

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 26. Juli 1935

Heft 32

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hubbrücke über die Rethe in Harburg-Wilhelmsburg.

Von Regierungsbaurat C. Behrends und Dipl.-Ing. J. Karwatyk bei der Hamburgisch-Preußischen Hafengemeinschaft G. m. b. H.

I. Vorgeschichte.

Als Preußen in den Jahren 1924 bis 1926 zur Erweiterung des Harburger Hafens die Rethe seeschifftief ausbaute, den Reiherstieg begradigte, verbreiterte und vertiefte und durch Aufhöhen der Randflächen mit den gewonnenen Bodenmengen auf Kattwyk neues Hafengelände entstand, wurde die Notwendigkeit erkannt, diesem Gelände eine unmittelbare Straßenverbindung mit dem Hamburger Freihafen über Neuhofo zu geben. Der Bau konnte jedoch erst nach Verständigung mit Hamburg begonnen werden, da das für die Straße erforderliche Gelände auf Neuhofo hamburgisches Eigentum war. Der Staatsvertrag zwischen Hamburg und Preußen vom 9./13. März 1929 über die Gründung einer Hafengemeinschaft sicherte den gemeinsamen Ausbau des nunmehr vereinheitlichten Hafengebietes von Kattwyk-Hohe Schaar und von Neuhofo. In dem als Anlage dem Verträge beigefügten Ausbauplan wurde der Bau einer Straße von Kattwyk nach dem Hamburger Freihafen einschließlich der Brücke über die Rethe als vordringlich bezeichnet. Die dann einsetzende Wirtschaftskrise hinderte den Baubeginn, bis die örtlichen Verhältnisse zur Ausführung zwangen und das Arbeitsbeschaffungsprogramm der nationalsozialistischen Regierung das Bereitstellen der erforderlichen Geldmittel ermöglichte.

Kattwyk mit der Kalt-Umschlagsanlage hatte Straßen- und Gleisanschluß nur über die Brücken der Reiherstieg-Sperrschleuse, Neuhofo mit seinen Großindustriewerken nur über die Neuhofoer Drehbrücke über den Reiherstieg. Diese 1898/99 erbaute Brücke hat eine nutzbare Breite von 4,20 m zwischen den Hauptträgern und überführt das Eisenbahngleis innerhalb der Straße. Für den Eisenbahnverkehr genügt sie nur dem Lastenzug $K=0,7 G$, während sie für die Lasten des Straßenverkehrs ausreicht. Der auch trotz der Wirtschaftskrise ständig zunehmende Eisenbahnverkehr der Neuhofoer Industrien bedingte ein täglich viermaliges Sperren der Brücke von bis zu 20 min Dauer, um die Güterzüge zustellen zu können. Der in gleichem Maße zunehmende Lastwagenverkehr wurde aber neben dem Sperren der Brücke durch die Eisenbahn noch durch häufiges Öffnen der Brücke für den Schiffsverkehr gehemmt. Hinzu kommt, daß das Zuführungsgleis zur Neuhofoer Drehbrücke die wohl am stärksten in Deutschland belastete Straße Hamburg—Harburg flächengleich kreuzt und auch hier erhebliche Verkehrsunterbrechungen verursachte.

Die Brücke über die Rethe gleicht alle diese Nachteile aus. Sie übernimmt nunmehr den Eisenbahnanschluß für Neuhofo und entlastet die Drehbrücke durch Wegfall des Zugverkehrs. Sie ermöglicht es, daß ein sonst für den Eisenbahnverkehr erforderlich werdender Neubau der Drehbrücke mit einem Kostenaufwande von 1 Mill. RM noch auf Jahre hinaus verschoben werden kann. Die Brücke über die Rethe gibt Kattwyk-Hohe Schaar die unmittelbare Verbindung mit dem Hamburger Freihafen und verkürzt den Landweg nach Hamburg um 5 km.

Für die Schifffahrt ist die Rethe der Zugangsweg zum Reiherstieg und seinen Nebenkanälen mit einer großen Zahl von Werften und Industrie-

werken. Der Reiherstieg selbst hat nach Süderelbe und Norderelbe hin feste Brücken, die nur ein Durchfahren von niedrigen Fahrzeugen gestatten. Eine Brücke über die Rethe muß daher beweglich sein, da zahlreiche Fahrzeuge mit hohen Masten und Deckaufbauten die am Reiherstieg gelegenen Anlagen aufsuchen. Die Hafengemeinschaft ist aber auch Eigentümerin des am Reiherstieg oberhalb der Rethe-Abzweigung gelegenen Hafengeländes. Eine zweckmäßige Ausnutzung dieser gut zu Eisenbahn und Straßen gelegenen hochwertigen Flächen bedingt, den Zugang für Seeschiffe freizuhalten und der beweglichen Brücke über die Rethe eine solche Gründungstiefe zu geben, daß jederzeit Seeschifftiefe hergestellt werden kann.

Die Brückenachse mußte soweit wie möglich nach Osten verschoben werden, um unterhalb der Brücke lange Kalstrecken zu erhalten. Für die Eisenbahn mußte gute

Anschlußmöglichkeit an die auf Kattwyk schon vorhandenen Bahnanlagen gewahrt bleiben. Durch diese beiden Forderungen ergab sich ein Schiefstehen der Brückenachse zur Mittellinie der Rethe um einen Winkel von 63° (Abb. 1).

II. Allgemeine Entwurfsgrundlagen.

a) Wahl der Brückenbauart.

Die Rethebrücke soll künftig von 8000-t-Schiffen durchfahren werden können. Dies bedingt eine Lichtweite der frei zu machenden Öffnung von 25 m. Diese Durchfahrweite würde aber mit fortschreitendem Ausbau des Gesamthafengeländes dem zu erwartenden lebhaften Verkehr von Binnenschiffen und Hafenzugfahrzeugen keinesfalls genügen. Es mußte also noch eine weitere Durchfahrt mit festem Überbau vorgesehen oder die bewegliche Öffnung vergrößert werden. In dem Vorentwurf wurden daher den zu vergleichenden Brückenarten folgende Überbauten zugrunde gelegt:

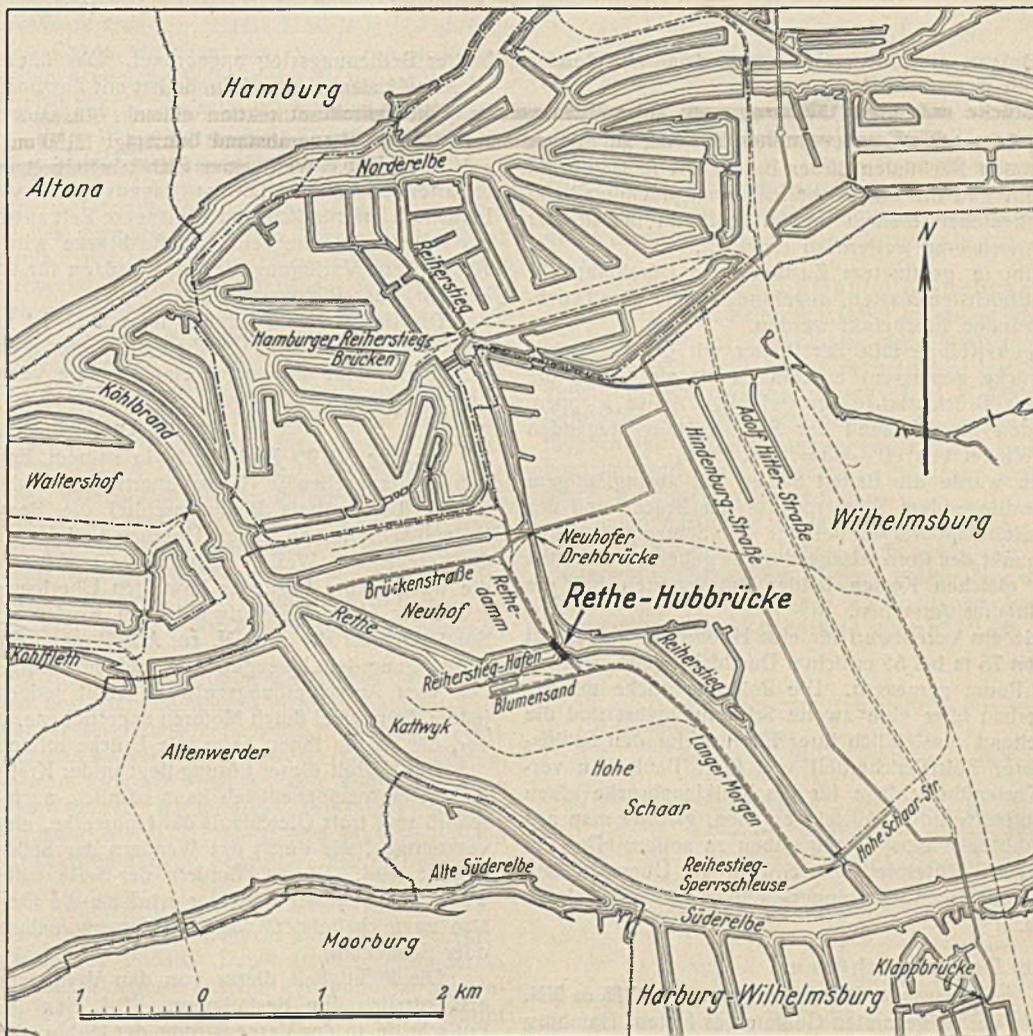


Abb. 1. Lageplan.

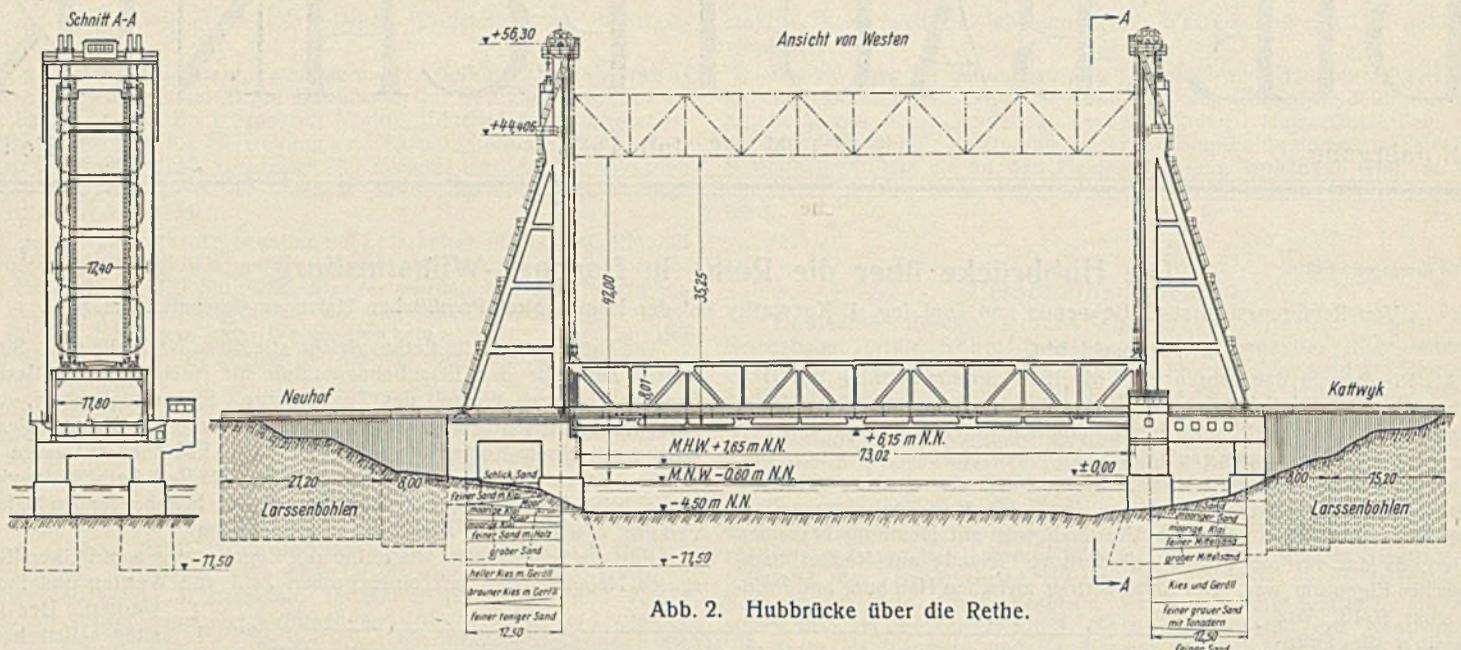


Abb. 2. Hubbrücke über die Rethen.

1. eine bewegliche Brücke mit 25 m Öffnung und anschließender fester Brücke von 42 m Lichtweite,
2. eine bewegliche Brücke mit einer Öffnung von 55 m Lichtweite.

Der Bau einer Drehbrücke schied von vornherein aus, da, abgesehen von den allgemein bekannten Nachteilen dieser Brückenart in bezug auf die Freigabe der Durchfahrt und die erhebliche Platzbeanspruchung beim Drehen, die Möglichkeit bestehen bleiben mußte, späterhin unmittelbar neben der ersten Brücke noch eine weitere zu errichten.

Eine Klappbrücke gibt in geöffnetem Zustande die Durchfahrt für Schiffe aller Art, auch mit höchsten Masten, ungehindert frei. Ihre Durchfahrtsweite muß aus Baugründen beschränkt werden.

Bei einer einflügeligen Klappe fällt der Pfeiler mit der Drehachse (in Längsrichtung der Brücke gemessen) erheblich breit aus, denn die Brücke muß um eine zur Brückenachse rechtwinklige Achse klappen. Diese aber bildet mit den gleichlaufend zur Stromrichtung liegenden Pfeilerwandungen einen Winkel von $90 - 63 = 27^\circ$.

In Erwägung gezogen wurde die Bauart Strauß mit zwangläufigem Gewichtsausgleich und festliegendem Schwerpunkt der Brücke und des Gegengewichts und die Rollklappbrücke, bei der der Schwerpunkt sich auf der durch den Mittelpunkt des Rollkreisabschnittes gehenden Geraden bewegt. Bei annähernd gleichen Kosten beider Brückenarten hat die Rollklappbrücke ein gefälligeres Aussehen.

Vergleichsweise wurde ein Vorentwurf für eine Hubbrücke aufgestellt mit einer Brückenlänge von 75 m bei 55 m lichter Durchfahrtsweite, winkrecht zur Mittellinie der Rethen gemessen. Die Rollklappbrücke mit anschließendem festem Überbau über eine zweite Schiffdurchfahrt und die Hubbrücke wurden eingehend hinsichtlich ihrer Eignung für den Schiffs- und den Landverkehr, ihrer Betriebssicherheit und ihrer Baukosten verglichen. Obgleich die Kostenüberschläge für die Rollklappbrücke einen um 9% geringeren Gesamtaufwand an Mitteln ergaben, glaubte man aus Schiffahrtgründen der Hubbrücke den Vorzug geben zu sollen. Der bei der Klappbrücke erforderliche Mittelpfeiler erschwerte die Übersicht und sei der Schiffahrt bei ungünstigen Strömungs- und Windverhältnissen außerordentlich hinderlich.

b) Durchfahrthöhen.

Die Unterkante der geschlossenen Brücke liegt auf +6,15 m NN. Diese Höhenlage entspricht der im gesamten Gebiete des Hafens Hamburg üblichen. Der bewegliche stählerne Überbau kann um 35,25 m gehoben werden. Die hiermit erreichte lichte Durchfahrthöhe über MNW (-0,60 m NN) beträgt 42 m. Sie entspricht der im Nordostseekanal vorhandenen Durchfahrthöhe (Abb. 2).

c) Querschnitt der Brücke.

Zur Ersparnis von Baukosten wurden die Verbindungsstraße Kattwyk-Neuhof und das Anschlußgleis an die Hohe-Schaar-Bahn über eine gemeinsame Brücke geführt. Beim Entwurf berücksichtigte man aber die Möglichkeit, später einmal den Eisenbahnverkehr gesondert über eine zweite Brücke zu führen und den jetzigen Neubau dann ohne große Kosten in eine reine Straßenbrücke umzubauen.

Die Brücke nimmt zwischen den beiden Hauptträgern eine 6 m breite Fahrbahn mit beidseitigen Schrammborden von je 0,50 m Breite, sowie ein normalspuriges Eisenbahngleis auf. Außerhalb des westlichen (straßenseitigen) Hauptträgers befindet sich ein Fußweg von 2,25 m Nutzbreite, außerhalb des östlichen (eisenbahnseitigen) Hauptträgers ist ein 0,60 m

breiter Bedienungssteg angeordnet. Das über S.-O. 1 m hohe Gelände zwischen Hafenbahn und Straße hat mit Zustimmung der aufsichtführenden Reichsbahndirektion einen Abstand von Gleismitte von 2010 mm. Der Hauptträgerabstand beträgt 11,80 m.

Die Wahl einer Fahrbahnbreite von 6 m ist im Hinblick auf den zu erwartenden starken Lastkraftwagenverkehr von und zu den Neuhofer Industrien erforderlich und für längere Zeit ausreichend. Bei Umwandlung der Brücke in eine reine Straßenbrücke wird eine Fahrbahnbreite von 10,37 m zur Verfügung stehen, die dann für stärksten zweiseitigen Verkehr in jeder Richtung genügt.

Die lichte Durchfahrthöhe über S.-O. ist unter dem Riegel des Endportals des stählernen Überbaues am geringsten. Sie beträgt hier noch rd. 5,53 m, läßt also sogar eine etwaige Verwendung von elektrischen Lokomotiven zu.

d) Antrieb.

Dr.-Ing. Voß, Kiel, hatte in seinem Entwurf einen Treibscheibenantrieb vorgesehen¹⁾. Hierbei übertragen die durch Motoren angetriebenen Seilscheiben mittels Reibungsschluß die Bewegung auf die über sie laufende Seile, an denen Überbau und Gegengewichte hängen. Durch die „elektrische Welle“ sollte der Gleichlauf der Hubwerke und damit die waagerechte Lage des bewegten Überbaues erzielt werden.

Trotz eines Mehraufwandes an Kosten von rd. 6% kam aber ein Sonderentwurf der M.A.N. zur Ausführung. Er unterscheidet sich in der Aufhängung der Gegengewichte und des eisernen Überbaues nicht wesentlich vom Ausschreibungsentwurf, sieht jedoch für den Brückenhub in jedem Turm zwei durch Motoren angetriebene, endlose Gelenkzahnstangen vor, die die an ihnen befestigte Brücke mitnehmen.

Der Vorteil dieser Lösung liegt in der Kraftschlüssigkeit des Antriebes. Beim Treibscheibenantrieb kann nämlich, auch bei genügendem Reibungsschluß und trotz Gleichlaufs der Hubwerke, eine Schiefstellung der Brücke vorkommen, die durch das Wandern der Seile auf den Seilscheiben verursacht wird. Dieses Wandern der Seile tritt bei einer Hubbrücke auf, wenn der Überbau schwerer wird als die Gegengewichte, die Seilenden also ungleich belastet werden (Wasseraufnahme der Fahrbahn, Eisbildung oder Schneefall).

Die Richtigkeit dieser von den Verfassern vertretenen Ansicht fand erst kürzlich ihre Bestätigung. W. L. Six berichtet²⁾, daß trotz vieler Fortschritte in der Verbesserung der Hubbrücken mit Treibscheibenantrieb ihr Betrieb noch nicht vollkommen störungsfrei sei. Das Problem, den Überbau waagrecht zu führen, sei noch nicht gelöst, da ein Klettern der Seile an den Seilscheiben trotz vollkommenen Gleichlaufs der Motoren „zuweilen vorkomme. Dieses Gleiten oder Kriechen der nassen oder eisbedeckten Gegengewichtseile“ verursache ein Abweichen des Überbaues aus der Waagerechten und damit ein Klemmen in den Führungen. Bei der Boonville-Eisenbahnhubbrücke über den Missouri hat man deshalb nachträglich eine Sicherheitsvorrichtung eingebaut, die nicht, wie die bisher vorhandenen, vom Räderwerk der Seilscheiben, sondern unmittelbar von den beiden Brückenden mittels Gallscher Ketten angetrieben wird. Diese Vorrichtung setzt die Brücke still, wenn sie „aus der Waagerechten geraten ist, selbst wenn dies vom Gleiten der Seile herrührt“³⁾.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 51, S. 667 ff.

²⁾ Eng. News-Rec. 1933 vom 5. Oktober, S. 402 ff.

³⁾ Ein Aufsatz über die Antriebsvorrichtungen der Hubbrücke erscheint in der Z.d.VdI 1935, Heft 30, S. 911 ff.

III. Gründungsarbeiten.

a) Allgemeines.

Die Ausbildung der Widerlager ist bedingt durch Größe und Richtung der angreifenden Kräfte, durch die Höhenlage von U.K. „Stählerner Überbau“ (s. unter IIb) und durch die örtlichen Bodenverhältnisse. Beim südlichen Widerlager ist außerdem noch die Unterbringung der maschinellen Anlagen für den Antrieb, soweit sie auf dem Widerlager geschieht, zu berücksichtigen. Der bausettige Entwurf, der im wesentlichen von Dr.-Ing. Voß, Kiel, ausgearbeitet wurde, gelangt auf Grund dieser Bedingungen zu Abmessungen der Widerlagerplatte von rd. 17,50 auf 16,50 m. Oberkante Widerlager liegt auf +8,00 m NN; sie liegt also 16 m über der künftigen Flußsohle von -8,00 m NN.

Auf Grund der vorgenommenen Bohrungen ergibt sich folgendes Bild:

Guter Baugrund beginnt auf -6,00 bis -8,00 m NN mit feinem Sand, der nach der Tiefe zu gröber wird und dann in Kies mit Geröll übergeht. Die Bohrungen wurden bis -20,40 m NN durchgeführt. Oberhalb des guten Baugrundes lagert eine 2 bis 4 m mächtige Schicht, bestehend aus Moor bzw. moorigem Klei (s. Abb. 2).

Welche Gründungsart ist hier am Platze?

Untersuchen wir zunächst einmal die Gründung auf hohem Pfahlrost. Aus konstruktiven Gründen (die schon erwähnte Schaffung von Räumen für die Unterbringung der Antriebmaschinen im südlichen Widerlager) und aus Gründen genügender Steifigkeit des oberen Widerlagerblocks ergibt sich für diesen eine Dicke von rd. 4,00 m mit U.K. auf +4,00 m NN. Um auf wirtschaftliche Pfahlängen zu kommen, müßte U.K. Rost jedoch noch tiefer gelegt werden. Die Pfähle erreichen nun den guten Baugrund; aber triftige Gründe sprechen gegen die Wahl dieser Gründungsart.

Sowohl bei ruhender als auch bei bewegter Brücke greifen die Hauptlasten — von Türmen, Überbau und Gegengewichten herrührend — an der der Durchfahröffnung zugekehrten Seite der Widerlager an. Da es sich um erhebliche Auflagerkräfte handelt, ergibt sich an dieser Stelle eine hohe Pfahlbelastung bei sehr enger Pfahlstellung. Unter diesen Umständen ist es schwierig, das Verhältnis zwischen Tragkraft der Pfahlspitzen und deren Mantelreibung richtig zu beurteilen, so daß jedenfalls mit ungleichmäßigem Setzen der Pfähle und damit der Widerlager gerechnet werden muß. Dieses einseitige Setzen ist aber, da damit ein Schiefstellen der Widerlager verbunden ist, bei einem beweglichen Überbau sehr unerwünscht. Die stählernen Hubtürme würden sich, den ungünstigsten Fall angenommen, bei Neigung beider Widerlager zur Durchfahröffnung hin, zueinander neigen. Da die Türme rd. 50 m hoch sind, würde z. B. ein einseitiges Nachgeben der Widerlager um je 5 mm an der Spitze jedes Turms bereits einen Turmausschlag von rd. 25 mm ergeben, mithin den Abstand der Spitzen beider Türme um rd. 50 mm verringern. Als Folgeerscheinung würden erhöhte Reibungswiderstände zwischen dem bewegten stählernen Überbau und den Türmen auftreten, die sich auf den Antrieb ungünstig auswirken oder gar ein Festklemmen des hochgezogenen Überbaues zwischen den Türmen herbeiführen.

Von dieser Art der Gründung mußte deshalb trotz erheblich geringerer Kosten abgesehen werden.

Bei einer Tiefgründung hingegen ist ein nachträgliches Setzen der Widerlager mit nachteiligen Begleiterscheinungen nicht zu befürchten.

Offene Gründung unter Wasserhaltung zwischen Spundwänden ergab durch die erforderlich werdenden starken Versteifungen erhebliche Kosten.

Offene Gründung im Wasser zwischen Spundwänden, wobei der Beton durch Trichterschüttung oder mittels Betonpumpe eingebracht werden kann, bedingt sehr lange Spundbohlen. Bei annähernd gleichen Kosten bietet sie der gewählten Druckluftgründung gegenüber keine Vorteile.

b) Die Senkkastengründung mittels Druckluft

ermöglicht ein Absenken der Kasten durch die nicht tragfähigen Schichten hindurch bis auf den tragfähigen Boden. Dabei ist von besonderem Vorteil, daß man von der Arbeitskammer aus die durchfahrenen Bodenschichten jederzeit auf ihre Eignung als Baugrund prüfen und unerwartet vorkommende größere Hindernisse, wie Findlinge oder sperriges Holz, die das gleichmäßige Absenken behindern, auf einfachste Weise beseitigen kann.

Jedes Widerlager wurde zweckmäßig in drei Pfeiler aufgelöst (Abb. 3, 4). Zwei nach der Durchfahrt zu gelegene Pfeiler übertragen die hier auftretenden hohen senkrechten Lasten, der dritte an der Landseite liegende hat hauptsächlich den gesamten landseitigen Erddruck aufzunehmen. Die Abmessungen dieser Pfeiler waren so zu wählen, daß der an ihren Grundflächen auftretende Bodendruck das zulässige Maß nicht überschreitet. Demgemäß werden die Pfeilerfüße von drei Senkkasten gebildet, deren Grundflächen zweimal 7 · 10 bzw. einmal 6,5 · 18,5 m messen. Bei einem Wasserstande von -2,70 m NN — NNW — und ungünstigster Annahme aller senkrechten Auflasten sowie waagerechter Schübe infolge von Erd- druck, Wind, Bremskraft ergibt sich beim nördlichen Widerlager eine größte Kantenpressung von 6,6 — 0,8 = 5,8 kg/cm² bei den höchst beanspruchten wasserseitigen Pfeilern, wobei der Wert 0,8 die Größe des entlastend wirkenden Auftriebes darstellt. Das Überschreiten des für

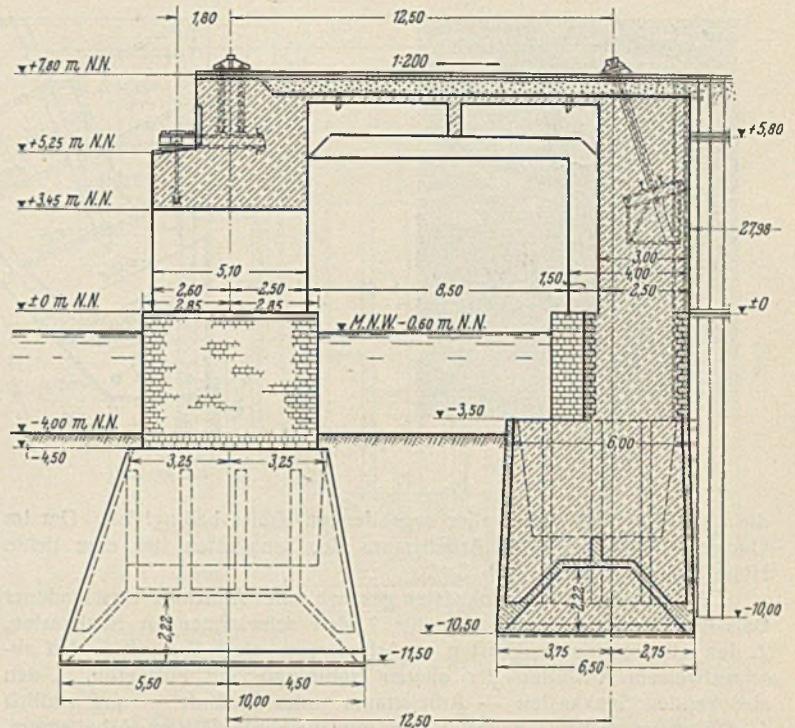


Abb. 3. Nördliches Widerlager, Schnitt in Längsachse.

guten Baugrund zulässigen Bodendrucks von 5,5 kg/cm² erscheint unbedenklich, da im allgemeinen mit höheren Wasserständen und demgemäß geringerem Bodendruck gerechnet werden kann.

c) Eisenbeton-Senkkasten.

Als allen gemeinsame Höhe wurde ein Maß von 7 m gewählt. Es ist bedingt durch die Eintauchtiefe der Senkkasten in schwimmendem Zustande, die nicht über 5 m betragen darf, da das Einschwimmen bei einer vorhandenen Sohlenlage auf rd. -4,00 m NN und einem voraussichtlichen Hochwasserspiegel von wenig über +1,00 m NN sonst nicht möglich ist. Zum Heranbringen muß ferner noch ein genügender Freibord vorhanden sein, um ein Vollschieben und Absinken der Senkkasten durch Wellenschlag zu verhüten.

1. Berechnung und Abmessungen. Die in Eisenbeton ausgeführten Senkkasten haben nach außen die statisch günstigste, bereits vielfach bewährte Form abgestumpfter Pyramiden mit geringem Anlauf. Im Innern sind ihre Wände durch Rippen und Balken ausgesteift. Die wasserseitigen Senkkasten sind ungleichförmig ausgebildet, da dies durch

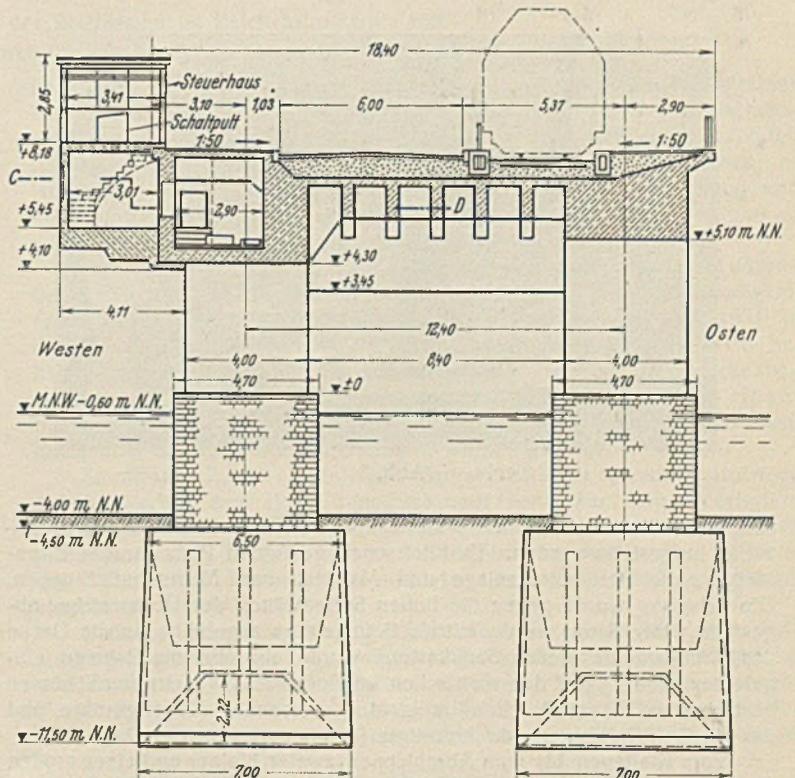


Abb. 4. Südliches Widerlager, Schnitt A—B.

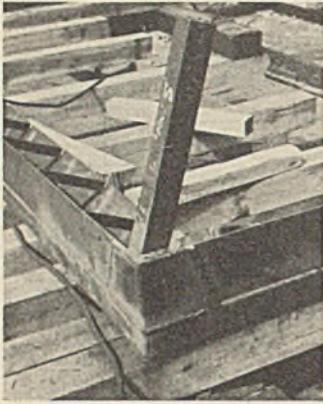


Abb. 5.

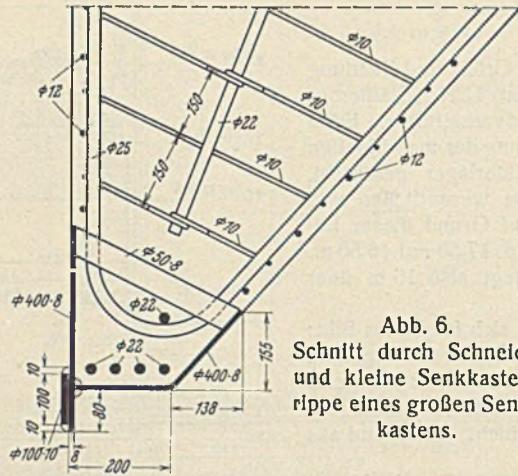
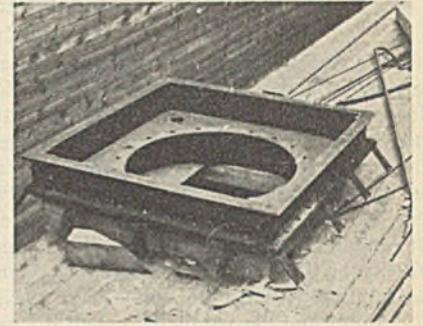
Abb. 6.
Schnitt durch Schneide
und kleine Senkkasten-
rippe eines großen Senk-
kastens.

Abb. 7.

die Lage der Resultanten aller angreifenden Kräfte bedingt ist. Der im Querschnitt trapezförmige Arbeitsraum der Senkkasten hat eine lichte Höhe von rd. 2,2 m (s. Abb. 3, 4).

Die Bemessung der Senkkasten geschah unter Annahme verschiedener Belastungszustände, und zwar für 1. den schwimmenden Senkkasten, 2. den abgesetzten Senkkasten — Arbeitsraum ohne Preßluft — bei abschnittweisem Ausfüllen der oberen Hohlräume mit Füllbeton, 3. den absinkenden Senkkasten — Arbeitsraum unter Preßluft — und endlich 4. den abgesenkten Senkkasten bei mit Wasser gefülltem Arbeitsraum. Durch Erddruck von außen oder Wasserdruck von innen treten erhebliche Biegebungsbeanspruchungen der Konsolquerschnitte des Arbeitsraums auf. Ihre Bewehrung für die verschiedenen Belastungsfälle mußte deshalb besonders beachtet werden. Auch die Beanspruchung der Schneide, die das Einsinken der Senkkasten erleichtern und diesen eine gewisse Führung geben soll, kann erheblich anwachsen, falls die Schneide auf größere Widerstände, z. B. Findlinge, stößt. Die stählernen Schneiden mußten deshalb kräftig ausgebildet und innig mit den stark bewehrten Betonfüßen verbunden werden (Abb. 5).

Einen Querschnitt durch den Schneidenrahmen eines großen Senkkastens stellt Abb. 6 dar.

2. Herstellung. Es war zunächst erwogen worden, die Senkkasten auf einer der nahe der Baustelle gelegenen Werften mit Slipanlagen herzustellen, sie dann von den Slips ablaufen zu lassen und zur Baustelle zu schleppen. Man nahm hiervon Abstand, da das Gewicht der Senkkasten besondere Verstärkungen der Slips erfordert hätte; auch wäre noch eine Zusatzbewehrung der Senkkasten nötig geworden. Die derzeit schlechte Geschäftslage der Werften machte es möglich, ein 7 km von der Baustelle entferntes Schwimmdock der Firma Blohm & Voß preiswert anzumieten. Das Dock hatte eine nutzbare Grundfläche von 106 · 17 m.

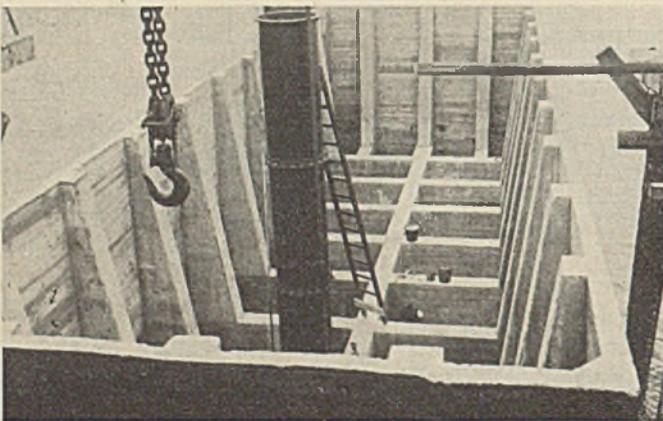


Abb. 8.



Abb. 9.

Alle drei Senkkasten eines Widerlagers konnten nebeneinander gleichzeitig hergestellt werden. Es blieb noch genügend Platz für das Eisenbiegen, die Betonmischanlage und Material- und Mannschaftschuppen. Die Schalung wurde gegen die hohen Seitenwände des Docks sicher abgestützt. Der Beton wurde mittels Betonpumpe zugeführt. In die Decke des Arbeitsraumes jedes Senkkastens wurde ein eiserner Rahmen eingelassen (Abb. 7), auf den man schon im Dock die aus mehreren Schüssen bestehenden, 80 cm Durchm. im Lichten messenden Einsteigerohre und das Preßluft-Zuführungsrohr befestigte (Abb. 8).

Vom Kiellegen bis zum Abschleppen zweier kleiner und eines großen Senkkastens wurden im ganzen 51 Tage, davon für Betoneinbringen und Ausschalen 17 Tage gebraucht.

eine beschränkte Wassertiefe zur Verfügung stand. Am nördlichen Widerlager mußte die Mindestsohlentiefe durch Baggerung bis auf — 4,0 m NN erst hergestellt werden.

Die Eintauchtiefen wurden für ein spezifisches Gewicht des Eisenbetons von 2,4 und 2,6 t/m³ ermittelt, da man bei der starken Bewehrung der Senkkasten mit Gewichtsschwankungen zu rechnen hatte. Es ergab sich aber, daß die nach dem Fluten des Docks an sämtlichen Senkkasten unmittelbar ablesbaren Eintauchtiefen annähernd einem spezifischen Gewicht des Eisenbetons von 2,4 t/m³ entsprachen.

Die Tauchtiefe betrug bei den kleinen Senkkasten im Maximum 5,10 m, während sie bei dem großen Senkkasten um rd. 30 cm geringer war.

Jeder Senkkasten wurde durch zwei Seeschlepper zur Baustelle geschleppt. Der Transport ging bei ruhigem Wetter ohne Unfall vonstatten (Abb. 9).

Für das südliche Widerlager war bei Hochwasser am 22. Juli 1933, dem Einschwimmtage, um 17³⁰ Uhr an der Baustelle eine Wassertiefe von rd. 5,73 m vorhanden. Um 18 Uhr waren alle drei Senkkasten zwischen den Führungsgerüsten eingeschwommen und verläut. Sie befanden sich bei fallendem Wasser in ungefährer Sollage.

Auch beim Einschwimmen des nördlichen Widerlagers waren die Wasserverhältnisse günstig. Am 25. August 1933 um 20⁰¹ Uhr bei einem höchsten Wasserstande von + 1,74 m NN, entsprechend einer Wassertiefe von rd. 5,74 m, war das Einschwimmen bei allen drei Senkkasten beendet.

3. Das Absenken. Die Führungsgerüste bestanden im wesentlichen aus einfachen hölzernen Pfahlböcken, die miteinander verschwert waren. Sie dienten dazu, die Senkkasten zunächst in der ungefähren Sollage zu halten. Für die Feinabsenkung wurden die Sollachsen der Senkkasten durch an den Führungsgerüsten befestigte Drähte markiert. Durch Her-

unterloten wurde die jeweilige Lage der Senkkasten berichtet. Die Senkkasten setzten sich bei Niedrigwasser auf die Flußsohle auf und drangen infolge ihres Eigengewichts zunächst etwa 50 cm in den Boden ein. Dann brachte man lagenweise Füllbeton in Mischung 1:5 in die seitlich des Arbeitsraums befindlichen Hohlräume bis zur Oberkante Decke der Arbeitskammer ein. Der Restraum der Senkkasten wurde mit Beton 1:8 ausgefüllt.

Die Führungsgerüste hatten durch eine Förderbrücke landfeste Verbindung. Auf dieser wurden die Rohre verlegt, die den Füllbeton von der Pumpe in die Senkkasten führten. Sie diente außerdem zum Abtransport des beim Absenken gewonnenen Bodens und ermöglichte es, beim etwaigen Versagen der Pumpe den Beton mittels Loren einzubringen.

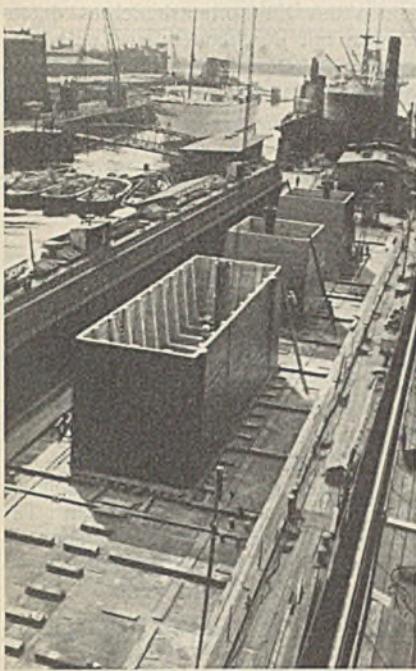


Abb. 10.

Nachdem die Senkkasten bis auf den Arbeitsraum ausbetoniert waren, blies man Preßluft in die Arbeitsräume, um nunmehr den Boden ausheben zu können. Mit absinkendem Kasten begann man mit dem Aufmauern der Pfeiler aus im Verband versetzten Betonquadern. Es wurden folgende Absenkszeiten erreicht: großer Senkkasten Süd für Einbringen des Füllbetons 9 Tage, für Boden fördern unter gleichzeitigem Absenken 18 Tage. Das Absenken dauerte also im ganzen 27 Tage. Der große Senkkasten mit endgültiger Sohle auf $-10,50$ m NN wurde täglich um 24 cm abgesenkt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Arbeit mehrfach Unterbrechungen erlitt, z. B. durch Schäden, die an der Betonpumpe auftraten; durch ein Hochwasser von über $+2,30$ m NN, so daß die

Senkkasten volltiefen und wieder leergepumpt werden mußten; durch plötzliches Schiefstellen der Senkkasten infolge ungleichmäßiger Auflast, wodurch die aufgemauerten Quadersteine in mehreren Schichten eingedrückt wurden, so daß sie aufs neue versetzt werden mußten.

Die Preßluftpumpen wurden durch Elektromotoren angetrieben; als Reserve war ein Dieselmotor vorhanden, da durch unvorherzusehende Störungen im Kraftstromnetz die Preßluftzufuhr nicht gefährdet werden durfte. Der im Arbeitsraum vorhandene Überdruck betrug 1,5 bis 1,7 atü.

Um eine waagerechte Lage zu erreichen, wurden von Land aus die vier Ecken jedes Senkkastens einnivelliert und mittels Fernsprechers die beobachteten Abweichungen von der Waagerechten zum Arbeitsraum durchgegeben, so daß hier der erforderliche Ausgleich durch entsprechende Abgrabungen unter den Schneiden vorgenommen werden konnte.

d) Die Landwiderlager.

1. Nördliches Widerlager. Die Pfeilerschäfte wurden bis ± 0 m NN mit Betonquadern verblendet. Sie bilden mit den sie verbindenden Riegeln räumliche Rahmentragwerke. Für die Festigkeitsberechnung wurden

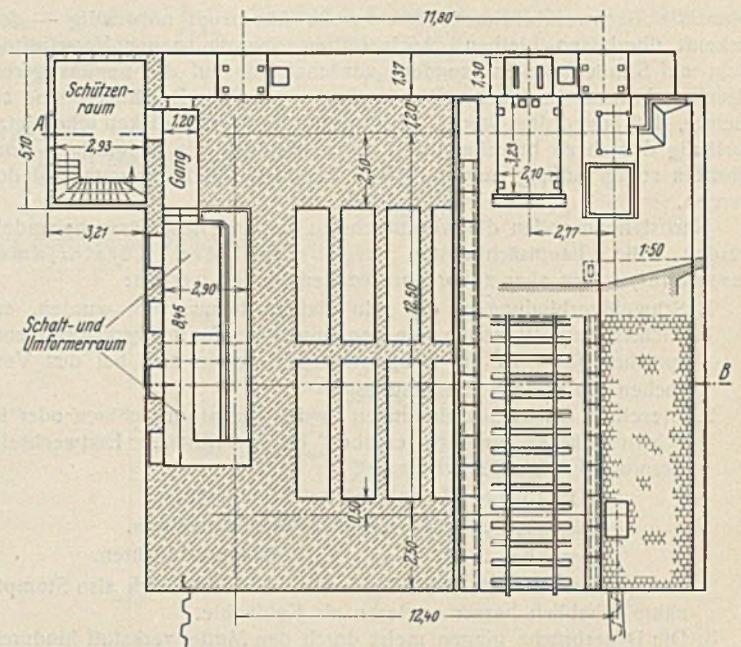


Abb. 11. Südliches Widerlager. Draufsicht und Schnitt C—D.

Längs- und Querriegel als eingespannte Rahmen aufgefaßt und getrennt untersucht. Als Einspannstelle wurde Unterkante Senkkasten angenommen. Zwischen die Riegel ist eine Eisenbetonrippendecke gespannt; ihre mit den Längsrahmen parallel laufenden Rippen faßte man als Teile dieser Rahmen auf. Die Riegel und die oberen Teile der Schäfte (bis $+2,45$ m NN) wurden als stark bewehrte Eisenbetonkonstruktion ausgebildet. Von dieser Höhenlage abwärts genügt der reine Betonquerschnitt, um die auftretenden Kräfte aufzunehmen und auf die Sohle zu übertragen. Abb. 3 zeigt einen Schnitt durch die Längsachse des Widerlagers.

Den Landanschluß der Widerlager vermitteln eiserne Spundwände. Die Anschlußbohlen wurden in einer Länge von 7 m im Dock in den großen Senkkasten mit einbetoniert (Abb. 10). An der Baustelle wurden sie durch Aufschweißen von Doppelbohlen bis zur Sollhöhe verlängert und mit fortschreitendem Pfeileraufbau in diesen eingebaut.

2. Im südlichen Widerlager sind im westlichen Längsriegel ein Schalt- und Umformerraum eingebaut; das Steuerhäuschen nebst darunterliegendem Raum für die Schütztafeln ist aus dem wasserseitigen Querriegel ausgekragt (Abb. 4, 11). (Schluß folgt.)

Neue Bestimmungen und Bauregeln für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken¹⁾.

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

I. Allgemeines.

Den ersten Anstoß in Deutschland für die Anwendung der Schweißtechnik auf Stahlbauten gaben die im Jahre 1930 erschienenen „Richtlinien²⁾ für die Ausführung geschweißter Stahlbauten im Hochbau“. Mit diesen Richtlinien, die zwar schon eine Formel enthielten für die Berechnung von Stäben mit einachsigen Spannungszustand, nicht aber für Biegeträger, konnte der entwerfende Ingenieur nicht viel anfangen. Veröffentlichungen über geschweißte Brücken in Amerika machten den Eindruck, als ob das Schweißen zunächst nur mehr handwerksmäßig betrieben wurde. Erst mit dem Erscheinen von Vorschlägen für die Berechnungsgrundlagen für geschweißte Stahlbauten³⁾ nahm das Schweißen auch auf diesem Gebiete seinen stürmischen Verlauf. Damals lagen nur statische Versuche vor, doch wußte man schon aus den Erfahrungen in Amerika, daß die Schweißnähte bei Brückenbauten wegen der wechselnden Spannungen verhältnismäßig dicker ausgeführt werden mußten als bei Hochbauten. Das fand bekanntlich seinen Ausdruck in der Formel

$$M = \max M + \frac{1}{2} (\max M - \min M) \quad (\text{s. DIN 4100, 1931}).$$

Sehr bald hat man erkannt, daß nur groß angelegte Dauerfestigkeitsversuche mittels Pulsatormaschinen und unter Verwendung von Schwingbrücken Licht in die völlig ungeklärten Verhältnisse bringen konnten.

¹⁾ Vortrag, gehalten anlässlich der Hauptversammlung des Deutschen Stahlbauverbandes am 28. Juni 1935 in Breslau.

²⁾ Herausgegeben vom Fachausschuß für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure.

³⁾ „Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken“. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

Es bildete sich am 4. Juni 1931 unter Leitung von Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. chr. Schaper ein Kuratorium⁴⁾ für Dauerfestigkeitsversuche, das unter Aufwendung von nahezu 50 000 RM seine Arbeiten im Jahre 1934 abschloß. Der Bericht ist im April 1935 erschienen, er ist für die weitere Entwicklung, insbesondere für die Berechnung und bauliche Durchbildung geschweißter Stahlbauten richtunggebend und so wichtig, daß sein Studium dringend empfohlen werden kann.

Schon ehe der Kuratoriumsbericht herauskam, ergab sich auf Grund der inzwischen gewonnenen Erkenntnisse im Jahre 1934 die Notwendigkeit einer Neubearbeitung des Normenblatts DIN 4100. Während 1931 in diesem Normenblatt Hochbau und Brückenbau in einer Vorschrift behandelt wurden, hielt man es für zweckmäßig, Hochbau und Brückenbau zu trennen. Es erschien 1934 zunächst das neue Normenblatt für Hochbauten. Die Vorschriften für Brückenbauten sollten alsbald nach Erscheinen des Kuratoriumsberichts in Angriff genommen werden.

Zu diesem Zweck berief Geh. Baurat Schaper einen 18gliedrigen Arbeitsausschuß zum 21./22. Juni 1935 nach Goslar ein. Neben Vertretern des Reichsverkehrsministeriums, der Reichsbahn, der staatlichen Materialprüfungsanstalten Dahlem, Dresden und Stuttgart waren auch Vertreter der Technischen Hochschulen und des Deutschen Stahlbauverbandes eingeladen.

Nachdem bereits vollwandige Eisenbahnbrücken von 52 m Stützweite (Ziegelgrabenbrücke im Rügendamm) in geschweißter Bauweise ausgeführt wurden, hielt es der Arbeitsausschuß für zweckmäßig, zunächst nur neue Vorschriften für die vordringlichsten Arbeiten, nämlich für geschweißte Vollwandbrücken aufzustellen, die Bearbeitung der Vorschriften für ge-

⁴⁾ „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen“. Berlin 1935, VDI-Verlag

schweißte Fachwerkbrücken soll — wenn überhaupt notwendig — der Zukunft überlassen bleiben. Auch sollten sich die neuen Vorschriften nicht auf Straßenbrücken, sondern zunächst nur auf die ungünstigeren Eisenbahnbrücken beziehen. Die in Goslar gefaßten Beschlüsse sind so wichtig, daß angeordnet wurde, geschweißte Eisenbahnbrücken schon jetzt vorläufig danach zu berechnen und durchzubilden. Die endgültigen Vorschriften sollen Anfang August 1935 in Friedrichshafen a. B. verabschiedet werden.

Nachstehend sollen die wesentlichsten Goslarer Beschlüsse behandelt werden, die hauptsächlichsten Ergebnisse der Kuratoriumsversuche⁵⁾ sollen aber zuvor kurz wiedergegeben werden:

1. Schweißverbindungen, die rein statisch beansprucht wurden, erreichten Zugfestigkeiten, die denjenigen des Mutterwerkstoffes entsprachen ($\sigma_B = 37$ bis 41 kg/mm²). Es zeigte sich bei den Versuchen die übliche Einschnürung.
2. Dieselben Schweißverbindungen in den Pulsatormaschinen oder in Schwingbrücken geprüft, ergaben bei 2 Millionen Lastwechseln Ursprungsfestigkeiten von nur

$$\begin{aligned} \sigma_U &= 15 \text{ bis } 18 \text{ kg/mm}^2 \text{ bei Stumpfnähten,} \\ \sigma_U &= 6,5 \text{ „ } 10,3 \text{ „ „ Stirnkehlnähten,} \\ \sigma_U &= 8 \text{ „ } 12 \text{ „ „ Flankenkehlnähten.} \end{aligned}$$

Es trat der bekannte Dauerbruch ein. Es haben sich also Stumpfnähte erheblich besser erwiesen als Kehlnähte.

3. Die Dauerbrüche gingen meist durch den Mutterwerkstoff hindurch und nahmen häufig ihren Ausgang von kleinen Oberflächenvertiefungen am Übergang der Schweißraupen zum Blech (Kerbwirkung).
4. Bei Stumpfnähten, die in der Wurzel nicht nachgeschweißt wurden, sank die Ursprungsfestigkeit auf etwa das 0,7 fache der Verbindungen mit Nachschweißen der Wurzeln.
5. Die Form der Naht, insbesondere am Übergang der Schweißung zum Blech, spielt eine ausschlaggebende Rolle; sie ist viel wichtiger als das verwendete Schweißgut.
6. Bei allen Kehlnähten sank die Dauerfestigkeit erheblich, wenn nicht bis in die Wurzel geschweißt wurde.
7. Bei Stirnkehlnähten haben sich im Gegensatz zu früheren Anschauungen leichte Kehlnähte mit allmählichem Übergang der Schweißung zum Blech als besser erwiesen als die vollen Kehlnähte.
8. An Stellen, an denen Stirnkehlnähte angeordnet sind, oder da, wo Bauteile durch Flankenkehlnähte an durchgehende Bauteile angeschlossen sind, also überall da, wo Flankenkehlnähte beginnen oder endigen, muß die zulässige Spannung im Bauteil selbst auf

$$\sigma = \alpha \cdot \sigma_{zul} \text{ (z. B. } 0,65 \cdot 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

herabgesetzt werden. Der Wert α ist abhängig vom Verhältnis $\frac{\min M}{\max M}$.

9. Bei einem Versuch, bei dem eine Stumpfnahtrverbindung zusätzlich durch Laschen mit Kehlnähten gedeckt wurde, sank sogar die Ursprungsfestigkeit, die bei der (allerdings wenig guten) Stumpfnahtr 13 kg/mm² war, auf 10 kg/mm². Die Verbindung brach am Beginn der Kehlnähte in der Nähe der Decklaschen.
10. Wird an Stellen, an denen Kehlnähte beginnen oder endigen, der Übergang der Schweißung zum Blech und der neu angeschlossenen Bauteile sanft auslaufend gestaltet, so ergibt sich eine wesentlich höhere Ursprungsfestigkeit.

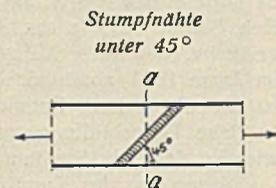


Bild 1 a.

11. Werden beste Stumpfnähte in gezogenen Bauteilen unter 45° angeordnet, dann steigt bei St 37 die Ursprungsfestigkeit von $\sigma_U = 18$ kg/mm² auf $\sigma_U = 22$ kg/mm². Die Proben sind in der Mitte bei aa gebrochen (Bild 1 a).
12. Ein wesentlicher Unterschied zwischen den Bauteilen aus St 37 und denen aus St 52 wurde bei den Dauerfestigkeitsversuchen nicht gefunden. Erst bei größerer Vorspannung kommen die höherwertigen Baustähle mehr zur Geltung.
13. Die Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche in den Schwingbrücken stimmten im wesentlichen mit denen in den Pulsatormaschinen überein.
14. Da nach den Dauerfestigkeitsversuchen die Ursprungsfestigkeiten oft sehr niedrig waren, während die rein statischen Versuche mit denselben Proben hohe Werte für die Zugfestigkeit σ_B ergaben, so kommen für die Prüfung der Schweißdrähte für Brücken nur Dauerfestigkeitsversuche in Frage.

15. In letzter Zeit nach Erscheinen des Kuratoriumsberichtes durchgeführte Dauerfestigkeitsversuche mit durchlaufenden Kehlnähten ergaben ebenso hohe Ursprungsfestigkeiten wie bei Stumpfnähten, die in der Längsrichtung beansprucht sind ($\sigma_U = 16$ bis 18 kg/mm²).

II. γ -Verfahren⁶⁾.

Das γ -Verfahren ist dasselbe, wie es in der BE § 36 für genietete Brücken vorgeschrieben ist. Die γ -Werte sind für die Querschnittsermittlung maßgebend.

Bei Bauteilen mit wechselnder oder schwellender Beanspruchung (jedoch nicht bei Fahrbahnlangträgern, Verbänden und Gehwegen) sind die Grenzwerte, also sowohl die Größtwerte als auch die Kleinstwerte der Momente, Querkräfte, Stabkräfte und Auflagerkräfte zu ermitteln. Die von der Verkehrslast herrührenden Werte sind, soweit dies vorgeschrieben ist, mit der Stoßzahl φ zu vervielfachen. Um nun bei diesen Bauteilen den Einfluß der wechselnden Beanspruchung zu berücksichtigen, sind die ermittelten Größtwerte der Momente, Querkräfte, Stabkräfte und Auflagerkräfte mit dem Beiwert γ vervielfacht in die Rechnung einzuführen, damit solche Bauteile wie Bauteile behandelt werden können, die keine wechselnde oder schwellende Beanspruchung erhalten. Die so berechneten (gedachten) Spannungen dürfen dann sowohl in den einzelnen Bauteilen als auch in den Schweißnähten die zulässigen Spannungen (z. B. $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² bei St 37) nicht überschreiten.

Die Beiwerte γ sind vom Verhältnis $\frac{\min M}{\max M}$ abhängig, allgemein ist

$$\gamma = a + b \cdot \frac{\min M}{\max M} \geq 1$$

und die errechnete Spannung

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\max M}{W} \leq \sigma_{zul} \text{ (} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei St 37).}$$

Eine vernünftige und ungekünstelte Bauweise ist nur möglich, wenn die Stumpfnähte im Druckgurt ebenso hoch beansprucht werden dürfen wie die Bauteile selbst, wenn also $\sigma_{zul} = \sigma_{zul}$ gemacht werden darf, d. h. die γ -Werte richten sich nach der Dauerfestigkeit von Stumpfnahtrverbindungen. Da die γ -Werte für die Querschnittsermittlung maßgebend sind, so wird man darauf abzielen, die γ -Werte möglichst klein zu bekommen. Dies ist der Fall, wenn möglichst gute Stumpfnähte mit hoher Dauerfestigkeit verwendet werden. (Überall Nahtwurzel nachschweißen, Herstellen eines allmählichen Übergangs von der Schweißung zum Blech, keine Vertiefungen im Blech.) Wir gehen aus von der Wechselfestigkeit σ_W , wie sie aus den Kuratoriumsversuchen abgeleitet wurde. Da nun bei geschweißten Brücken auch Nähte vorkommen, die keine so hohe Dauerfestigkeit hergeben wie beste Stumpfnähte, so muß die zulässige Spannung an solchen Stellen nach Maßgabe der Tafel 2 herabgesetzt werden, $\sigma \leq \alpha \sigma_{zul}$ (z. B. bei beginnenden Kehlnähten und St 52 $\alpha = 0,60$, Tafel 2, Spalte 6, Zeile 12).

Nach dem Kuratoriumsbericht ergaben sich die in Tafel 1 (S. 429) zusammengestellten Dauerfestigkeitswerte.

Wie schon oben unter I., Punkt 15, erwähnt, haben Dauerfestigkeitsversuche mit durchlaufenden Kehlnähten und längsbeanspruchten Stumpfnähten Dauerfestigkeiten $\sigma_{Uz} = 18$ kg/mm², also ebensoviel wie gute Stumpfnähte ergeben. Mit diesem Werte⁷⁾ kann auch bei gelochten Stäben gerechnet werden. (Solche können auch im Zuggurt in Frage kommen beim Anschluß von Windverbandknotenblechen.)

A. γ -Werte für geschweißte Vollwandträger aus St 37.

Nach Tafel 1, Spalte 3, Zeile Nr. 1, ist die Wechselfestigkeit $\sigma_W = 11$ kg/mm² bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln.

Es fragt sich, wie groß bei $\min M = -\max M$ die zulässige Spannung σ_{Wzul} sein darf.

Es ist klar, daß man mit den zulässigen Spannungen σ_{Wzul} , σ_{Uzul} nicht bis an die Dauerfestigkeitswerte der Tafel 1 herankommen darf, wenn auch die schwingenden Belastungen der Festigkeitsberechnungen nur selten erreicht werden. Es können im Innern der Werkstoffe und in den Schweißnähten Ungleichmäßigkeiten vorkommen, die auch bei gründlichster Abnahme nicht gefunden werden.

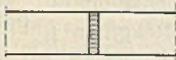
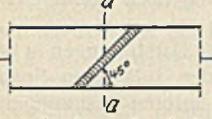
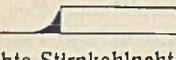
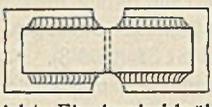
Bei stählernen, genieteten Eisenbahnbrücken aus St 37 ist nach den BE bei Berücksichtigung der Hauptkräfte $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² als Spannung zugelassen. Mit Wind- und Zusatzkräften ist $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm². Die Wind- und Zusatzkräfte treten nicht bei jeder Zugfahrt auf, sie wirken vielmehr ähnlich wie die ruhende Last. Bei Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte ist es also etwa so, wie wenn die ruhende Belastung von vornherein um 200 kg/cm² höher wäre. Die schwingende Belastung wird nur durch die Verkehrslast hervorgerufen (vgl. Bild 10** des Kuratoriumsberichtes). Da aber die Schwingungswerte σ_w innerhalb des in Frage kommenden Bereichs (namentlich, wenn die größte Spannung Druck ist)

⁵⁾ Vgl. Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, I. Teil Hochbauten, 4. Auflage, S. 28. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

⁶⁾ Bautechn. 1934, Heft 2, S. 25 ff., und BE § 36.

⁷⁾ Kuratoriumsbericht S. 18.

Tafel 1 (für St 37 und St 52).

1 Nr.	2 Art und Beschaffenheit der Naht	3 Wechsel- festigkeit σ_W (abgeleitet) bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln kg/mm ²	4 Ursprungsfestigkeit		5 Druck σ_{Ud} (abgeleitet) bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln kg/mm ²	6 Tafel des Kuratoriums- berichts
			Zug σ_{Uz}	Druck σ_{Ud}		
1	 Stumpfnah, Nahtwurzel nachgeschweiß. Allmählicher Übergang von der Schweißbraupe zum Blech	11	18	—	22	Zahlentafel 5** und 7** Zelle Nr. 2
2	 Stumpfnah wie bei 1, aber unter 45° angeordnet	13	22	—	26	Zahlentafel 5** und 7** Zelle Nr. 3
3	 Leichte Stirnkehlnah mit allmählichem Übergang von der Raupe zum Blech	5,4	10,3	—	10,8	Zahlentafel 13** Zelle Nr. 2
4	Volle Stirnkehlnähte ohne Bearbeitung	3,4	6,5	—	6,8	
5	 Leichte Flankenkehlnähte mit Anfräsen der Nahtenden da, wo Kehlnähte beginnen oder endigen	6,3	12,0	—	12,6	Zahlentafel 13** Zelle Nr. 6
6	Volle Flankenkehlnah ohne Anfräsen	4,2	8	—	8,4	Zahlentafel 13** Zelle Nr. 5

als gleich groß angenommen werden darf (Werte der Spalte 5 in Tafel 1 gleich dem Doppelten der Werte in Spalte 3), so folgt, daß die Dauerfestigkeit bei Berücksichtigung von Wind- und Zusatzkräften ebenfalls um 200 kg/cm² höher sein wird. Es genügt also, die Verhältnisse bei Berücksichtigung nur der Hauptkräfte zu klären. Zum Vergleich sollen Dauerfestigkeitsversuche mit genieteten Versuchsstäben herangezogen werden. Nach der Wöhler-Linie, Bild 34, S. 16 des Kuratoriumsberichts, betrug die Ursprungszugfestigkeit der Nietverbindungen bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln $\sigma_{Uz} = 15$ kg/mm². Solche Werte und manchmal noch niedrigere wurden in Pulsatormaschinen öfters festgestellt, namentlich wenn die sich überdeckenden Flächen vorher einen Grundanstrich mit Bleimennige erhielten. Die Spanne ist also $\sigma_{Uz} - \sigma_{zul} = 15 - 14 = 1$ kg/mm². Richtig hergestellte Schweißverbindungen sind den genieteten Verbindungen durchaus gleichwertig, oft sogar überlegen. Es liegt also kein Grund vor, bei geschweißten Brücken ungünstigere Verhältnisse als bei genieteten Brücken anzunehmen. Die σ_{zul} -Werte können also durchweg um die Spanne von 1 kg/mm² niedriger als die Dauerfestigkeitswerte angenommen werden. Diesem Vorschlage hat sich der Arbeitsausschuß in Goslar angeschlossen.

Es ist also bei Stumpfnähten nach Tafel 1, Zeile Nr. 1

$$\sigma_{Wzul} = \sigma_W - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ kg/mm}^2$$

(s. Bild 3, Schaubild für St 37, Linie 1a, 1b).

Nun ist

$$\gamma_{-1} = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{Wzul}} = \frac{14}{10} = 1,4 \text{ bei St 37.}$$

Beim Ursprung wäre bei Brücken aus St 37 im Falle der Tafel 1, Zeile Nr. 1,

$$\sigma_{Uz zul} = 18 - 1 = 17 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{Ud zul} = -(22 - 1) = -21 \text{ kg/mm}^2$$

und, wenn die Wurzel nicht nachgeschweiß wurde,

$$\sigma_{Uz zul} = 13 - 1 = 12 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{Ud zul} = -(16 - 1) = -15 \text{ kg/mm}^2.$$

Bei so wichtigen Stumpfnähten sollte, wo es irgendwie geht, die Wurzel nachgeschweiß werden. Für die Bestimmung der γ -Werte kommt daher nur Tafel 1, Zeile Nr. 1, in Frage. Da man aber σ_{Uzul} nicht größer als

$\sigma_{zul} = 14$ kg/mm² bei St 37 (Bild 3, Schaubild, Linie 1a, 1b) wählen kann, so folgt, daß im ganzen schwellenden Bereich

$$\gamma = \frac{14}{14} = 1$$

wird.

Es ist also allgemein

$$\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1} \cong 1$$

für geschweißte Brücken aus St 37.

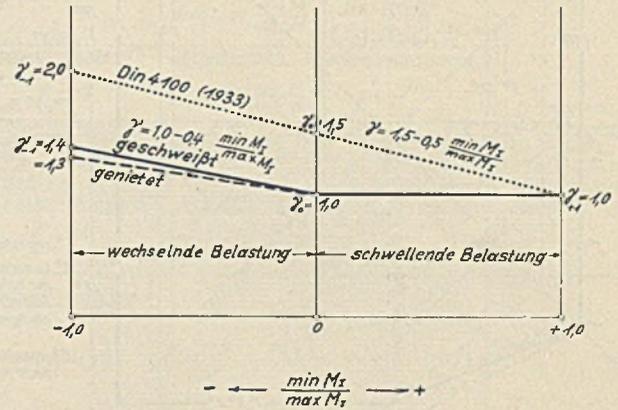


Bild 1.

— γ -Werte für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken aus St 37.
 γ -Werte für geschweißte Brücken aus St 37 zur Berechnung der Schweißnähte nach DIN 4100, 1931/33.
 - - - γ -Werte für genietete Brücken aus St 37.

Die γ -Werte für genietete Brücken liegen nur wenig unter denen für geschweißte Brücken aus St 37. Im ganzen schwellenden Bereich ist bei beiden $\gamma = 1$. Nach DIN 4100, 1931/33, sind die Bauteile selbst, da die γ -Werte der genieteten Brücken auch der Querschnittsbemessung geschweißter Brücken zugrunde gelegt wurden, zwar annähernd richtig bemessen, jedoch sind die Schweißverbindungen selbst, für die die Biegemomente usw. mit den γ -Werten der Formel

$$\gamma = 1,5 - 0,5 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$$

vervielfacht in die Rechnung eingeführt wurden, bei Brücken aus St 37 zu kräftig ausgebildet worden. Man bewegt sich also bei Stumpfnähten und auch bei durchlaufenden Kehlnähten auf der sicheren Seite. Wie die Verhältnisse bei Stirnkehlnähten und beginnenden Kehlnähten liegen, müßte besonders nachgeprüft werden.

B. γ -Werte für geschweißte Vollwandträger aus St 52.

Nach Tafel 1, Zeile Nr. 1, ist auch bei St 52 $\sigma_W = 11$ kg/mm², also

$$\sigma_{Wzul} = 11 - 1 = 10 \text{ kg/mm}^2, \text{ also}$$

$$\gamma_{-1} = \frac{21}{10} = 2,1.$$

Die Ursprungszugfestigkeit ist bei St 52 nach Tafel 1, Zeile Nr. 1

$$\sigma_{Uz} = 18 \text{ kg/mm}^2.$$

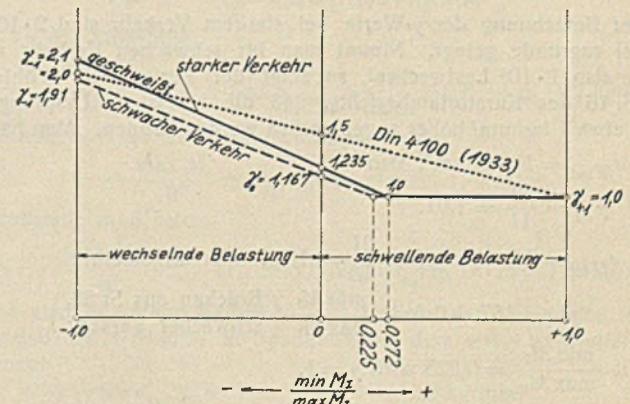


Bild 2.

— γ -Werte für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken aus St 52 bei starkem Verkehr.
 - - - γ -Werte für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken aus St 52 bei schwachem Verkehr.
 γ -Werte für geschweißte vollwandige Brücken zur Berechnung der Schweißnähte nach DIN 4100, 1931/33.

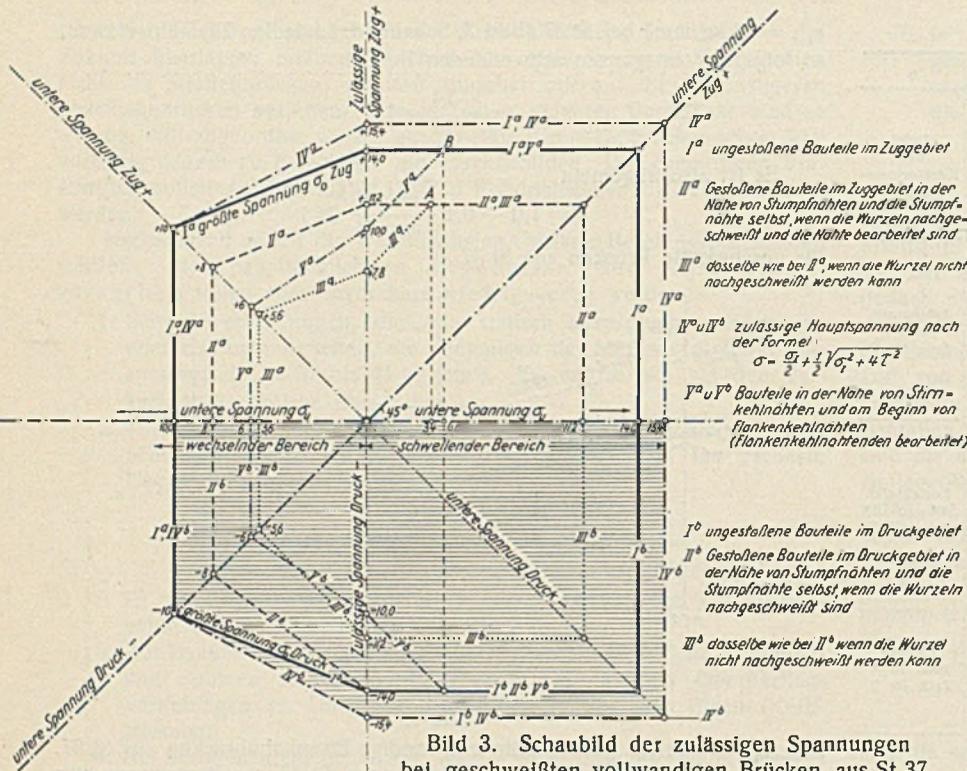


Bild 3. Schaubild der zulässigen Spannungen bei geschweißten vollwandigen Brücken aus St 37.

Da nach Tafel 2 die zulässige Spannung im Zuggurt an Stoßstellen mit besten Stumpfnähten auf

$$\sigma = \alpha \sigma_{zul}$$

herabgesetzt werden muß (z. B. $\alpha = 0,7$ für $\min M = 0$), so könnte man daran denken, die γ -Werte nur nach dem Druckgurt zu berechnen. Bei Annahme gleicher Schwingungswerte $\sigma_w = 2 \cdot 10 = 20 \text{ kg/mm}^2$ wäre dann $\sigma_{Ud zul} = 20 \text{ kg/mm}^2$. Da aber der Zuggurt mit denselben γ -Werten berechnet werden soll und bei den ungestoßen durchgehenden Bauteilen und Decklaschen $\alpha = 1$, d. h. $\sigma = \sigma_{zul}$ sein soll und da ferner wegen des Anschlusses von Windverbandknotenblechen und wegen etwaiger Schraubenlöcher für die Aufstellung mit gelochten Stäben zu rechnen ist, so kommt ein höherer Wert als $18 - 1 = 17 \text{ kg/mm}^2$ für $\sigma_{Ud zul}$ nicht in Frage. Denn gemäß Kuratoriumsbericht S. 18 war die Ursprungsfestigkeit eines gelochten Stabes zu $\sigma_{U2} = 18 \text{ kg/mm}^2$ gefunden worden.

Es wird also bei St 52

$$\gamma_0 = \frac{21}{17} = 1,235 \text{ und allgemein}$$

$$\gamma = 1,235 - 0,865 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1} \text{ (starker Verkehr).}$$

Für $\frac{\min M_1}{\max M_1} = 0,272$ wird $\gamma = 1$.

Nach den Goslarer Beschlüssen soll bei St 52 unterschieden werden zwischen Brücken mit starkem Verkehr und zwischen Brücken mit schwachem Verkehr.

Der Berechnung der γ -Werte bei starkem Verkehr sind $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel zugrunde gelegt. Nimmt man für schwachen Verkehr nur die Hälfte, also $1 \cdot 10^6$ Lastwechsel, so zeigt der Verlauf der Wöhler-Linie nach S. 16 des Kuratoriumsberichts, daß die zulässigen Ursprungsfestigkeiten etwa 1 kg/mm^2 höher angenommen werden können. Man hätte also

$\sigma_{W zul} = 11 \text{ kg/mm}^2$, also

$$\gamma_{-1} = \frac{21}{11} = 1,91.$$

$\sigma_{U zul} = 18$, also $\gamma_0 = \frac{21}{18} = 1,167$ oder allgemein

$$\gamma = 1,167 - 0,743 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1} \text{ (Brücken aus St 52, schwacher Verkehr)}$$

Mit $\frac{\min M_1}{\max M_1} = 0,225$ wird $\gamma = 1$.

Die γ -Linie für genietete Eisenbahnbrücken mit starkem Verkehr (BE Tafel 17, Sp. 3) fällt nahezu mit der ---Linie zusammen, denn für genietete Brücken ist

$$\gamma_{-1} = 1,944$$

$$\gamma_0 = 1,167.$$

Die ---Linie für schwachen Verkehr ist in Goslar noch nicht beschlossen worden.

Bild 3 u. 4 sind die Schaubilder der zulässigen Spannungen für St 37 und St 52. Der Text ist bei beiden derselbe. Abweichend von den Goslarer Beschlüssen, wird noch eine Änderung für die zulässigen Hauptspannungen nach der Formel $\sigma = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_1^2 + 4\tau^2}$ vorgeschlagen:

Statt	$\sigma_{W zul} = 11 \text{ kg/mm}^2$	} bei St 37
neuer Vorschlag	$\sigma_{W zul} = 10 \text{ kg/mm}^2$	
und statt	$\sigma_{W zul} = 9 \text{ kg/mm}^2$	} bei St 52
neuer Vorschlag	$\sigma_{W zul} = 10 \text{ kg/mm}^2$	
ferner	$\sigma_{U zul} = 17 \text{ kg/mm}^2$	statt nur $15,4 \text{ kg/mm}^2$.

Bei St 52 wäre dann die Linie IVa, IVb der zulässigen Hauptspannungen wie die Linie Ia, Ib. Es liegt kein Grund vor, für die Hauptspannung noch kleinere Werte als für die Normalspannungen zuzulassen und den St 52 noch schlechter zu stellen als St 37. Die Darstellungen in Bild 3 u. 4 geben ein anschauliches Bild der zulässigen Spannungen. Auf der Abszissenachse sind die unteren Spannungen σ_u , auf der Ordinatenachse die oberen Spannungen σ_o (hier = σ_{zul}) für die verschiedenen Bauteile und Schweißnähte aufgetragen. Da die Ordinaten σ_u der unter 45° geneigten Linien ebenso groß sind wie die Abszissen σ_u , so sieht man sofort, wie groß die Schwingungswerte $\sigma_o - \sigma_u = \sigma_w$ in den einzelnen Bereichen ist. Diese in Goslar beschlossenen Linien stützen sich im wesentlichen auf die Ergebnisse der Kuratoriumsversuche. Für den praktischen Gebrauch eignet sich besser die aus diesen Linien abgeleitete Tafel 2 der α -Werte.

III. α -Werte für die zulässigen Spannungen (vgl. Bild 3 u. 4 und Tafel 2).

A. Geschweißte Brücken aus St 37 (Bild 3).

Die Linie Ia, Ib gibt die zulässigen Spannungen ungestoßener Bauteile im Zug- und Druckgebiet, sie dient zur Bestimmung der γ -Werte. Es fand sich allgemein

$$\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1} \text{ (Bild 1).}$$

Diese Linie Ia, Ib ist maßgebend für die Querschnittsermittlung der Vollwandträger von Eisenbahnbrücken. Man erkennt, daß für

$$\min M_1 = -\max M_1 \quad \sigma_{W zul} = 10 \text{ kg/mm}^2 \quad (\gamma = 1,4)$$

$$\min M_1 = 0 \quad \sigma_{U zul} = 14 \text{ kg/mm}^2 \quad (\gamma = 1)$$

wird. Müssen die Gurtplatten gestoßen werden, so sind zwei Fälle zu unterscheiden:

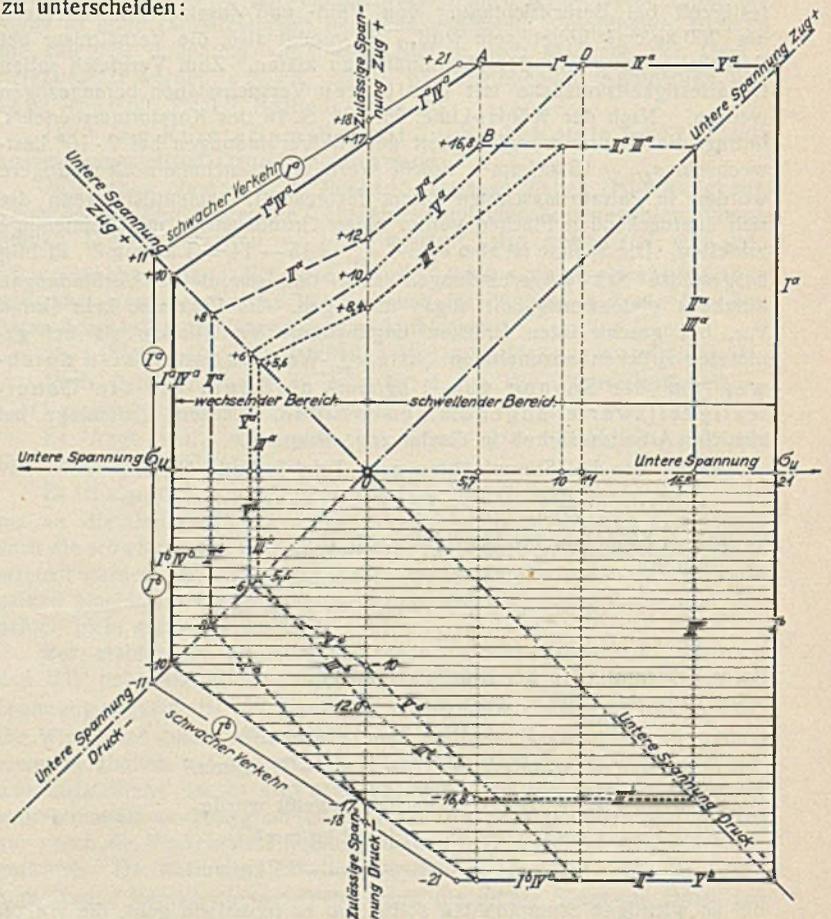


Bild 4. Schaubild der zulässigen Spannungen bei geschweißten vollwandigen Brücken aus St 52.

Tafel 2.

1	2	3	4	5	6	7	8
Lfd. Nr.	Bauteile und Nahtart	Art der Beanspruchung	α = Werte bei				Bemerkungen
			St 37			St 52	
1	Ungestoßen durchgehende Bauteile und Decklaschen	Zug	10			10	* nicht die durchschießenden Platten der fahrbahnlangsträger
2		Druck	10			10	
3		Abscheren	0,8			0,8	
4	Gestoßene Bauteile da, wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel	größte Spannung Zug (+)	0,8	Wechselbereich $\alpha = 0,7 - 0,1 \frac{\min M}{\max M}$		schwellender Bereich für $\frac{\min M}{\max M} \geq 0 \leq 0,34$ $\alpha = 0,7 - 0,34 \frac{\min M}{\max M} \geq 0,8$	Es empfiehlt sich, die Stumpfstöße an Stellen zu legen, an denen nicht die höchst zulässige Spannung auftritt.
5	möglich ist	größte Spannung Druck (-)	Wechselbereich $\alpha = 1 + 0,2 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich $\alpha = 1,0$	Wechselbereich $\alpha = 1,0 + 0,2 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich $\alpha = 1,0$	
6	nicht möglich ist	größte Spannung Zug (+)	Wechselbereich $\alpha = 0,56$	schwellender Bereich für $\frac{\min M}{\max M} \geq 0,3$ $\alpha = 0,56 + 0,8 \frac{\min M}{\max M} \geq 0,8$	Wechselbereich $\alpha = 0,50 - 0,06 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich für $\frac{\min M}{\max M} \geq 0 \leq 0,6$ $\alpha = 0,50 + 0,50 \frac{\min M}{\max M} \geq 0,8$	
7		größte Spannung Druck (-)	Wechselbereich $\alpha = 0,80 + 0,24 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich $\alpha = 0,8$	Wechselbereich $\alpha = 0,70 + 0,14 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich für $\frac{\min M}{\max M} \geq 0 \leq 0,34$ $\alpha = 0,70 + 0,30 \frac{\min M}{\max M} \geq 0,8$	
8	Durchlaufende Stumpf- oder Kehlnähte zur Verbindung des Stegbleches mit den Gurtungen an Stellen, an denen das Stegblech nicht gestoßen ist.	Hauptspannung $\sigma = \sigma_x + \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z)$ im Stegblech und in den Nähten	Wechselbereich $\alpha = 1,1 + 0,1 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich $\alpha = 1,1$	wie bei Nr 8		
9	dasselbe am Stegblechstoß	dasselbe	$\alpha = 1,0$		wie bei Nr 8		
10	Schweißnähte und Stegblech am Anschluß der Gurtung	Scher-spannung $\tau = \frac{F \cdot \max Q \cdot S}{J \cdot t}$	$\alpha = 0,65$		$\alpha = 0,55$		
11	Stumpfnäht am Stegblechstoß und Kehlnähte zum Anschluß eines Stegs an Träger oder Stützen	Scher-spannung $\tau = \frac{F \cdot \max Q}{\Sigma a \cdot l}$	$\alpha = 0,65$		$\alpha = 0,55$		
12	Bauteile in der Nähe von Stirnkehlnähten und an Stellen, an denen Flankenkehlnähte beginnen oder endigen und die Nähte selbst	jede Beanspruchungsart	Wechselbereich $\alpha = 0,7 + 0,1 \frac{\min M}{\max M}$	schwellender Bereich für $\frac{\min M}{\max M} \geq 0 \leq 0,285$ $\alpha = 0,7 + 1,05 \frac{\min M}{\max M} \geq 0,8$	Wechselbereich $\alpha = 0,60$	schwellender Bereich für $\frac{\min M}{\max M} \geq 0 \leq 0,525$ $\alpha = 0,60 + 0,76 \frac{\min M}{\max M} \geq 0,8$	dies gilt auch für die Aussteifungen der Stegbleche und die Anschlüsse von Trägern (Normalspannung im Stegblech)
13	durchschießende Platten an den fahrbahnlangsträgern	Biege-spannung	wie bei 12		wie bei 12		

Die Stegblechstumpfstöße sollen geränigt werden, sie müssen in denjenigen Teilen bearbeitet werden (daß ein allmählicher Übergang vom Blech zur Raupe besteht), in denen der Unterschied der oberen und unteren Spannung (bei St 37 und St 52) $\sigma_o - \sigma_u \geq 0,8 \cdot 14 \geq 11,2 \text{ kg/mm}^2$ ist.

σ_o und σ_u sind ohne γ -Werte zu berechnen.

Im Falle lfd Nr 12 und 13 müssen die Stirnkehlnähte und die Lenden der Flankenkehlnähte besonders bearbeitet werden.

1. Die Stumpfnähte können in der Wurzel sorgfältig nachgeschweißt werden.

a) Die größten Spannungen sind Zugspannungen (Linie IIa).

Die seitherigen Vorschriften verlangten unter allen Umständen auch dann eine zusätzliche Laschendeckung im Zuggurt, wenn die Gurtplatten stumpf gestoßen sind. Die Laschen konnten entweder durch Kehlnähte oder durch Nieten angeschlossen werden. Da, wie aus Tafel 1 hervorgeht, sowohl bei Stirnkehlnähten als auch bei beginnenden oder endigenden Flankenkehlnähten die Dauerfestigkeiten erheblich niedriger (fast nur die Hälfte) als bei Stumpfnähten sind, und da die Gurtungen selbst am Beginn der Laschen auch nicht höher beansprucht werden dürfen als die Kehlnähte, so ergaben sich namentlich bei statisch unbestimmten Trägern sehr ungünstige und unwirtschaftliche Bauweisen.

Aber auch beim Nieten der Decklaschen ergaben sich unbefriedigende Lösungen wegen der zu berücksichtigenden Lochschwächung. Der Arbeitsausschuß in Goslar entschloß sich daher auf meinen Antrag zu einer Lösung, die einen ungeheuren Fortschritt bedeutet: Stumpfstoß im Zuggurt ohne jede Laschendeckung. Selbstverständlich kommen hier nur beste Stumpfnähte in Betracht: wenn irgend möglich, Nachschweißen der Wurzeln und sorgfältiges Bearbeiten des Übergangs von der Schweißraupe zum Blech, so daß ein allmählicher Übergang entsteht (die Raupen dürfen auch ganz beseitigt werden), Löcher an der Oberfläche dürfen nicht geduldet werden. Die Gesamtschwächung des Blechs (beim Abschmirgeln) darf nicht mehr als 5% der Blechdicke betragen. Da, wie aus Tafel 1 hervorgeht, die Dauerfestigkeit bei Lage der Stumpfnäht unter 45° wesentlich höher liegt (22 gegen 18), so sollen die Stumpfnähte im Zuggurt grundsätzlich unter 45° gelegt werden. Außerdem soll die zulässige Spannung an der Stoßstelle bei A höchstens 0,8 σ_{zul} ($\cong 0,8 \cdot 14$) sein (Bild 5).

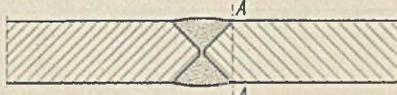


Bild 5.

Es ist also (ohne γ) bei A $\sigma'_{W \text{ zul}} = 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ kg/mm}^2$
 $\sigma'_{U \text{ zul}} = 0,8 \cdot 14 = 11,2 \text{ kg/mm}^2$ } Bild 3.

Da bei Brücken aus St 37 mit $\gamma_{-1} = 1,4$ gerechnet wird, so ergibt sich, wenn die Biegemomente ohne γ in die Rechnung eingeführt werden, eine rechnungsmäßige Spannung im Gurt, wenn $\min M_1 = -\max M_1$ und die Gurtung nicht gestoßen ist,

$$\sigma'_{W \text{ zul}} = \frac{\max M_1}{W} = \frac{14}{\gamma} = \frac{14}{1,4} = 10 \text{ kg/mm}^2.$$

Der Stoß muß an eine solche Stelle gelegt werden, an der bei A

$$\sigma' = \frac{\max M_{A1}}{W} \leq 8 \text{ kg/mm}^2$$

ist, d. h. es muß sein

$$\sigma' \leq \alpha \sigma'_{W \text{ zul}} \leq \alpha \cdot 10 \leq 8 \text{ oder } \alpha = \frac{8}{10} = 0,8.$$

Werden die Biegemomente, wie vorgeschrieben, mit γ vervielfacht, so muß im ungestoßenen Gurt

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\max M_1}{W} \leq \sigma_{zul} \leq 14 \text{ kg/mm}^2$$

sein und an der Stoßstelle

$$\sigma_A = \gamma \sigma' = \frac{\gamma \cdot \max M_{A1}}{W} \leq 1,4 \cdot 8 \leq \alpha \sigma_{zul} \leq \alpha \cdot 14 \leq 0,8 \cdot 14 \leq 11,2 \text{ kg/mm}^2.$$

Ist $\min M_1 = 0$, so ist im ungestoßenen Gurt

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\max M_1}{W} \leq \sigma_{zul} \leq 14 \text{ kg/mm}^2 \quad (\gamma = 1);$$

an der Stoßstelle muß sein

$$\sigma_A = \gamma \sigma' = \gamma \cdot \frac{\max M_{A1}}{W} \leq \gamma \cdot 11,2 \leq 1 \cdot 11,2 \leq \alpha \sigma_{zul} \leq 0,8 \cdot 14 \leq 11,2 \text{ kg/mm}^2.$$

Es ist also in beiden Bereichen $\alpha = 0,8$, und der Stumpfstoß ist so zu legen, daß bei A (Bild 5) die Spannung aus dem mit γ vervielfachten Biegemoment

$$\sigma_A \leq \alpha \sigma_{zul} \leq \alpha \cdot 14 \leq 0,8 \cdot 14 = 11,2 \text{ kg/mm}^2$$

wird.

b) Die größten Spannungen sind Druckspannungen (Linie II b).

Eine Deckung des Stumpfstoßes durch besondere Decklaschen ist nicht erforderlich.

Im schwellenden Bereich ist überall $\alpha = 1$, d. h. an der Stelle A (Bild 5) darf die Spannung so hoch wie in den ungestoßenen Bauteilen, also $\sigma_{zul} = 14 \text{ kg/mm}^2$ sein.

Da, wo die Grenzspannungen für Zug und Druck gleich groß sind, also für $\min M_1 = -\max M_1$, soll

$$\alpha = 0,8, \text{ also } \sigma_{Wzul} \text{ mit } \gamma \cong 0,8 \cdot 14$$

sein. Allgemein ist

$$\alpha = a + b \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1};$$

für $\min M_1 = 0$ ist $\alpha = 1$, also $a = 1$,

für $\min M_1 = -\max M_1$ ist $\alpha = 0,8$, also $0,8 = 1 + b(-1)$, also $b = 0,2$;

also
$$\alpha = 1 + 0,2 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$$

2. Die Stumpfnähte können in der Wurzel nicht nachgeschweißt werden.

Wenn auch dieser Fall möglichst durch bauliche Anordnungen vermieden werden soll, so können doch Fälle vorkommen, wo dies unmöglich ist.

Wenn z. B. bei der Herstellung der Stumpfnah *A* auf der Baustelle zum Stoß der Platte II wegen der durchgehenden Platte I nicht nachgeschweißt werden kann, so muß die Spannung bei *A* auf mindestens $\sigma = \alpha \cdot \sigma_{zul} = \alpha \cdot 14$ ermäßigt werden (Bild 6).

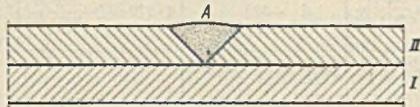


Bild 6.

Unter allen Umständen muß dabei vermieden werden, daß beim Schweißen der V-Nah *A* Schweißgut mit der Platte I während der Schweißung in Berührung kommt, weil durch die Kerbwirkung die Dauerfestigkeit der Platte I ähnlich wie bei einer Stirnnaht von $\sigma_{Uz} = 18 \text{ kg/mm}^2$ auf $\sigma_{Uz} = 10 \text{ kg/mm}^2$ herabgeworfen werden kann. Zu diesem Zweck schiebt man vor dem Schweißen vorübergehend ein dünnes Kupferblech unter die Wurzel. Neuerdings hat Dr. Dörnen bei Verwendung von -Schweißdrähten (statt) viel besser in der Wurzel schweißen können, da der Lichtbogen ruhiger ist. Wie hoch die Dauerfestigkeit σ_{Uz} mit solchen -Drähten ist, wenn nicht nachgeschweißt werden kann, wäre noch nachzuprüfen.

Um diesen Unannehmlichkeiten zu entgehen, wird man, wenn zugänglich, statt zweier Platten I und II lieber eine dickere wählen, die mittels Stumpfstoß an einer Stelle, wo die dünnere Platte noch ausreicht, mit der dickeren Platte verbunden wird. Kann man zwei Platten nicht entbehren, so wird man — entgegen der Gewohnheit bei der genieteten Bauweise — nicht den Stoß versetzen (Bild 7a), sondern lieber beide Platten an derselben Stelle *B* mittels V- oder U-Nah stoßen (Bild 7), damit nach

U-Nähte im gleichen Querschnitt

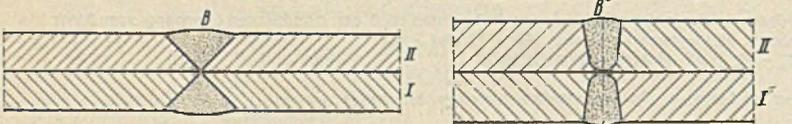


Bild 7. Ausräumen der Schlacke und wurzelseltiges Nachschweißen möglich



Bild 7a.

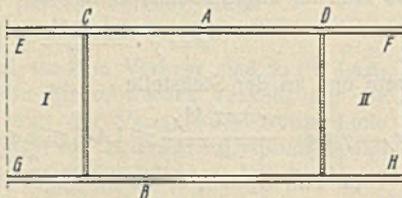


Bild 8.

dem Schweißen der einen Nah und Drehen um 180° die Wurzel mittels Schmirgelscheibe usw. entfernt und nach Vorschweißen mit dünnerem Draht die zweite Nah geschweißt werden kann. (Bei dieser Gelegenheit sei noch auf einen besonderen Umstand hingewiesen: Hat man es z. B. mit einem Baustellenstoß bei *A* und *B* eines Vollwandträgers zu tun (Bild 8), so muß man dafür sorgen, daß beim Schweißen der Stumpfnähte bei *A* und *B* die Teile I und II wegen der Schrumpfungen sich nähern können [besondere Lagerung]. Um dies zu ermöglichen, wird man bei *C* und *D* Stegblechstöße anordnen und die Gurtungen bei *EFGH* auf etwas größere Länge erst dann anschweißen, wenn das einzulegende Stegblechstück *CD* ganz eingeschweißt ist. Man wird dieses Stegblechstück so lang machen, daß nach Schweißen der Stumpfnah *C* [Schrumpfung] der Spalt *D* gerade die richtige Weite hat. Die Stegblechstumpfnähte sollen nicht im Pilgerschritt, sondern in einem Zug oder von der Mitte nach beiden Seiten durchgeschweißt werden.)

a) Die größten Spannungen sind Zugspannungen.

Wie aus der Zahlentafel 5^{3*} des Kuratoriumsberichts S. 37 hervorgeht, sinkt die Dauerfestigkeit von Stumpfnähten, deren Wurzel nicht nachgeschweißt werden kann (Zeile 1), auf etwa das 0,7fache gegenüber dem Fall, daß das Nachschweißen möglich ist (Zeile 2). Der Arbeitsausschuß in Goslar beschloß daher, die zulässige Spannung noch weiter auf das 0,7fache herabzusetzen. Es ist also

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Wzul} &= 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_{Uz zul} &= 0,7 \cdot 11,2 = \text{rd. } 7,8 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ Linie IIIa.}$$

Im schwellenden Bereich soll die Schwingungswerte $\sigma_w = 7,8 \text{ kg/mm}^2$ so lange bleiben, bis beim Punkt *A* (Bild 3) die zulässige Spannung 11,2 kg/mm² erreicht wird (Linie IIIa). Dann ist bei *A* (Bild 3)

$$\begin{aligned} \min M_1 &= 11,2 - 7,8 = 3,4 \text{ kg/mm}^2 \\ \max M_1 &= 11,2, \text{ also } \frac{\min M_1}{\max M_1} = \frac{3,4}{11,2} \approx 0,3. \end{aligned}$$

Zur Bestimmung der α -Werte ergibt sich im Wechselbereich bei

$$\begin{aligned} \min M_1 &= -\max M_1 \quad \sigma_{zul} = \frac{14}{1,4} = 10 \text{ kg/mm}^2 \\ \alpha_{-1} \cdot 10 &= 5,6, \text{ also } \alpha_{-1} = 0,56; \end{aligned}$$

bei $\min M_1 = 0$ wird $\alpha_0 \cdot 14 = 7,8$, also $\alpha_0 = \frac{7,8}{14} = 0,56$.

Im Wechselbereich ist also überall $\alpha = 0,56$.

Im schwellenden Bereich ist $\alpha_0 = 0,56$

und bei $\frac{\min M_1}{\max M_1} = \frac{3,4}{11,2} \approx 0,3 \quad \alpha_{+0,3} = 0,8$

also für $\frac{\min M_1}{\max M_1} > 0 \leq 0,3 \quad \alpha_{0,3} = 0,56 + x \cdot 0,3 = 0,80$
 $x = 0,8$

also $\alpha = 0,56 + 0,8 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$

b) Die größten Spannungen sind Druckspannungen (Linie IIIb).

Im ganzen schwellenden Bereich soll, wenn die Wurzel nicht nachgeschweißt werden kann, die Spannung auf $\sigma = 0,8 \cdot 14 = 11,2 \text{ kg/mm}^2$ herabgesetzt werden. Es ist also hier überall $\alpha = 0,8$.

Bei $\min M_1 = -\max M_1$ ist $\sigma_{Wzul} = \pm 5,6 \text{ kg/mm}^2$, also $\alpha_{-1} = \frac{5,6}{10} = 0,56$. Im wechselnden Bereich also allgemein

$$\alpha = 0,80 + 0,24 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$$

3. α -Werte für die Hauptspannungen nach der Formel

$$\sigma = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_1^2 + 4\tau^2} \text{ bei vollwandigen Eisenbahnbrücken.}$$

Handelt es sich um die Berechnung der Hauptspannungen am Übergang vom Stegblech zur Gurtung an der Stelle *x* eines Blechträgers, wo

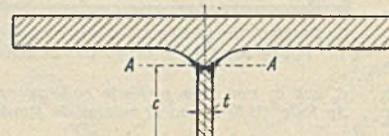


Bild 9.

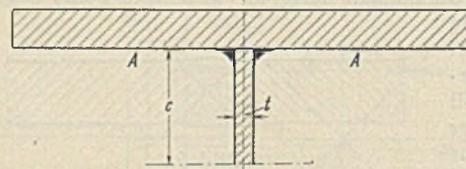


Bild 10.

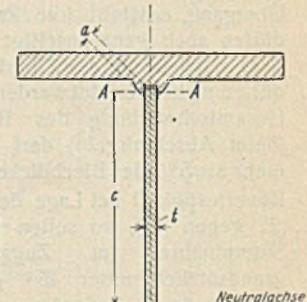


Bild 12.

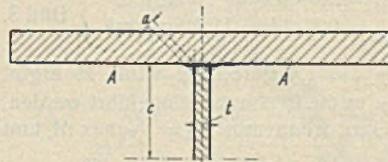


Bild 11.

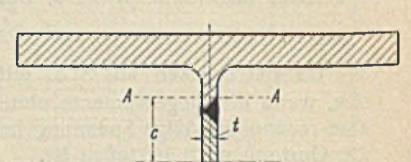


Bild 13.

neben einem Biegemoment $\max M_x$ die zugehörige Querkraft Q_x zu übertragen ist, so müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

1. Die Scherspannung τ des Stegblechs am Übergang vom Steg zur Gurtung (*AA*) (Bild 9 bis 13) darf die zulässige Scherspannung für Schweißnähte

$$\tau \leq \alpha \sigma_{zul} = \alpha \cdot 14 \text{ kg/mm}^2$$

nicht überschreiten

$$\alpha = 0,65 \text{ bei St 37}$$

$$\alpha = 0,55 \text{ bei St 52}$$

$$\tau = 0,65 \cdot 14 = 9,1 \text{ kg/mm}^2$$

$$\tau = 0,55 \cdot 21 = 11,55$$

Es muß also sein $\tau = \frac{\gamma Q_x S}{J t} \leq \alpha \sigma_{zul}$, wo α der Beiwert gemäß Tafel 2, Zeile 10

S das statische Moment der Gurtung in bezug auf die Neutralachse, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts und t die Dicke des Stegblechs ist.

Ein Nachweis für die Kehlnähte ist nicht erforderlich, wenn

$$a \geq \frac{t}{2} \text{ ist.}$$

2. Ist c der Abstand des Übergangs des Steges zur Gurtung (AA) (Bild 9 bis 13) von der Neutralachse, so muß mit

$$\sigma_1 = \frac{\gamma \cdot \max M_{x1} c}{J}$$

nachgewiesen werden, daß

$$\sigma = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_1^2 + 4 \tau^2} \leq \alpha \sigma_{zul} \text{ ist.}$$

(Für σ_1 gelten nicht die Beiwerte der Tafel 2.)

Bei Stumpfnähten muß die Wurzel nachgeschweißt werden.

Bezüglich der größten Momente und dazugehörigen größten Querkkräfte sind die ungünstigsten Verhältnisse zu berücksichtigen. Die α -Werte können nach dem Verhältnis $\frac{\min M_1}{\max M_1}$ für σ_1 berechnet werden.

Für $\frac{\min M_1}{\max M_1} = -1$ ist für die Hauptspannung $\sigma_{Wzul} = 10 \text{ kg/mm}^2$, also

$$\alpha_{-1} = \frac{10}{10} = 1.$$

Für $\min M_1 = 0$ ist $\sigma_{Uzul} = 15,4 \text{ kg/mm}^2$, also

$$\alpha_0 = \frac{15,4}{14} = 1,1.$$

Im Wechselbereich ist also $\alpha = 1,1 + 0,1 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ (Tafel 2, Zeile 8).

Im ganzen Schwellbereich ist $\alpha = 1,1$.

Wenn aber an der fraglichen Stelle das Stegblech gestoßen ist, dann ist in beiden Bereichen $\alpha = 1$ zu setzen (Linie Ia, 1b).

4. α -Werte bei leichten Stirnkehlnähten und bei beginnenden und endigenden Flankenkehlnähten.

Bei allmählichem Übergang von der Raupe zum Blech bei Stirnkehlnähten und am Ende von Flankenkehlnähten und guter Durchschweißung der Nahtwurzel soll nach den Goslarer Beschlüssen

$$\sigma_{Wzul} = 6 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{Uzul} = 10 \text{ kg/mm}^2 \text{ angenommen werden.}$$

Dieselbe Schwingungswerte $\sigma_w = 10 \text{ kg/mm}^2$ soll bis zum Punkte B (Bild 3) beibehalten werden, bei dem $\sigma_o = 14 \text{ kg/mm}^2$, also $\sigma_u = 14 - 10 = 4 \text{ kg/mm}^2$ ist (Linie Va und Vb).

Für $\min M_1 = -\max M_1$ ist $\alpha_{-1} \cdot 10 = 6$, also $\alpha_{-1} = 0,6$

„ $\min M_1 = 0$ ist $\alpha_0 \cdot 14 = 10$, also $\alpha_0 = \frac{10}{14} = \text{rd. } 0,7$,

„ $\frac{\min M_1}{\max M_1} = \frac{14 - 10}{14} = \frac{4}{14} = 0,285$, also $\alpha_{0,285} = 1$.

Es ist also im Wechselbereich $\alpha = 0,7 + 0,1 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$.

Im schwellenden Bereich ist für $\min M_1 = 0$ $\alpha_0 = \frac{10}{14} = \text{rd. } 0,7$

für $\frac{\min M_1}{\max M_1} = 0,285$ $\alpha_{0,285} = 1$, also

$$\alpha = 0,7 + 1,05 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1} \text{ für } \frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,285;$$

für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,285$ wird $\alpha = 1$ (Tafel 2, Zeile 12).

Da man es bei den durchschießenden Platten der Fahrbahnlangsträger stets mit beginnenden Kehlnähten zu tun hat, so gilt hier Tafel 2, Spalte 12. (Die durchschießenden Platten dürfen nicht an die Querträger angeschweißt werden.)

B. α -Werte für Brücken aus St 52.

Die α -Werte bei Brücken aus St 52 wurden sinngemäß berechnet.

Es ist früher zwecks Vereinfachung versucht worden, auch für die Stumpfnähte, die nicht durchgeschweißt werden können, für die Hauptspannungen und für Stirnnahte und beginnende Kehlnähte γ -Werte zu berechnen, wie dies für beste Stumpfnähte zur Querschnittsermittlung geschehen ist. Es hat sich dies aber als unzweckmäßig erwiesen, weil der ganze Rechnungsvorgang mit den vielen verschiedenen γ -Werten außerordentlich unübersichtlich geworden wäre. Die Methode mit nur einem γ -Werte lehnt sich auch vollständig an die Berechnung bei genieteten Bauwerken an, auch dort kommen α -Werte, wenn auch nicht unter dieser Bezeichnung vor, z. B.

$$\tau = 0,8 \sigma_{zul}$$

$$\sigma_l = 2 \sigma_{zul}$$

Die Methode mit Hilfe von α -Werten (Formziffer α) hat den großen Vorteil, daß bei dem Entwerfen alles auf denselben Maßstab bezogen wird, nämlich σ_{zul} , und daß dem Entwerfenden stets vor Augen geführt wird, wann und um wieviel er die zulässige Spannung herabmindern muß. Es hat dies zugleich einen erzieherischen Wert, weil der Entwerfende ganz von selbst bei niedrigen α -Werten auf einen wirtschaftlichen Weg gedrängt wird (z. B. daß er darauf abzielen muß, an Stelle von beginnenden Kehlnähten andere Bauweisen anzuwenden).

IV. Fahrbahnlangsträger.

Die Fahrbahnlangsträger von geschweißten Eisenbahnbrücken mit Ausnahme der Konsolträger sollen nicht nach dem γ -Verfahren berechnet werden. Zum Teil abweichend von den Vorschriften für genietete Eisenbahnbrücken (BE § 46^a) sind die Biegemomente wie folgt anzunehmen:

Tafel 3. Geschweißte Fahrbahnlangsträger.

1	2	3	4
Nr.	Bezeichnung	St 37	St 52
1	Feldmoment in den Endfeldern und an den Fahrbahnunterbrechungen	1,0 M_0	1,2 M_0
2	Feldmoment in den Mittelfeldern	0,8 M_0	1,1 M_0
3	Stützenmoment an Zwischenlangsträgern	0,75 M_0	0,9 M_0

(Die Konsolträger sind unter Berücksichtigung der ungünstigsten Belastung nach dem γ -Verfahren zu berechnen.)

M_0 ist das größte Biegemoment bei einem auf zwei Stützen frei aufliegenden Fahrbahnlangsträger.

Das Stützenmoment der Endlangsträger über den Endquerträgern zur Berechnung des Anschlusses der Endlangsträger an die Endquerträger setzt sich zusammen aus dem größten Biegemoment M_K , das die Kragträger aufzunehmen haben, und dem Einspannungsmoment M_D , entsprechend der Verdrillungssteifigkeit der Endquerträger. Das Gesamtspannungsmoment ist also

$$\max M = M_K + M_D.$$

Wird dieses Moment mindestens $\max M = 2,5 M_K$ angenommen, so braucht die Verdrillungssteifigkeit nicht nachgewiesen zu werden. Hiernach ist die durchschießende Platte zu berechnen. (Über diese Art der Berechnung ist noch kein endgültiger Beschluß des Arbeitsausschusses gefaßt worden.)

Bemerkung: Die Spalte 4 der Tafel 3 weicht ab von der BE.

Da die zulässigen Spannungen σ_{zul} bei St 52 höher sind als bei St 37, die Ursprungsfestigkeiten beider Werkstoffe aber nicht wesentlich verschieden sind, so wurden die Beiwerte in Spalte 4 gegenüber denen bei genieteten Trägern um den Unterschied der γ_0 -Werte, also um

$$1,235 - 1,167 \approx 0,1$$

erhöht.

Die Anschlüsse sind wie bei genieteten Brücken für einen gedachten Auflagerdruck $\max A' = 1,2 (A_g + \varphi A_p)$ zu bemessen.

V. Windverbände.

Es empfiehlt sich, die Knotenbleche anzunieten, nicht anzuschweißen, weil beim Schweißen Kehlnähte kaum zu vermeiden sind. Durch die Kehlnähte müßte die zulässige Spannung nämlich nach Maßgabe der Tafel 2 herabgesetzt werden. Der Einfachheit halber empfiehlt es sich, auch die Füllstäbe der Windverbände anzunieten.

VI. Bauliche Durchbildung.

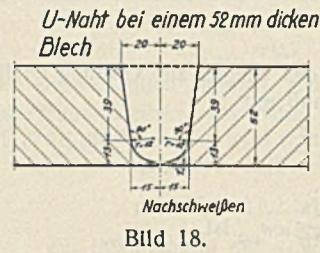
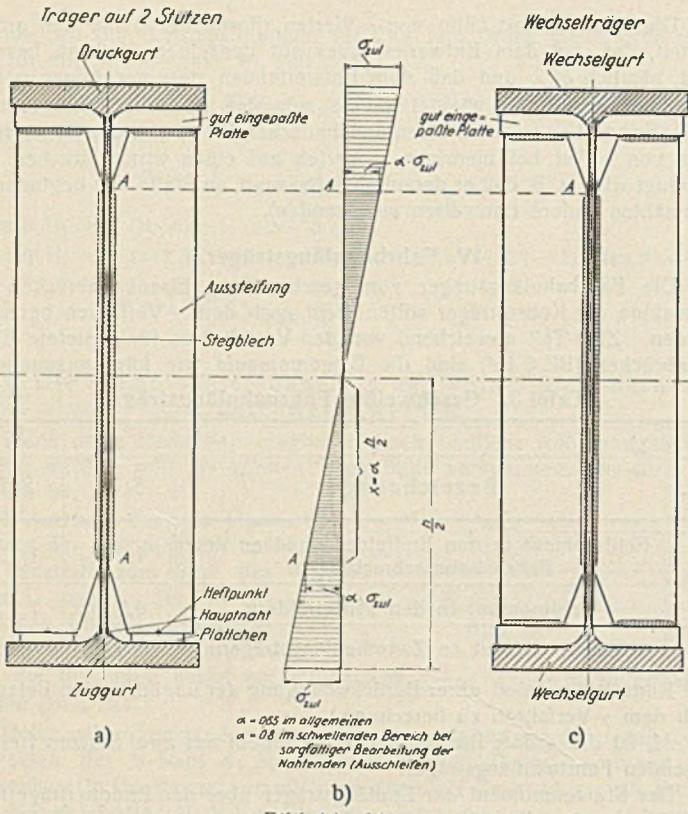
Hier soll nur auf einige wesentliche Punkte hingewiesen werden:

1. Bei geschweißten Brücken sollen unterbrochene Nähte wegen der Kerbwirkung überhaupt nicht angewendet werden. Auch Schlitznähte sollen bei geschweißten Brücken nicht ausgeführt werden.

2. Wegen der Herabminderung der Dauerfestigkeit durch Kehlnähte sollen die Aussteifungen der Stegbleche nicht unmittelbar mit den Gurtungen verschweißt werden. Wegen des Beginns der Kehlnähte bei A vgl. Tafel 2, Zeile 12.

3. In Bild 15a u. b sind zwei Lösungen gezeigt, wie geschweißte Längsträger zweckmäßig durch Annieten an die Querträger befestigt werden. Die Längsträger können in der Werkstatt vollständig an die Anschlußbleche angeschweißt werden. Auf der Baustelle ist dann nur auszuführen:

1. Schlagen der Anschlußniete an den Querträger. (Damit der Anschluß am nächsten Querträger paßt, ist letzterer erst nach Annieten der Längsträger an den Hauptträgern zu befestigen.)
2. Einpassen der Ausgleichplättchen und Keile.
3. Aufschweißen der durchschießenden Platte (s. Tafel 2, Zeile 13). (Das Nieten soll also an geschweißten Brücken nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden, vielmehr soll die Nietbauweise da angewendet werden, wo sie Vorteile bietet.)



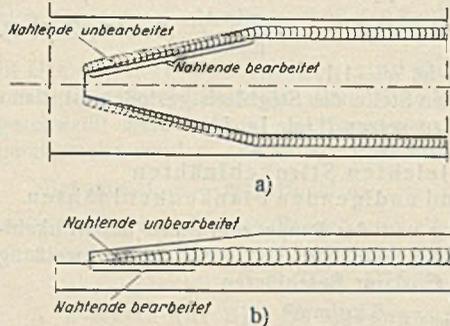
X-Nähte auch U-Nähte verwendet werden, die weniger Schweißgut erfordern und bei denen demnach die Wärmezufuhr (Schrumpfung) geringer ist.

In Bild 18 ist ein Beispiel einer U-Naht für ein 52 mm dickes Blech gezeichnet.

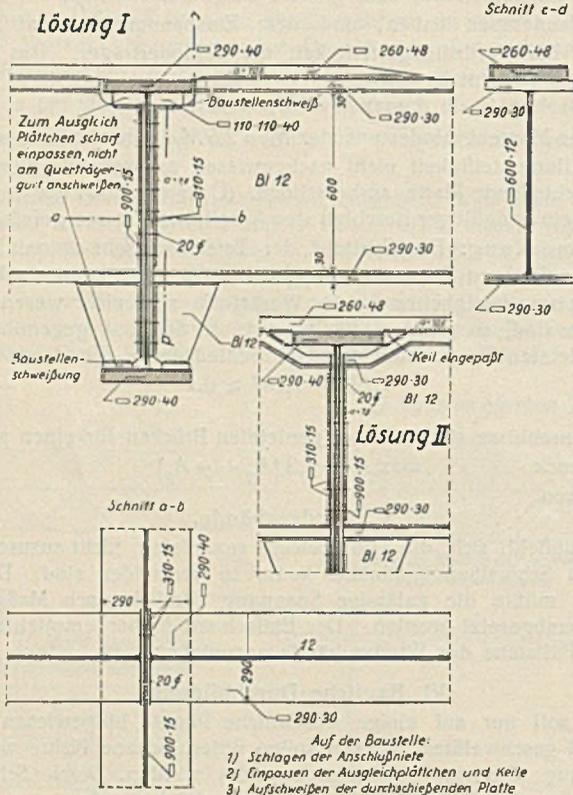
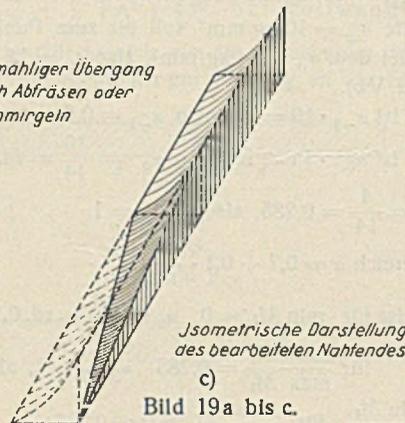
6. Müssen zwei Gurtplatten in der Nähe gestoßen werden, so ist der Stoß nicht zu versetzen, weil sonst die Wurzel nicht nachgeschweißt werden kann und die untere Platte durch die Schweißraupe verletzt würde (Kerbwirkung!), vielmehr ist der Stoß, wie aus Bild 7 hervorgeht, an eine Stelle zu legen.

7. Die Stumpfnähte in Gurten sollen zur Gurtschwerlinie möglichst symmetrischen Querschnitt haben. X-Nähte bei einer Platte, zwei V- oder U-Nähte bei zwei Platten (Bild 5 u. 7).
8. Die zu verschweißenden Bauteile sollen während des Schweißens nicht starr festgelegt werden, so daß die Bauteile während des Abkühlens der Nähte möglichst dem Schrumpfen entsprechen folgen können.
9. Alle Flächen, die zu verschweißen sind, müssen vorher metallblank (Besettigen der Walzhaut) abgearbeitet sein.
10. Bei beginnenden und endigenden Kehlnähten soll der Übergang zum Blech ein allmählicher sein (Bild 19a bis c).

Nun noch ein Wort über Schrumpfspannungen: Daß meine im Stahlbau 1933, Heft 6, S. 42 u. 43, dargestellte Auffassung richtig ist, hat sich inzwischen nicht nur an Zugstäben, sondern neuerdings auch an Druckstäben durch statische Knickversuche mit ungeschweißten und geschweißten Stahlstützen bestätigt. Eine I-Stütze 200 · 200 ungeschweißt hat bei mittlerer Belastung 195,6 t getragen. Eine geschweißte Stütze mit denselben Abmessungen, bei der in den Gurten Schrumpfspannungen bis nahe an der Quetschgrenze durch Aufschneiden festgestellt wurden, hätte, wenn nicht ein Spannungsausgleich mit den Zugspannungen im Steg eingetreten wäre, schon beim Aufbringen kleiner Druckkräfte ausknicken müssen; dies ist nicht eingetreten, die geschweißte Stütze hat



Allmählicher Übergang durch Abräsen oder Abschmirgeln



4. Wo es zur Verhütung zu großer Spannungen im Stegblech am Übergang zu den Gurten notwendig ist, stellenweise dickere Bleche anzuordnen, soll der Übergang mittels Stumpfstoß ein allmählicher sein (Bild 16).

5. Gurtplatten in Vollwandträgern sind im allgemeinen durch Stumpfstoße zu stoßen (vgl. Tafel 2). Wenn möglich, sind die Gurten so auszubilden, daß an einer Stelle nur eine Gurtplatte von entsprechender Dicke verwendet wird.

Der Übergang zur dickeren Platte soll, wie aus Bild 17 ersichtlich ist, ein allmählicher sein. Bei dickeren Platten können statt der V- oder



vielmehr fast ebensoviel, nämlich 187,0 t getragen. Dabei wurde tatsächlich eine ganz erhebliche plastische Verformung festgestellt, die sich ziemlich weit nach der Stabmitte zu erstreckt hat. Dieselbe Stütze hat ungeschweißt bei 2,6 cm außermittigem Kraftangriff eine Höchstlast von 106,4 t getragen, die geschweißte Stütze von 105,0 t. Also sogar bei außermittigem Kraftangriff war die Knicklast dieselbe.

VII. Schluß.

Der noch nicht endgültige Entwurf zu den Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken, wie er in Goslar beraten wurde, bringt so einschneidende Änderungen gegenüber den bisherigen Vorschriften, daß die Reichsbahndirektionen beauftragt wurden, vorläufig schon nach diesem Entwurf zu verfahren. Die endgültige Fassung wird erst in Friedrichshafen Anfang August festgelegt werden. Ein ungeheurer Fortschritt ist darin zu erblicken, daß sogar die Gurtplatten im Zuggurt ohne Laschendeckung stumpf gestoßen werden dürfen, allerdings unter Herabminderung der zulässigen Spannungen nach Maßgabe der Tafel 2 und wenn beste Ausführung dieser wichtigen Stumpfnähte gewährleistet ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Erddruckformel und bewegliche Auflasten.

Von Regierungs- und Baurat Fechner, Aufkirchen b. Starnberg.

Im Jahre 1917 berichtete Lauer über einen interessanten Fall von Rissebildungen an einer Eisenbahnbrücke¹⁾. Es handelte sich um ein Gewölbe mit verhältnismäßig sehr hohen Stirnmauern, zwischen denen Erdreich zur Auffüllung eingebracht war. Dieses Erdreich war durch die Stöße der darüber hinwegrollenden Eisenbahnwagen schließlich so fest eingestampft worden, daß die Stirnmauern dem Druck nicht mehr standhielten, sondern über die Flucht der Bogenstirnen hinaus vorgeschoben wurden. Das Gewölbe selbst erhielt Risse in der Längsachse.

Einen ähnlichen Fall konnte Verfasser dieser Zeilen zehn Jahre später bei einer Straßenbrücke in Westfalen selbst beobachten. Auch dort waren an einzelnen Stellen der mehrere Öffnungen umfassenden Bogenbrücke die Stirnmauern vorgepreßt worden, obwohl die fraglichen Mauern hier nur eine geringe Höhe besaßen und an den Bogenscheiteln kaum 50 cm maßen. Jedoch war das eingebrachte Füllmaterial ganz besonders ungeeignet; es bestand zum großen Teil aus tonigen Beimengungen.

Die beiden angeführten Fälle lenken die Aufmerksamkeit auf die Tatsache, daß die Drücke des Erdreichs auf Stützmauern unter bewegten Lasten eine recht erhebliche Steigerung erfahren können. Die bekannten Erddruckformeln, die man bei der Berechnung von Stützmauern in der Regel anwendet, werden in solchen Fällen den tatsächlichen Verhältnissen nicht immer gerecht. Sie liefern im allgemeinen Höchstwerte des aktiven und Mindestwerte des passiven Erddrucks, letztere zur Führung des Nachweises, daß ein Abgleiten der untersuchten Mauer in der Richtung des aktiven Erddrucks nicht eintreten könne. Um beides handelt es sich bei dem Erddruck unter bewegten Lasten offenbar nicht immer, vielmehr liegt die Vermutung nahe, daß in solchen Fällen ein Anwachsen des Schubes bis in die Nähe des Höchstwertes des passiven Erddrucks möglich sei. Da der Höchstwert des passiven Erddrucks eine einigermaßen unbestimmte, jedenfalls aber eine sehr erhebliche Größe bedeutet (er kann bis zum Zehnfachen des aktiven Erddrucks betragen), so erwachsen hier der richtigen Konstruktion nicht unbedeutende Schwierigkeiten.

Ein Umgehen dieser Schwierigkeiten bedeutet es, wenn z. B. bei gewölbten Brücken die Ausfüllung der Hohlräume in den Gewölbezwickeln und zwischen den Stirnmauern mit bodenähnlichem Material überhaupt vermieden und in solchen Fällen zum Magerbeton gegriffen wird. Dieser Ausweg hat in den dafür geeigneten Fällen entschieden viel für sich, ist aber nicht immer durchführbar. Die günstigste Synthese von Sicherheit und Wirtschaftlichkeit, die beim Bauen stets anzustreben ist, wird häufig auf andere Weise zu erreichen sein.

Bei sehr beschränkten Baumitteln hat Verfasser dieser Zeilen einmal folgendes Verfahren angewendet: Es handelte sich um die Hinterfüllung eines 8 m hohen Flügelmauerpaares einer Brückenendung. Das Mauerwerk war aus massivem Beton hergestellt, als Füllstoff stand lehmiger Kies zur Verfügung. Es war möglich, das beste an Ort und Stelle vorhandene Material, das den größten Reibungswinkel versprach, ohne besondere Unkosten auszusuchen. Dieses Material wurde bis zu einer Höhe von 1,5 m unter Straßenoberfläche eingebracht. Nunmehr wurde beim weiteren Auffüllen Zement unter den Kies gemischt, was sich ohne erhebliche Mehrkosten bewerkstelligen ließ. Als Mehraufwand kamen auf diese Weise in der Hauptsache nur die Kosten des verwendeten Zements in Frage. Zwischen den Flügelmauern entstand so eine Schicht von 1 m Dicke, der man eine genügende Starrheit zur unschädlichen Verteilung der Radschläge auf die untere Hinterfüllungsschicht wohl zutrauen konnte.

Es dürfte anzunehmen sein, daß diese verhältnismäßig recht billige Maßnahme den Erddruck auf die Flügelmauern wesentlich herabgemindert hat, wenn auch die Tatsache allein, daß das Verhalten des fraglichen Mauerwerks nach Fertigstellung des Baues nicht zu den geringsten Ausstellungen Veranlassung gab, positive Schlüsse nach dieser Richtung hin natürlich schwer ziehen läßt. Nicht immer werden bei unzutreffenden Berechnungsannahmen die gegenüber der Rechnung vergrößerten Druckkräfte ein solches Ausmaß annehmen, daß es zu äußeren Beschädigungen kommt. Aber auch wenn das nicht der Fall ist, ist selbstverständlich die Widerstandsfähigkeit der Bauteile vermindert. Bei etwaigem Hinzutreten weiterer Einwirkungen — man denke z. B. an ein Unterspültwerden einzelner Konstruktionsteile beim Wasserbau — werden Bauwerke, die unter zu günstigen Annahmen errechnet sind, leichter zu Bruch gehen als zutreffend berechnete.

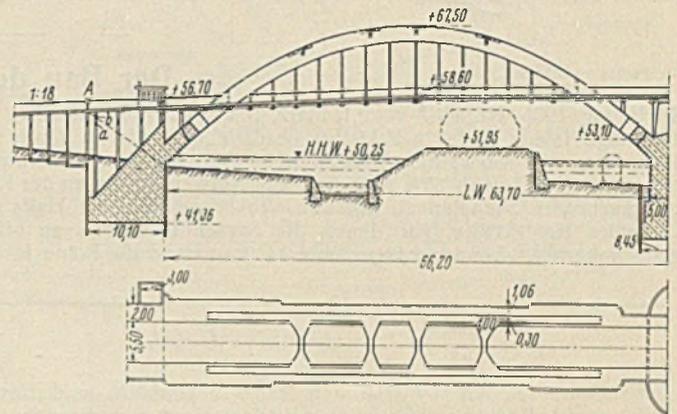
Einen erheblichen Vorteil bieten in gewisser Beziehung Eisenbetonkonstruktionen, da sie vermöge ihrer weit größeren Durchbiegung Überlastungen schon lange vor Eintritt der Bruchbeanspruchung anzeigen. Bei Eisenbetonkonstruktionen hat man daher in der Messung der Durch-

biegungen beim fertigen Bauwerk in der Regel ein Mittel an der Hand, die Übereinstimmung der tatsächlich auftretenden Beanspruchungen mit den rechnerischen Kräften nachzuprüfen, was leider bei massiven Betonkonstruktionen im allgemeinen nicht möglich ist.

Schon aus diesem Grunde hat der Konstrukteur ein wesentliches Interesse daran, genauere Aufschlüsse über die Größe der wirklich entstehenden Schubkräfte unter bewegten Lasten zu erhalten.

Folgender Fall, der geeignet ist, einiges Licht in diese Frage zu bringen, dürfte daher der Darstellung wert sein:

Im Jahre 1927 mußte bei dem Bau einer Brücke über den Flußschlauch und das Überschwemmungsgebiet eines Stromes unter anderem auch ein Bahnkörper überbrückt werden, der sich parallel zum Flußschlauch hinzog und letzteren von dem Städtchen, dem der Brückenbau in erster Linie galt, trennte. Die Abbildung zeigt einen Schnitt durch die erste Brückenöffnung von links mit dem überbrückten Bahndamm. Der Ort selbst lag auf einer Anhöhe noch etwas über dem Bahnkörper, so daß es gerade möglich war, von der Ortstraße aus mit nicht allzu steiler Rampe über die Bahnanlage hinwegzukommen. Als Brückenkonstruktion war für diese Öffnung eine Eisenbetonbogenbrücke mit untenliegender Fahrbahn gewählt.



Die beiden tragenden Betonbogen durchbrachen die Fahrbahn in der Nähe der Brückenenden und erreichten einige Meter unter Straßenoberkante ihre Widerlager. Auf der rechten Seite bestand dieses Widerlager aus einem Zwischenpfeiler der im ganzen sieben Bogen umfassenden Brücke, während sich links das Endwiderlager befand. Um die Steigung der Fahrbahn nach Möglichkeit zu mildern, setzte das Gefälle schon auf der Brücke selbst, unmittelbar über der stadtsseitigen Kante des Bahnkörpers an, so daß die Pflasterbahn am Endwiderlager noch etwa 8 m über dem Gelände lag.

Die obere Widerlagerfläche war entsprechend der Bogenneigung sehr stark abgedacht, wodurch die beiden seitlichen Abschlußwände über dem Widerlager eine dreieckähnliche Form erhielten. Die untere Ecke dieser Dreiecke lag etwa 11,5 m unter Straßenoberfläche.

Die eingepunktete schräge Linie deutet den Böschungskegel der Einschüttung auf der stromab gelegenen Seite der Straße an. Die stromauf gelegene Seite (diejenige, auf der sich der Beschauer befindet) wurde durch eine Eisenbetonwand abgeschlossen, da sich hier ein Fußweg hinzog.

Statisch waren die Abschlußwände in mehrere senkrechte Rippen mit Zwischenplatten aufgelöst, die Rippen banden unten in das Widerlager ein und wurden oben, quer zur Fahrtrichtung, durch Eisenbetonanker miteinander verbunden. Diesen Eisenbetonankern war die Aufgabe zugewiesen, den Erddruck im oberen Teile der Seitenwände aufzunehmen und damit ein Ausweichen der letzteren zu verhindern. Das Füllmaterial über dem Widerlager bestand aus lehmigem Kies; er wurde lagenweise unter Wasserzusatz eingewalzt.

Als die Schüttung beendet war, zeigte es sich, daß die eine der beiden Seitenwangen (diejenige, die in der Darstellung sichtbar ist) am Punkte A um etwa 1,5 cm ausgewichen war. Die Straße wurde an der fraglichen Stelle sofort aufgegraben und über dem alten Anker a, an dem nicht die geringste Beschädigung wahrgenommen werden konnte, ein zweiter Anker b eingezogen. Damit hoffte man, dem Übel wirksam gesteuert zu haben. Leider erwies sich diese Hoffnung als irrig; die Bewegung kam auch jetzt noch nicht zur Ruhe, sondern setzte sich durch Jahre hindurch mit immer geringeren Auswirkungen fort. Erst fünf Jahre nach der Fertigstellung des Baues konnten weitere Bewegungen nicht mehr nachgewiesen werden. Im ganzen beträgt die Ausweichung etwa 3 cm. Risse im Beton oder andere Beschädigungen haben sich nicht gezeigt.

Irgendwelche fehlerhafte Ausführung der Betonarbeiten kann zur Erklärung des geschilderten Vorgangs nicht herangezogen werden, wie schon der einwandfreie Zustand des Ankers a nach der ersten Dehnung vermuten ließ. Der Bau war von einer der ersten Eisenbetonfirmen

¹⁾ Ztbl. d. Bauw. 1917, Nr. 22, S. 137.

Deutschlands äußerst gewissenhaft ausgeführt worden und war sonst in allen Teilen vorzüglich gelungen, wie ein Brückenabnahmebeamter der Reichsbahn den Bauherren und Eigentümern der Brücke gegenüber unaufgefordert bestätigte. Auch ein Rechenfehler lag nicht vor. Der Grund für das eigentümliche Verhalten der Mauerwange kann vielmehr nur in einer besonders starken Abweichung der Größe des tatsächlich zur Wirkung kommenden Erddrucks von der rechnermäßigen Größe erblickt werden. Die Nachrechnung ergab, daß der gemessenen Größe der Ankerdehnungen eine Kraft entsprach, die mindestens fünfmal so groß war, als nach den üblichen Berechnungsannahmen im ungünstigsten Falle vermutet werden konnte.

Zur richtigen Beurteilung des Falles ist die Form des zwischen den Wangenmauern eingeschlossenen Erdkerns wohl zu beachten. Begrenzt wurde dieser Erdkern nach drei Seiten von senkrechten Wänden, nämlich den beiden Wangenmauern und der stadtseitigen Spundwand der Widerlagereinfassung. Nach der vierten Seite zu wurde die Begrenzung von der steilen Schräge der Widerlagerabdachung gebildet. Die Schläge der über die Rampen rollenden Fuhrwerke (darunter schnellfahrende schwere Lasten, wie Omnibusse) preßten das aus lehmigem Kies bestehende Füllmaterial also nicht nur in sich zusammen, sondern drückten außerdem das auf der steilen Rückenschräge abrutschende Erdreich wie einen Keil nach unten. Ein Zusammenpressen des Füllmaterials allein, ohne die Gleitfläche auf dem Widerlager, hätte aller Wahrscheinlichkeit nach bei

der groben, kiesigen Beschaffenheit des Erdkerns zu keiner merkbaren Veränderung geführt; erst die Form des Widerlagers gestaltete die Verhältnisse so ungünstig, daß die geschilderte Bewegung eintrat.

Ein Beweis für die Richtigkeit dieser Erklärung bildet unter anderem das Verhalten der Eisenbetonstützwand links des Widerlagers. Wie bereits erwähnt, zog sich auf der Oberstromseite der Rampe ein Fußweg neben der Rampe hin, der eine steile Ausbildung der Rampenböschung auf dieser Seite bedingte. Obgleich an der Stoßstelle zwischen Widerlagerwange und Stützwand die freie Höhe über dem gewachsenen Boden gleich groß war und Berechnung wie Konstruktion bei den genannten Bauteilen grundsätzlich nicht voneinander abwichen, konnte ein Nachgeben dieser Stützwand nicht festgestellt werden.

Der geschilderte Fall lehrt, mit wie großer Vorsicht die Konstruktion von Futtermauern usw. vorzunehmen ist, wenn bewegte Lasten bei der Erzeugung der Spannungen im Spiele sind. Es genügt nicht, einwandfreies Material zu verwenden und bei der Bemessung der in die Rechnung einzuführenden Druckkräfte einen gewissen Sicherheitszuschlag zu machen. Von ausschlaggebender Bedeutung ist auch die Form des gepreßten Erdkerns. Steile Abgleitflächen sind zu vermeiden. Wenn das in Ausnahmefällen nicht tunlich sein sollte, so dürfte nach Maßgabe der Wirtschaftlichkeit entweder Magerbeton zu verwenden oder ein Zuschlag zu den errechneten Druckkräften bis zum Fünf- bis Sechsfachen des Rechnungswertes zu machen sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Hafens in Haifa.

In Engng. 1935, Nr. 3607 vom 1. März, S. 221 bis 223, Tafel XI, wird der Bau des Hafens Haifa in Palästina beschrieben. Als im Jahre 1922 Großbritannien die Verwaltung Palästinas im Auftrage des Völkerbundes übernommen hatte, ergab sich sehr bald die Notwendigkeit, an der Küste einen brauchbaren Seehafen zu schaffen. In Frage kam nur Haifa oder Jaffa, beides Hafenstädte, vor denen die Seeschiffe damals an offener Seeküste ankerten. Londoner Ingenieure stellten dann die Pläne für den

der harte Tonboden nur in geringem Maße angeschnitten wurde und daß außerdem die Baggermassen voll zum Aufhöhen des Hafengeländes verwendet werden konnten. Die aufgehöhte Fläche ist 36 ha groß, sie liegt vor dem früheren Ufer auf der Südseite des Hafenbeckens.

Der Lageplan zeigt, daß zunächst der Ostteil des Hafens ausgebaut worden ist, der Westteil ist der künftigen Erweiterung vorbehalten. An die Einfahrt schließt sich unmittelbar ein Wendebecken von 370 m Durchm.

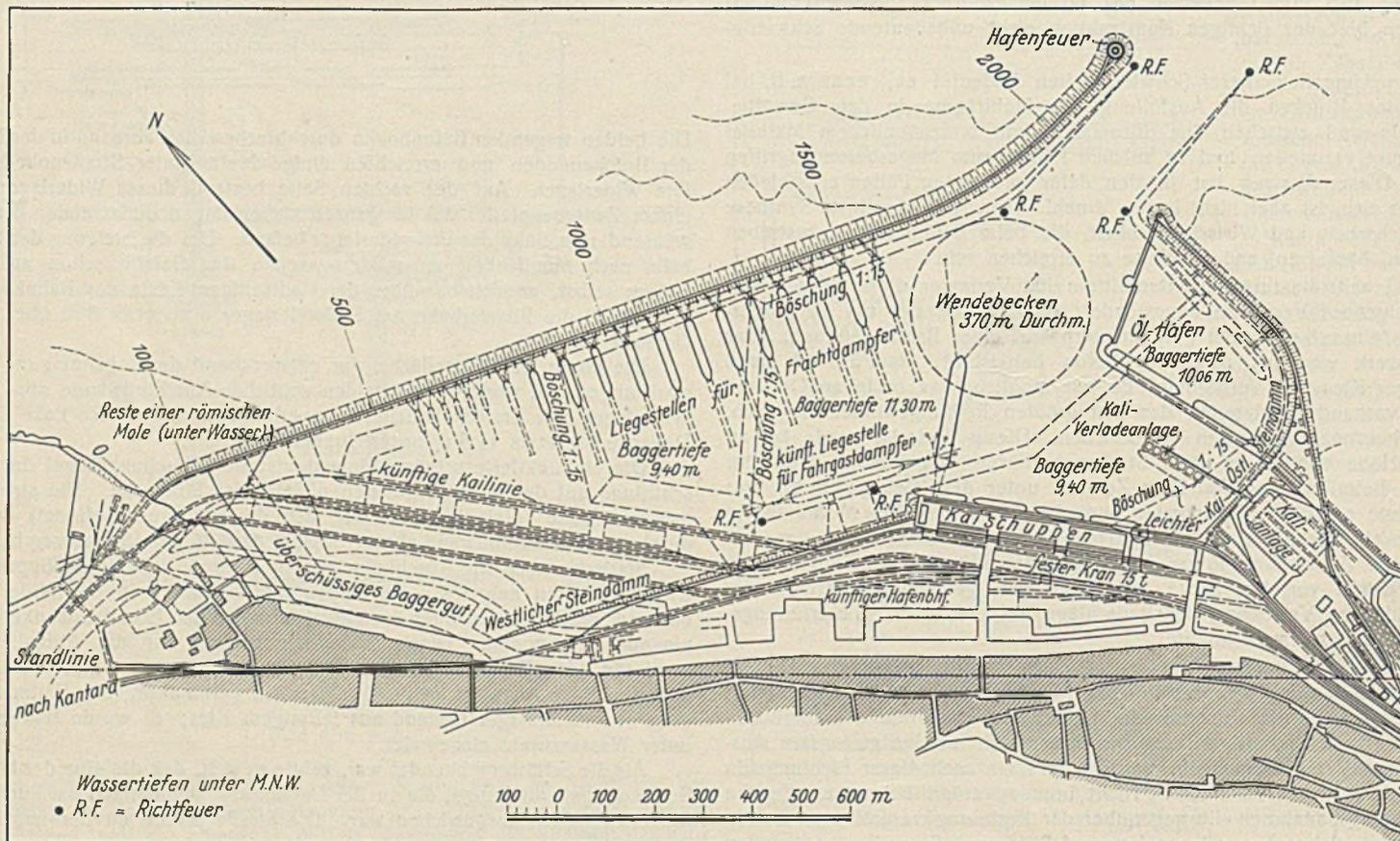


Abb. 1. Lageplan.

Bau eines durch Wellenbrecher geschützten Hafens bei Haifa auf, nach denen der Bau Anfang 1928 begonnen und im Laufe von sechs Jahren durchgeführt worden ist.

Abb. 1 gibt einen Lageplan des nun fertigen Hafens. Durch zwei Wellenbrecher von 2200 m und 765 m Länge wird eine 120 ha große Wasserfläche eingeschlossen. Die Einfahrt zwischen den Molenköpfen ist 180 m breit und 12,20 m tief. 70 ha der Hafenfläche sind durch Baggerung vertieft, 40 ha davon auf 11,30 m, 30 ha auf 9,15 m Tiefe. Gebaggert sind 1 800 000 m³ Boden, und zwar fast ausschließlich feiner Sand, nur nahe dem Ufer etwas harter Tonboden. Weiter landeinwärts liegt Felsuntergrund. Der Hafen ist so angeordnet worden, daß der Fels gar nicht,

an. Westlich davon sind auf der Innenseite des Wellenbrechers Liegeplätze für Seeschiffe vorgesehen. Die Schiffe sollen senkrecht zum Wellenbrecher liegen und vom Heck aus an Pollern, vom Bug aus an Ankern festmachen. Der Wellenbrecher trägt zu diesem Zwecke Poller für 200 t und 150 t Trossenzug. Südlich des Wendebeckens ist das aufgehöhte Hafengelände durch eine 430 m lange Kai-mauer begrenzt, die bei 9,50 m nutzbarer Wassertiefe vier Seeschiffen hintereinander Platz bietet. Hinter der Kai-mauer stehen drei in Stahlfachwerk erbaute Kaischuppen. Der Kai hat Gleis- und Straßenanschluß. Östlich schließt eine 275 m lange Kai-mauer für Leichterfahrzeuge mit 4,90 m Wassertiefe an. Weiter östlich ist auf der Innenseite des südöstlichen Wellenbrechers eine 10 ha große

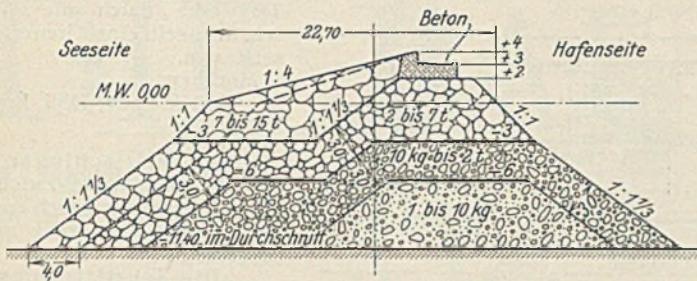


Abb. 2. Querschnitt des Hauptwellenbrechers.

Wasserfläche als Ölhafen abgeschlossen worden. Seine 100 m breite Einfahrt kann durch einen Schwimmbalken geschlossen werden. Der Ölhafen enthält Liegestellen für zwei Tankeschiffe; zwei weitere Liegestellen können ohne weiteres hergestellt werden.

Abb. 2 zeigt einen Querschnitt des Hauptwellenbrechers. Der kleinere Wellenbrecher hat einen schwächeren Querschnitt erhalten. Die Steine sind von einem elgens erschlossenen Steinbruch, der 20 km von Haifa entfernt liegt, mit einer besonders gebauten Bahn herangeschafft und mit einem Dampfkran entladen und eingebaut worden. Der Kran hatte einen Derrickauser, der bei 18,30 m Ausladung 15 t, bei 23 m Ausladung 12 t trug. Der Kran lief mit Drehgestellen auf zwei Gleisen mit Regelspur, auf denen auch die Bahnwagen mit den Steinen an- und abrollten. Die Gleise lagen 2 m über MW (HHW = +0,46 MW, NNW = -0,60 MW). Der Kran wurde mit dem Baufortschritte des Wellenbrechers von der Wurzel aus allmählich nach dem Kopfe vorgeschoben. Hinter ihm wurde der Wellenbrecher bis zur Höhe +2,00 MW fertiggestellt. Der Kran lief dann denselben Weg zurück, wobei nunmehr der obere Teil des Wellenbrechers in Richtung von Molenkopf zur Wurzel hin vollendet wurde. Auf diese Weise konnte der Unterbau des Wellenbrechers unter dem Einfluß des Seeganges sich genügend setzen, ehe die obere Abschlußmauer aus Beton aufgebracht wurde. Bei zwei schweren Stürmen wurden Wellen von 4 m Höhe (Berg bis Tal) beobachtet, unter deren Einfluß die Steinschüttung auf der Seeseite bis zu 60 cm sackte, in der Mitte des Steinendamms, unter der später aufgetragenen Betonkrona aber kaum nachgab. Beim Vorbau des Wellenbrechers wurden täglich (in zehnstündiger Schicht) etwa 1500 t Steine entladen und verbaut.

Die Kaimauer ist aus 7 t schweren Betonblöcken erbaut worden (Abb. 3). Zunächst wurde an der Baustelle eine 11 m tiefe Rinne gebaggert. Die Rinne wurde bis zur Hafensohle, also in 1 m Höhe, mit

Bruchsteinen angefüllt, die von Leichtern gekippt wurden. Darauf wurden als Bettung für die Betonblöcke kleinere Bruchsteine (bis zu 12 cm Größe) geschüttet und von Tauchern eingeebnet. Der Kaimauerbau wurde mit der Herstellung eines Ausgangspfeilers aus waagrecht gelegten Blöcken begonnen (Abb. 3), gegen den dann die in Neigung 4:1 geneigten Blockreihen gelehnt wurden. Die Blöcke griffen mit Nut und Feder ineinander, ihre Fugen wurden nicht mit Mörtel gefüllt. An zwei Stellen wurden keilförmige Blöcke eingeschaltet, um die verlorengegangene planmäßige Neigung der Blockschichten wieder zu erreichen.

Zu diesen aus Engng. entnommenen Angaben sel ergänzend hinzugefügt, daß Haifa der Endpunkt der einen der beiden im vorigen Jahre vollendeten Ölleitungen aus dem Mossulgebiete ist. Der Verkehr im Hafen hat in den letzten Jahren außerordentlich stark zugenommen, zum Teil dank den Gütermengen, die der Bau der Ölleitungen gebracht hat. Nach

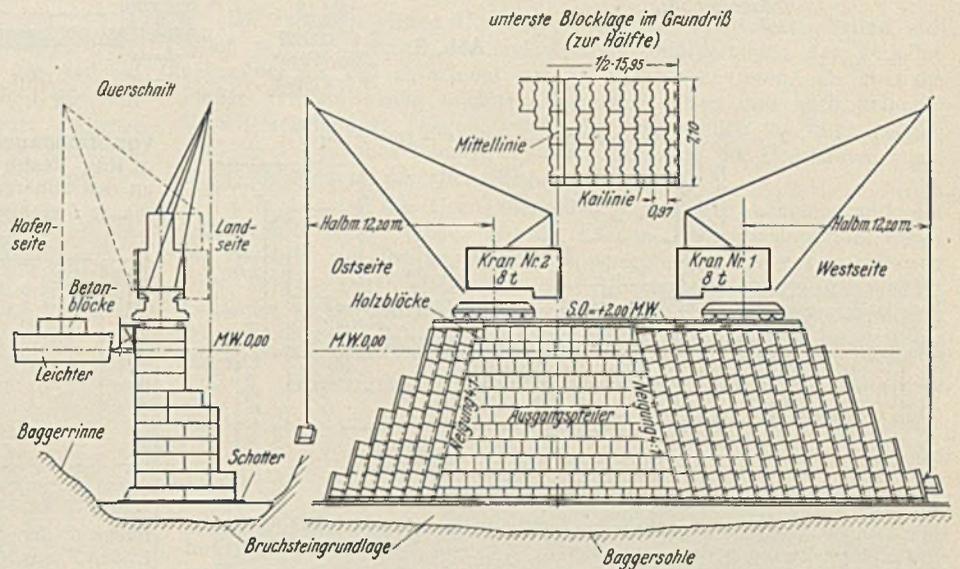


Abb. 3. Kaimauer.

französischen Meldungen¹⁾ hat man sich vor kurzem entschieden, den eben abgeschlossenen Hafenbau weiterzuführen und die Liegestellen und Umschlagsanlagen auf den doppelten Umfang zu bringen, d. h. einen wesentlichen Teil der im Lageplan der Abb. 1 punktiert angegebenen Erweiterungsanlagen auszuführen. Die Regierung hat dazu die Aufnahme einer Anleihe von 650 000 £ genehmigt.

Lohmeyer.

¹⁾ Journal de la Marine Marchande 1935 vom 21. Februar, S. 350.

Vermischtes.

Post- und Verwaltungsgebäude in Pittsburgh. Über den Bau eines bemerkenswerten Post- und Verwaltungsgebäudes von zehn Stockwerken in der Niederstadt von Pittsburgh, Pa., berichtet Eng. News-Rec. 1934 in Bd. 113, Nr. 20 vom 15. November, S. 611. Besonders treten die starken Säulen und zum Teil neuartigen Querschnitte der weitgespannten Unterzüge hervor sowie die Isolierung unter Verwendung von Korkplatten unter dem Gleisbett zur Vermeidung von Erschütterungen. Das Gebäude ist an die Pennsylvania-Eisenbahnstation durch Tunnel angeschlossen und hat an der Grantstraße eine Front von 160 m. Außer dem Eisenbahnanschluß ist eine Nord- und Ostrampe für den Fuhrwerksverkehr nach den beiden unteren Stockwerken vorgesehen. Das Gebäude hat, wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, eine besonders betonte architektonische Ausgestaltung erhalten und ist mit Sandstein verkleidet.

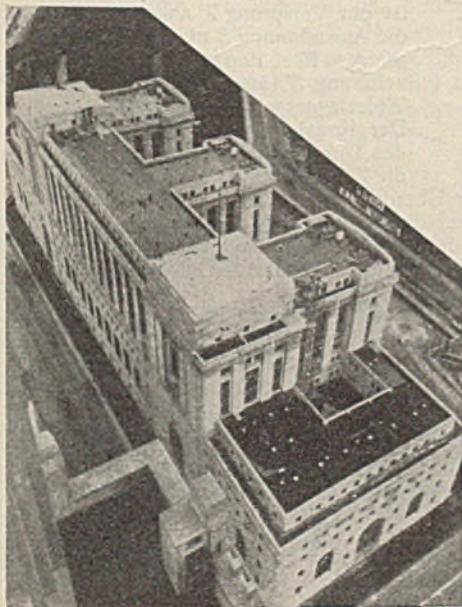


Abb. 1.

Aus dem Lageplan (Abb. 2) sind die in das Gebäude einmündenden Gleise und die Lage der Zufahrtstrassen zu erkennen. Der Querschnitt zeigt die einzelnen Stockwerkhöhen des Bauwerks.

Die gesamte Konstruktion umfaßt 14700 t Baustahl. Bis zum dritten Stockwerk wird das Bauwerk für postalische Zwecke verwendet und hat daher eine Reihe von Förderanlagen und Aufzügen erhalten. Die Deckenträger laufen parallel zur Hauptfront in ost-westlicher Richtung und bestehen aus Einzel-

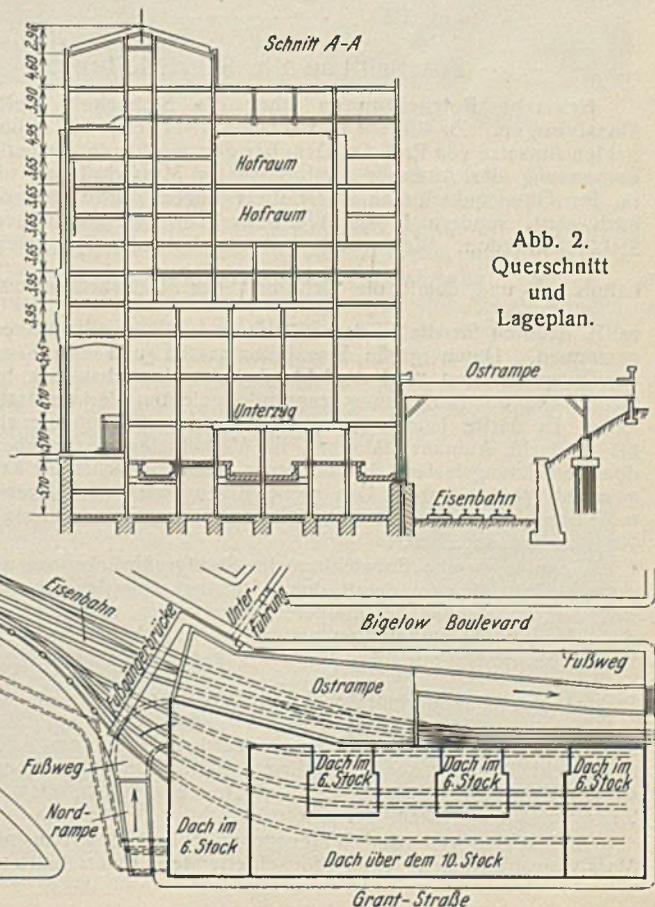


Abb. 2. Querschnitt und Lageplan.

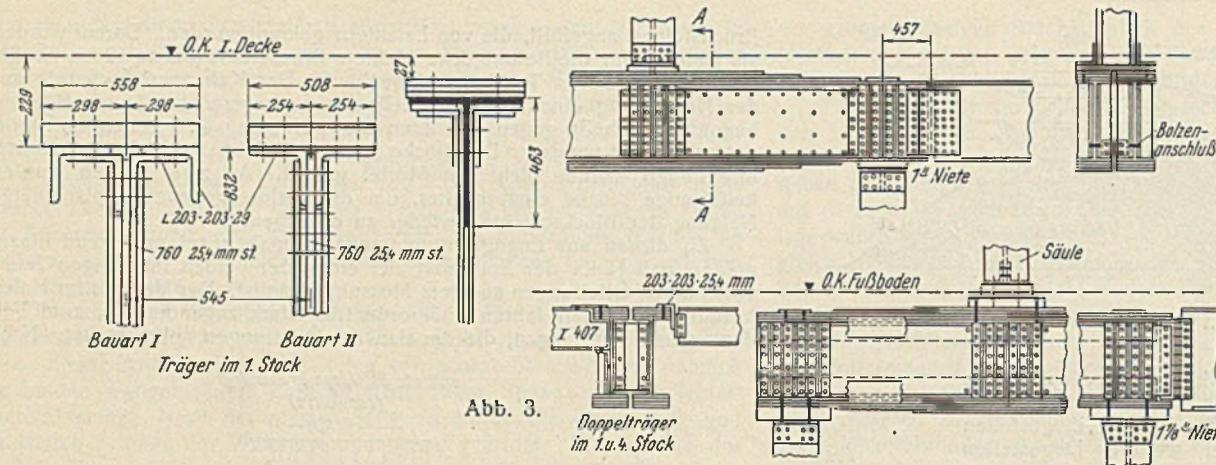


Abb. 3.

Doppelträger
im 1. u. 4. Stock

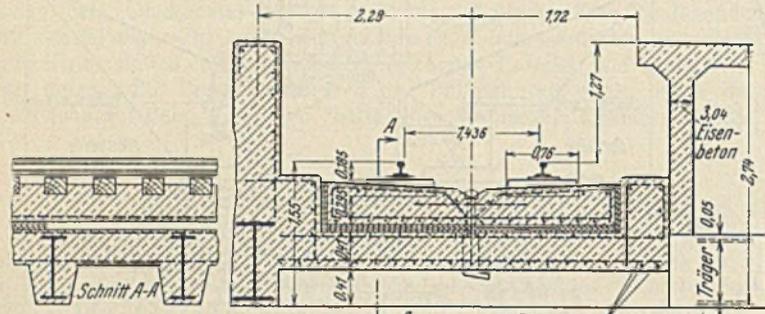


Abb. 4.

1/2 Bewehrung
20 cm Abstand

trägern bzw. aus Trägern über zwei Öffnungen. Mit Rücksicht auf die doppelte Bestimmung des Bauwerks im unteren Teile für die Post und im oberen Teile für Verwaltungszwecke wechselt die Säulenstellung vom vierten Stockwerk ab. Daraus ergab sich unter den Gleisen sowie in der vierten Decke die Anwendung von starken Unterzügen zur Abfangung der großen Verkehrs- bzw. Säulenlasten (Abb. 3).

Zur Isolierung der oberen Teile des Bauwerks gegen Schall und Erschütterungen infolge des Transport- und Bahnverkehrs erhielt die Gleisdecke, die aus starker Betonkonstruktion besteht, eine Korkisolierung unter dem Gleisbett in der Ausbildung gemäß Abb. 4.

Das Gleisbett ist in der Mitte entwässert.

Die Nordrampe führt von der Grantstraße zum unteren Stockwerk, während die Ostrampe von der Siebenten Straße bis zur dritten Decke emporsteigt. Auch sie ist aus einer Eisenbetondecke auf Stahlträgern gebildet.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbogen. Zu diesem in Bautechn. 1934, Heft 50, S. 657, veröffentlichten Aufsatz von Prof. Dr. Dischinger möchte ich bemerken, daß die Begrenzung der Ausmaße weitgespannter Massivbrücken nicht so sehr in den Güteeigenschaften des Betons liegen dürfte (wie der Verfasser nachweist), sondern in der Wettbewerbfähigkeit gegenüber der reinen Stahlkonstruktion. Wenn auch mit zunehmender Spannweite das Ver-

hältnis $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ und damit die Sicherheit der Massivbrücke wächst, so ist

m. E. dadurch für die Wirtschaftlichkeit des Bauwerks keineswegs etwas gewonnen. Durch große Eisenbetonmassen und damit große Eigen- gewichtsspannungen wird erreicht, daß das Massivbauwerk bis zur Zehn- fachen der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslast aufnehmen kann. Es dürfte jedoch bedeutungslos sein, eine größere als eine zwei- bis dreifache Aufnahmefähigkeit für Verkehrslast anzustreben gegenüber den Berechnungslasten, da von einer größeren Sicherheit kein Gebrauch gemacht werden kann. Das große Eigengewicht der Massivbrücken ist mit Rücksicht auf die Erzielung großer Spannweiten wohl als wesentlicher Nachteil anzusprechen.

Wenn heute die Entwicklung im Stahlgroßbrückenbau auf Gewichts- ersparnis abzielt und damit durch Verringerung der ständigen Last er- möglicht, auch schon bei kleineren Spannweiten, die bisher ausschließlich dem Massivbau vorbehalten waren, in wirtschaftlichen Wettbewerb zu treten, so dürfte auch im Massivbrückenbau ein ähnliches Streben am

Platze sein. Das Verhältnis $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ ist bei Stahl am günstigsten; während

das Gewicht der üblichen Eisenbetonfahrbahntafeln samt Abdichtung und Schutzschicht allein schon die Ersatzlast für Lastwagen überschreitet, ist es bei den Fahrbahntafeln aus Stahl heute möglich, Gewichte von nur 250 kg/m² zu erreichen.

Abgesehen von der Wesensgebundenheit des Baustoffs wird bei Massivkonstruktionen einer fortschreitenden Querschnittauflösung der

Tragwerke durch die Wirt- schaftlichkeit eine Grenze ge- setzt sein.

München.

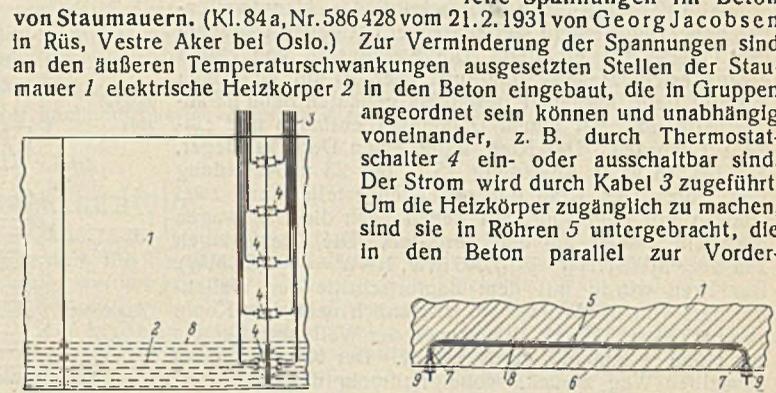
Karl Meyer, Dipl.-Ing.

Prof. Dr. Dischinger hat auf die vorstehende Zuschrift eine Erwiderng auch nach mehrmaliger Erinnerung nicht eingesandt.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Vorrichtung zur Verhin- derung von wechselnden, durch äußere Temperat- urschwankungen hervorgeru- fene Spannungen im Beton von Staumauern. (Kl. 84a, Nr. 586 428 vom 21. 2. 1931 von Georg Jacobson in Rüs, Vestre Aker bei Oslo.) Zur Verminderung der Spannungen sind an den äußeren Temperaturschwankungen ausgesetzten Stellen der Stau- mauer 1 elektrische Heizkörper 2 in den Beton eingebaut, die in Gruppen angeordnet sein können und unabhängig voneinander, z. B. durch Thermostat- schalter 4 ein- oder ausschaltbar sind. Der Strom wird durch Kabel 3 zugeführt. Um die Heizkörper zugänglich zu machen, sind sie in Röhren 5 untergebracht, die in den Beton parallel zur Vorder-



fläche 6 der Staumauer eingebettet sind und mit ihren abgebogenen Enden 7 aus der Mauer herausragen. Die Heizelemente 2 bestehen aus Heizkabeln 8, die auswechselbar in die Röhren 5 eingelegt und so ver- bunden sind, daß sie eine Heizgruppe bilden, deren Stromzufuhr vom Thermostaten 4 gesteuert wird. Die Röhren 5 sind an den Enden wasser- und luftdicht durch Stopfen 9 abgeschlossen, um den Umlauf von Luft oder Wasser durch die Röhren zu verhindern.

Dichtung für Gleitverschlüsse, insbesondere Wehrschütze und Schleusentore. (Kl. 84a, Nr. 585 865 vom 14. 3. 1931 von Dyonizy Howarth in Lwów (Lemberg), Polen.) Um eine bei jeder Stellung des Verschlusskörpers einwandfrei und sicher wirkende Abdichtung des die Druckflüssigkeit enthaltenden Kanals zu erreichen, wird der Kanal durch zwei einander überdeckende rinnenartige Ausnehmungen gebildet, von denen die eine im Verschlusskörper, die andere im Widerlager angeordnet ist; die Endverschlüsse des Kanals werden durch Vorsprünge gebildet, die am Verschlusskörper und am Widerlager angeordnet sind und in die Ausnehmungen eingreifen. Das Schleusentor 2, dessen Gewicht durch

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

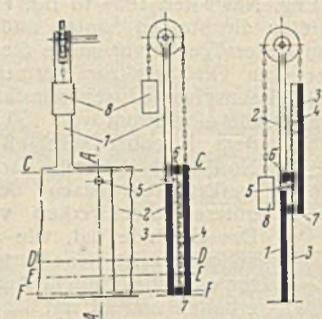


Abb. 4.

das Gegengewicht 8 ausgeglichen wird, gleitet bei seiner Bewegung nach oben und nach unten am festen Widerlager 1 senkrecht auf und ab. In den Gleit- flächen des Tores und seines Widerlagers sind rinnenartige Ausnehmungen 3, 3' angeordnet, die zusammen einen Kanal von z. B. kreisförmigem Querschnitt er- geben. Am unteren Ende des Tores 2 ist ein Vorsprung 7 angeordnet, der in die Ausnehmung 3 als Endverschluß ein- greift. Für den Abschluß der Aus- nehmung 3' ist am oberen Ende des Widerlagers ein Vorsprung 6 angeordnet. Der Kanal 3, 3' ist bei jeder Stellung des Tores verschlossen. Wird nun durch die Zuführungsöffnung 5 in den Kanal 3, 3' eine unter Überdruck stehende Flüssigkeit eingeleitet, so wird auf die Kanalwände ein Druck ausgeübt, der dem auf dem Tor 2 lastenden Wasserdruck entgegen- wirkt; hierdurch wird die bei der Bewegung des Tores auftretende Reibung zwischen den Gleitflächen des Tores und seines Wider- lagers verringert. Der Flüssigkeitsdruck im Kanal 3, 3' ist so zu bemessen, daß der Anpressungsdruck nirgends überschritten wird, da sonst das Tor von seinem Widerlager 1 abgehoben und die Druckflüssigkeit entweichen würde. Die Druckflüssigkeit gelangt aus dem Kanal 3, 3' in die im Tor waagrecht verlaufenden Ausnehmungen 4, so daß zwischen Widerlager und Tor von oben nach unten zunehmende Druckkräfte entstehen.

INHALT: Die Hubbrücke über die Relhe in Harburg-Wilhelmsburg. — Neue Bestimmungen und Bauregeln für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken. — Erddruckformel und bewegliche Auflasten. — Der Bau des Hafens in Haifa. — Vermischtes: Post- und Verwaltungsgebäude in Pittsburgh. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.