden Straßen müssen, häufig sowohl nach Höhe wie nach Richtung, verlegt werden. Zu alledem bedarf es umfangreicher Verhandlungen mit zahlreichen Stellen, und es war daher keine leichte Aufgabe für die Straßenbauverwaltung von Kalifornien, der Forderung der Bundesregierung zu genügen, daß die Pläne so gefördert würden, daß mit dem Bau am 15. Dezember 1935 angefangen werden könnte. Zur Zeit werden in Kalifornien an 15 Staatsstraßen außerhalb der Städte, an 10 Staatsstraßen innerhalb von Städten, an 12 anderen städtischen Straßen und an 2 Bezirksstraßen die bisherigen Übergänge über die Eisenbahn in Gleichhöhe durch Über- und Unterführungen ersetzt. Wkk.



Verteilwagen für Beton in der Längs- und Querrichtung der Straße. Das Verteilen des Betons auf das Planum der Reichskraftfahrbahnen geschah vielfach nur in der Querrichtung der Straße, wobei entsprechend gebaute Geräte verwendet wurden¹⁾. Es hat sich jedoch gezeigt, daß das Verteilen in der Längsrichtung manchmal günstiger ist, weil gegenüber dem Querverteilen ein gewisser Zeitgewinn erzielt wird. Die Dinglerwerke AG. haben daher einen Verteilwagen entwickelt, mit dem der Beton in der Längs- und Querrichtung aufgebracht werden kann (s. Abb.). Trotzgeringen Eigengewichts ist der Wagen sehr fest gebaut, da in den Straßensteigungen bis 6% an die Verteilwagen große Anforderungen gestellt werden (dauerndes Anfahren unter Vollast u. dgl.), denen durch bloße Verstärkungen des Wagens und der Getriebeteile wegen der damit verbundenen Erhöhung des Eigengewichts nicht Rechnung getragen werden kann.

Der Verteilkübel mit einem Inhalt von 1 m³ bei Quer- und Längsverteilen und 1,5 m³ bei Längsverteilen wird in der Querrichtung durch



Beton-Verteilwagen für Längs- und Querrichtung.

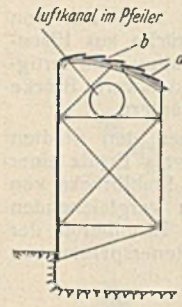
a Antriebmotor, b zweistufiges Schaltgetriebe, c Geschwindigkeitsschalthebel, d Schalthebel für Vor- und Rückwärtsfahrt, e Bandbremse, f Fußhebel zur Bremse, g Schalthebel zum mechanischen Querverfahren des Kübels, h Handkurbel zum Querverfahren des Kübels, i Handräder zum Verstellen des Kübelauflaufes.

Kübelinhalt	1	1,5
Geschwindigkeiten in der Längsrichtung . . . m/min	33 und 73	33 und 73
Geschwindigkeit in der Querrichtung . . . m/min	21	21
Spurweite des Kübels (A) m	1,47	2,02
Länge des Gerätes (B) m	3,06	3,61
Länge des Kübels (C) m	1,1	1,65
Radstand des Gerätes (D) m	2,4	2,95

zwei seitlich am Rahmen angebrachte Seiltrommeln bewegt, wobei das Gerät stillsteht. Zum Verteilen in der Längsrichtung wird das ganze Gerät verfahren. Die Längsträger des Rahmens sind so fest, daß auch bei der größten Belastung mit 1,5 m³ Beton keine Durchbiegung eintritt und das Verteilen stets planeben ausfällt. Das Drehmoment des 12-PS-Dieselmotors (Deutz), der sich zur Vermeidung von Schwingungen unmittelbar über dem einen Laufrade befindet, wird über eine Rollenkette, eine Kupplung und ein zweistufiges Getriebe für Vor- und Rückwärtsfahrt mit Bremse auf das Fahrwerk übertragen. Durch einen Handhebel kann das Querverfahren des Kübels unabhängig von der Fahrtrichtung des Gerätes eingeschaltet werden. In der Längsrichtung verteilt man den Beton mit der kleineren Geschwindigkeit, damit der Beton gleichmäßig aus dem Kübel ausläuft. R.

Patentschau.

Einrichtung an beweglichen Überfall- und Unterschußwehren zur Belüftung des sich zwischen Wasserstrahl und Wehrhaut bildenden Unterdruckraumes. (Kl. 84a, Nr. 602437 vom 20. 1. 1931 von Heinz A. Lang in Wiesbaden.) Um Schwemmsel, Eisstücke od. dgl. ohne Nachteil für den Verschlusskörper abzuführen, wird die Wehrhaut an den Stellen, an denen die schlitzförmigen Öffnungen angeordnet sind, aus einzelnen schuppenartig übereinandergelegten Blechen a gebildet, während die schlitzförmigen Öffnungen b dadurch entstehen, daß die Blechen nicht dicht aufeinandergelegt werden. Die Öffnungen b verbinden den sich zwischen Wasserstrahl und Wehrhaut bildenden Unterdruckraum mit dem Wehrkörperinneren, das mit der Außenluft in Verbindung steht.



Berichtigung.

Entleervorrichtung an Tieflöffelbaggern. Im Abs. 4 dieses in der Bautechn. 1936, Heft 21, S. 285, veröffentlichten Aufsatzes finden sich u. a. folgende Sätze:

„Die Demag AG z. B. verwendete an ihren Baggern E 20 ein zusammenschiebbares, rohrähnliches Stück. Ist das Rohr ausgezogen, so fällt eine Klinke ein, und der Löffel kann nicht nach rückwärts ausweichen. Gleichzeitig mit dem Ziehen des Entleereselles zum Zurückdrehen des Löffels wird die Sperrvorrichtung aufgehoben, so daß der Löffel über den Anschlag zurückdrehen kann.“

Zu dem ersten Satze ist zu bemerken, daß die Demag an einem Bagger E 20 auf einer Baustelle in Thüringen eine solche Einrichtung

nur probeweise etwa 14 Tage betrieben hat. Die Einrichtung ist dann zurückgenommen und verschrottet worden. An einem Bagger E 21 ist allerdings eine solche Einrichtung in Belgien u. W. bis heute in Betrieb. Weitere Bagger mit Einrichtungen dieser Art gibt es nicht. — Eine Klinke bzw. eine Sperrvorrichtung, die das Zurückdrehen des Löffels verhindern soll (Satz 2 u. 3), findet sich bei jener Einrichtung nicht. Auch ein besonderes Entleeresell ist nicht vorhanden, sondern das Auslegerhubseil ist nach DRP 612903 über eine Bremse, die am Kopfe des Grundauslegers sitzt, geführt und bis zum Löffel verlängert. Das rohrähnliche Stück ist nur ein einfacher Luftpuffer ohne jede weitere Bestimmung. Diese Einrichtung ist nicht weitergebaut worden, weil es mit ihr nicht möglich ist, den Löffel wahlweise bei großer und kleiner Ausladung zu entleeren. — Bei unserer jetzigen Bauart, die wir an den Baggern E 30, 31 und 32 verwenden, wird allerdings die Sperrvorrichtung, die das Zurückdrehen des Löffels verhindert, mit dem Ziehen des Entleereselles aufgehoben. Für den Bagger E 33 ist entgegen der Annahme des Verfassers eine Tieflöffel-Einrichtung nicht vorgesehen, und die Maßtabelle unserer Kataloge gibt hierfür auch keine Angaben.

Demag Aktiengesellschaft,
Duisburg.

INHALT: Neubau der Treskowbrücke in Berlin-Schöniewald. — Der Hafen von Motzen unterhalb Vegesack (Unterweser). — Dalben in reiner Stahlbauweise in den Duisburg-Ruhrorter Häfen. — Die Beseitigung der im Hafen von San Francisco befindlichen Felsinseln. — Vermischtes: Technische Hochschule Darmstadt. — Mc Millin-Brücke, Tacoma, Wash. — Die Beseitigung von schienen- gleichen Straßenübergängen in den V. St. A. — Verteilwagen für Beton in der Längs- und Querrichtung der Straße. — Patentschau. — Berichtigung.

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

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 37, S. 485; ebenda 1934, Heft 49, S. 651.