

10.877 / 11 SW

P.271/51

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

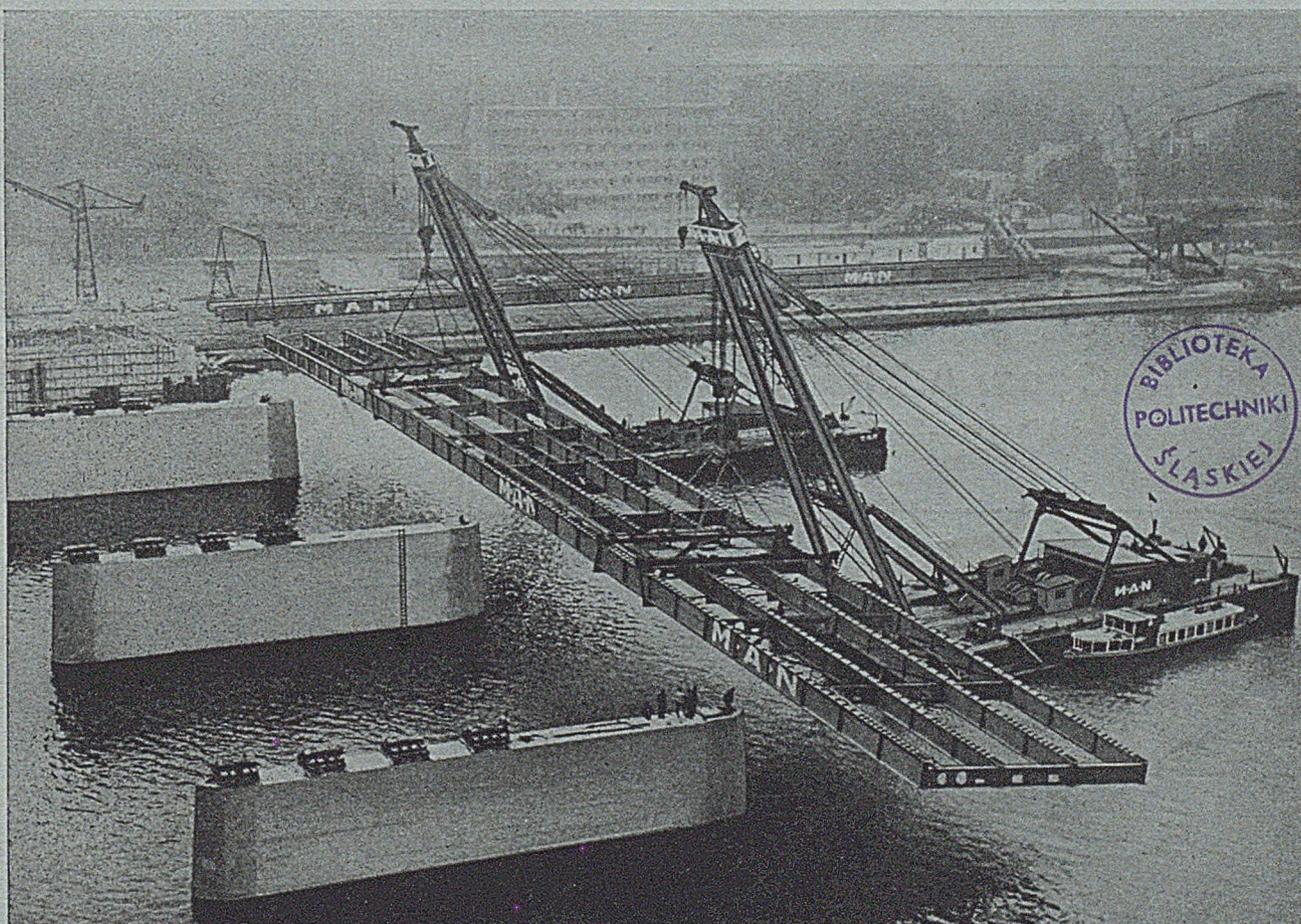
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, März 1951

Heft 3



BIBLIOTEKA
POLITECHNIKI
SLASKIEJ

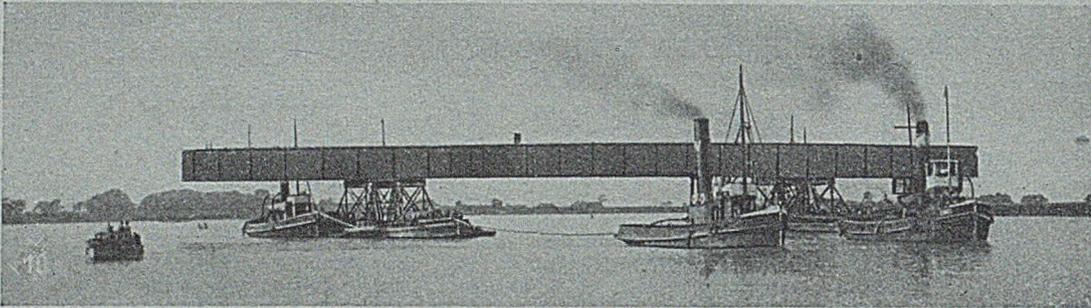
M • A • N

BRÜCKEN- UND STAHLHOCHBAU

NEUZEITLICHE BAUFORMEN
FORTSCHRITTLICHE BAUWEISEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

NORDDEUTSCHER EISENBAU WILHELMSHAVEN



Einschwimmen eines 100 m langen und 540 t schweren Brückenstückes

STAHLBRÜCKEN –
FEST UND BEWEGLICH
HALLEN
TÜRME
SILOS
BEHÄLTER
WASSERBAUTEN
GRABENBAGGER

Baustoff-Prüfgeräte

fertigt seit über 60 Jahren

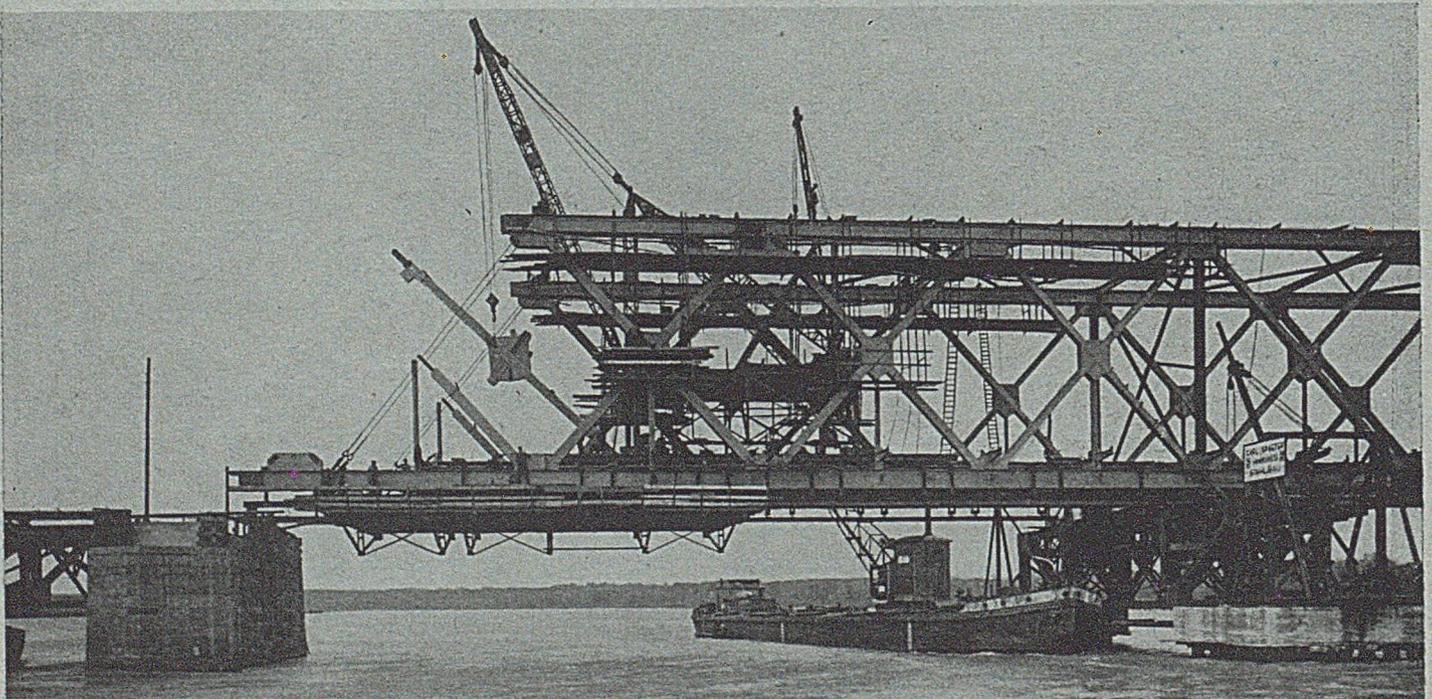
Oscar A. Richter

(10a) Dresden-A 27, Hohe Str. 64

Streichfertige
hochdisperse
TEGO
BLEIMENNIGE
TEGO
ROSTSCHUTZ-
DECKFARBEN

Rostschutz-Anstrich
seit 25 Jahren bewährt

TH. GOLDSCHMIDT AG.
ESSEN



Carl Spaeter, Hamburg



Stahlkonstruktionen für Brücken – Hochbau – Behälter

DIE BAUTECHNIK

DER STAHLBAU : : ZEITSCHRIFTENSCHAU

28. Jahrgang

BERLIN, März 1951

Heft 3

Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1950.

Von Ministerialrat Eugen Ernst, Offenbach (Main).

I.

Die seit der Währungsumstellung anhaltende schwierige finanzielle Lage der Bundesbahn hat auch im Jahre 1950 die Arbeiten zur Beseitigung der Kriegsschäden und für die Unterhaltung und Erneuerung der Bundesbahnbrücken stark behindert. Einschließlich eines Betrags von rd. 28 Mio DM aus einem Arbeitsbeschäftigungskredit der Bundesregierung standen dem Brückenbau insgesamt nur rd. 55 Mio DM zur Fortführung der begonnenen und Inangriffnahme neuer dringender Bauvorhaben zu Verfügung. Da die Wiederherstellung zerstörter und beschädigter Brücken und hierbei insbesondere der Ersatz der vielen schwachen Behelfsbrücken durch Dauerbauten wie in den vergangenen Jahren bevorzugt werden mußte, blieben für die Unterhaltung der Bauwerke und die Erneuerung überalterter Brücken nur völlig unzureichende Mittel übrig, so daß der schon seit mehreren Jahren anhaltende Substanzverlust bei den Brücken auch im Jahre 1950 weiter gewachsen ist. Der unaufhaltsame Verfall der steinernen Brücken, der eine Folge der jahrelang völlig unzureichenden Unterhaltung und anderer Kriegseinwirkungen ist, bereitet der Bundesbahn zunehmende ernste Sorge. Von den

heute vorhandenen massiven Brücken sind, am Rauminhalt des Mauerwerks gemessen, rd. 7,5% über 100 Jahre alt, etwa 8% haben ein Alter von 90 bis 100 Jahren, 11,5% ein Alter von 80 bis 90 Jahren und etwa 15% ein solches von 70 bis 80 Jahren; bei den stählernen Brücken liegen die Verhältnisse günstiger; aber auch hier haben, gemessen am Gewicht, 5% die durchschnittliche Lebensdauer von 60 Jahren überschritten. Alle diese am Ende ihrer Lebensdauer angelangten Bauwerke müssen in den nächsten Jahren laufend in größerer Zahl ersetzt werden, und dies ist nur durch Bereitstellung erheblicher Kredite möglich. Die verschärfte dauernde und kostspielige Überwachung aller Behelfsbrücken und der noch nicht wieder instandgesetzten beschädigten Brücken hat es zwar bisher möglich gemacht, betriebsgefährliche Schäden stets rechtzeitig zu entdecken und zu beseitigen und die Betriebssicherheit voll zu gewährleisten. Aber nur rechtzeitiger Ersatz der altersschwachen Bauwerke kann auf die Dauer dafür bürgen, daß dies auch weiterhin der Fall sein wird.

Erschwert wurde die Lage im Jahre 1950 noch weiter dadurch, daß die Einnahmen der Bundesbahn im ersten Halbjahr 1950 um rd. 100 Mio DM hinter den Erwartungen zurückgeblieben sind, so daß eine erhebliche Streckung des Bauprogramms in das Jahr 1951 hinein angeordnet werden mußte, und ferner dadurch, daß erstmalig nach der Währungsumstellung wieder ein Mangel an verschiedenen Baustoffen, insbesondere an stählernen Walzwerkserzeugnissen eintrat, deren Lieferfristen sich bei einzelnen wichtigeren Erzeugnissen auf bis zu zehn Monaten und mehr verlängerten.

Trotz dieser Erschwernisse wurden 1950 rd. 19 500 t Stahl für Brücken eingebaut.

II.

Auch der personelle und materielle Aufbau der mit der Unterhaltung der Brücken und Ingenieurhochbauten betrauten Dienststellen litt unter den Finanznöten der Bundesbahn. Die Einrichtung der Brückenmeistereien und der Wiederaufbau der Baustoffprüfstellen konnten daher nur wenig vorangetrieben werden. Beachtlicher waren die Fortschritte auf dem Gebiete der Neubearbeitung der Vorschriften für die Berechnung, den Bau und die Unterhaltung der Bauwerke. Die Brückenzernenten der Eisenbahndirektionen wurden in einer dreitägigen Vortragstagung über den neuesten Stand der Schweißtechnik im Brücken- und Ingenieurhochbau unterrichtet. Ende des Jahres wurde für die Aufsichtskräfte in der Brückenunterhaltung ein zehntägiger Schweißlehrgang in der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt Duisburg durchgeführt.

Das Eisenbahn-Zentralamt München hat vielfache zentrale Aufgaben auf dem Gebiet des Brücken- und Ingenieurhochbaus tatkräftig und wesentlich gefördert. Die unter seiner Leitung und unter Beteiligung von Vertretern der Stahlbauindustrie und der Wissenschaft in vielen Beratungen durchgeführte Neubearbeitung

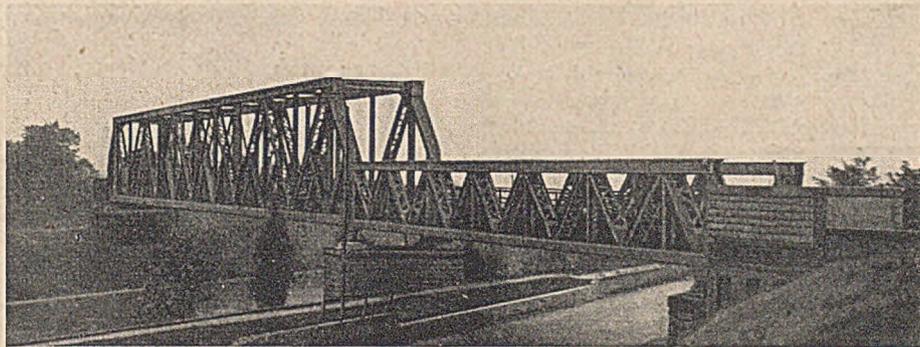


Bild 3. Brücke über den Ruhrschiffahrtsweg und den Ruhrschnellweg nach der Wiederherstellung.

der „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ (BE) wurde im Jahre 1950 abgeschlossen. Die neue Vorschrift wird zu Beginn des Jahres 1951 eingeführt werden; die neuen Lastenzüge für die Berechnung der Eisenbahnbrücken wurden bereits im Juli 1950 eingeführt. Die Technischen Lieferbedingungen der Bundesbahn für Baustahl St 52 und Nietstahl St 44 werden z. Z. überarbeitet und neu gefaßt. Die Vorschrift für den Rostschutz von Stahlbauten (RoSt) wurde überarbeitet und neu gedruckt. Alle kriegsbedingten Ergänzungen der letzten Ausgabe 1940 wurden bereinigt; Anstrichstoffe, die sich erfahrungsgemäß nicht einführen konnten, wurden gestrichen, die Einzellieferbedingungen für die Anstrichstoffe wurden in die Vorschrift eingearbeitet und neue „Vorläufige Technische Lieferbedingungen für Pleicyanamid-Grund-anstrichstoffe auf Ölgrundlage zum Anstrich von Stahlbauwerken“ aufgestellt. Zur Klärung der Frage der Innenkorrosion von Stahlbauteilen mit allseitig geschlossenen Querschnitten wurden an vorhandenen Bauwerken Untersuchungen durchgeführt und weitere Versuche eingeleitet. Eine aus Vertretern der Behörden, der Industrie und der Wissenschaft bestehende Arbeitsgemeinschaft hat unter Leitung des Eisenbahn-Zentralamts mit der Neubearbeitung der „Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ (AIB) begonnen. Ferner wurden für eine neue Abdichtungsart mit thermoplastischen Kunststoffen Technische Lieferbedingungen und eine Arbeitsanweisung aufgestellt. Die Sammlung der Erlasse und Verfügungen für Brücken- und Ingenieurhochbau wurde vollständig überarbeitet und wird im Laufe des Jahres 1951 neu erscheinen.

Für die verschiedenen Möglichkeiten der Durchführung von Kabelkanälen auf stählernen und massiven Brücken und Widerlagern wurden neue Richtlinien aufgestellt. Weitere Musterentwürfe



wurden aufgestellt für die Ausführung von Lokomotivhallen, zunächst für Ringhallen in Stahlkonstruktion und in Stahlbetonfertigteilen und für Signalbrücken und -ausleger.

Die Bundesbahn hat ferner im Deutschen Ausschuss für Stahlbau maßgeblich mitgearbeitet an der weiteren Klärung zahlreicher wissenschaftlicher Fragen und bei der Durchführung von mannigfachen Versuchen, insbesondere auch auf dem Gebiet der Verbundbauweise und der Dauerfestigkeit von Stahlbrücken. Das Eisenbahn-Zentralamt hat mit seinem eigenen Brückenmeßwagen Untersuchungen und Messungen an Eisenbahn- und Straßenbrücken in Verbundbauweise in statischer und dynamischer Hinsicht durchgeführt, ferner Messungen begonnen zur Ermittlung der Schwingbeiwerte für Durchlaufträger und für massive Brücken, außerdem Messungen an hochgradig statisch unbestimmten Bauwerken und an Schienenausügen. Ferner wurden Messungen an Eisenbahn- und Straßenbrücken in vorgespanntem Beton durchgeführt und einheitlich ausgewertet. Für statische und dynamische Messungen wurden vom Eisenbahn-Zentralamt neue Meßgeräte entwickelt und Versuche mit Dehnungsmeßstreifen eingeleitet. Mit dem bundesbahneigenen Röntgenuntersuchungswagen wurden verschiedene geschweißte Brücken gründlich untersucht.

Der vom Eisenbahn-Zentralamt geleitete Richtpreisausschuß für neue Stahlbauten hat die Preise für Stahlbauwerke ständig der Entwicklung der Verhältnisse auf dem Arbeits- und Baustoffmarkt angepaßt. Außerdem war die Bundesbahn bei der Ausarbeitung der Richtlinien für die Bemessung von vorgespannten Stahlbetonbauteilen und der Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau beteiligt und hat, wie bereits erwähnt, durch Ausführung von Messungen zur Weiterentwicklung dieser Bauweisen beigetragen. Sie hat ferner in zahlreichen Ausschüssen des Deutschen Normenausschusses mitgearbeitet — beispielsweise an dem Normblatt DIN 1072 — Belastungsannahmen für Straßenbrücken, DIN 1350 — Bezeichnungen in den Festigkeitsberechnungen, DIN 4114 — Stabilitätsfälle im Stahlbau, DIN 4115 — Stahlleichtbau und Stahlrohrbau, DIN 1000 — Bedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken, DIN 124, 302, 407 und 614 für Niete, DIN 1075 — Berechnungsgrundlagen für massive Brücken u. a.

III.

Wie bereits erwähnt, konzentrierte sich die Arbeit des Brückendienstes auf die Wiederherstellung der zerstörten und beschädigten Eisenbahnbrücken. Der Stand dieser Arbeiten am 31. Dezember 1950 geht aus Bild 1 hervor.

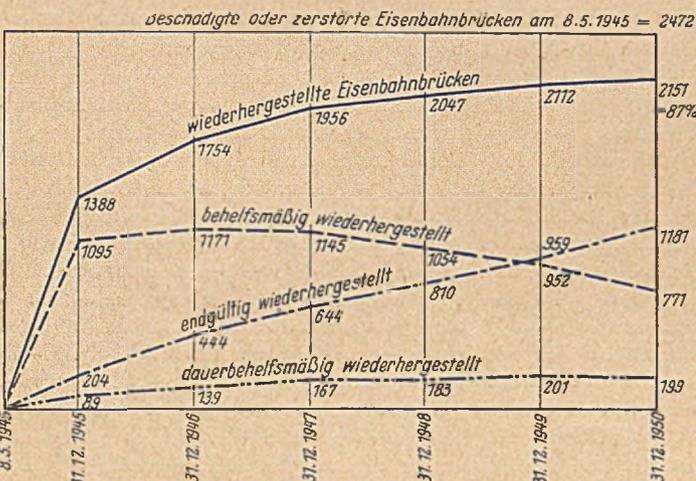


Bild 1. Wiederherstellung der Eisenbahnbrücken. Stand 31. 12. 1950.

Von den bei Kriegsende zerstörten oder beschädigten 2472 Eisenbahnbrücken waren 1739 zerstört oder so schwer beschädigt, daß sie unbefahrbar waren; 733 Eisenbahnbrücken waren leichter beschädigt und befahrbar geblieben. Da fast alle für Betrieb und Verkehr wichtigeren zerstörten Brücken schon in den vergangenen Jahren wieder befahrbar gemacht werden konnten, wurden im Jahre 1950 nur noch 39 Brücken wiederhergestellt, davon allein 38 in bisher noch nicht wieder betriebenen Grenzland-

strecken des Bezirkes Köln. Dagegen konnte wiederum eine größere Zahl der für den Betrieb lästigen Behelfsbrücken durch Dauerbauten ersetzt werden. Die Zahl der endgültig oder dauerbehelfsmäßig wiederhergestellten Brücken stieg im Laufe des Jahres um 185 von 1160 auf 1345; von diesen 185 Brücken wurden, wie oben erwähnt, 39 erstmalig wiederhergestellt, während die restlichen 146 Brücken umgebaute Behelfsbrücken darstellen, so daß die Zahl der vorhandenen Behelfsbrücken von 952 auf 806 absank. Von den 2472 bei Kriegsende beschädigten Brücken sind Ende 1950 2151 = rd. 87% und von diesen rd. 63% endgültig und 37% behelfsmäßig wiederhergestellt. 321 Eisenbahnbrücken sind noch nicht wiederhergestellt; davon sind nur noch 95 unbefahrbar, die restlichen 222 beschädigten Brücken sind befahrbar, müssen aber noch instandgesetzt werden. Die Wiederherstellung der noch unbefahrbaren 95 Eisenbahnbrücken ist, von wenigen Ausnahmen abgesehen, betrieblich nicht besonders dringlich; etwa 20 von ihnen werden wegen der geänderten betrieblichen Verhältnisse wohl überhaupt nicht wieder aufgebaut werden.

Seit Beginn der

Wiederherstellungsarbeiten im Jahre 1945 wurden in 465 Eisenbahnbrücken 1006 behelfsmäßige Überbauten mit 18726 m Gleislänge wieder beseitigt und durch Dauerbauten ersetzt. Aber auch heute sind noch 1081 Behelfsüberbauten mit 19 638 m Gleislänge vorhanden, deren baulicher Zustand sich rasch verschlechtert

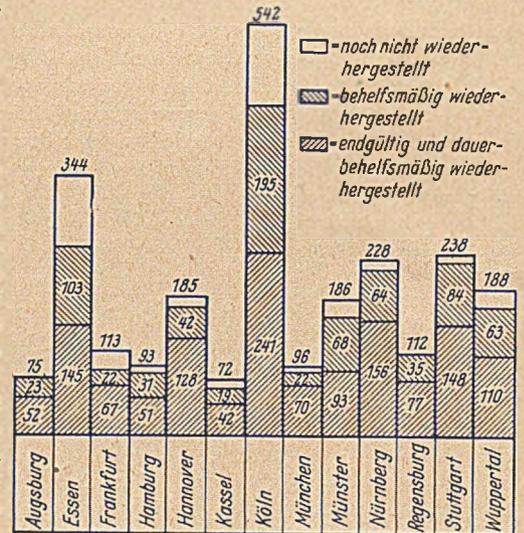


Bild 2. Stand der Wiederherstellung der Eisenbahnbrücken bei den einzelnen Eisenbahndirektionen am 31. 12. 1950.

und daher der Bundesbahn

ernste Sorge bereitet; sie behindern nicht nur die Betriebsführung, sondern verursachen auch erhebliche Mehrkosten bei ihrer Überwachung und Unterhaltung. Gewiß ist die Beseitigung von weiteren 247 Langsamfahrstellen an 155 Brücken für die Betriebsführung von erheblichem Wert; aber immer noch sind Ende 1950 allein an 481 Brücken 639 Langsamfahrstellen mit rd. 131 km Gleislänge vorhanden, deren Beseitigung in den nächsten Jahren die Bereitstellung erheblicher Kredite erfordert.

Die Wiederherstellung der bundesbahneigenen beschädigten Straßenbrücken machte auch im Jahre 1950 aus Mangel an Mitteln nur geringe Fortschritte. Von den insgesamt 407 wiederherzustellenden Brücken wurden 11 weitere instandgesetzt, so daß heute 120 Straßenbrücken endgültig und 110 behelfsmäßig wiederhergestellt sind.

Bild 2 gibt einen Überblick über den Stand der Wiederherstellungsarbeiten an den Eisenbahnbrücken in den einzelnen Eisenbahndirektionen am Ende des Jahres 1950.

IV.

Von den im Jahre 1950 fertiggestellten Bauwerken sind die folgenden erwähnenswert:

1. Die Brücke über den Ruhrschiffahrtsweg und die Ruhrschnellstraße im Personenzuggleis Duisburg — Mülheim (Ruhr) — Styrum. Die beiden eingleisigen Fachwerküberbauten über den Kanal (Stützweite 74,8 m) und über die Straße (Stützweite 31,9 m) waren nach Sprengung abgestürzt. Sie wurden 1945/1946 gehoben und auf den erhaltengebliebenen Widerlagern und auf im Kanalbett und am Ufer geschlagenen Stützjochen abgesetzt. Der völlig zerstörte Mittelpfeiler mußte neu gegründet und aufgebaut werden. Die beiden Überbauten wurden unter Einsatz von 160 t Neumaterial

auf den ursprünglichen Zustand ergänzt, wobei über der Straße auf festem Gerüst und über dem Kanal im Freivorbau gearbeitet wurde. Bild 3 zeigt die wieder befahrbare Brücke (Seite 49).

2. Unterführung der Kunibertstraße in Recklinghausen Hbf. Das gesprengte Bauwerk besaß zwei Öffnungen von je 8 m lichter Weite mit einem massiven Zwischenpfeiler und Überbauten aus einbetonierten Walzträgern. Die Stadtverwaltung verlangte die Beseitigung des Mittelpfeilers; die vier neuen eingleisigen, vollständig geschweißten Überbauten erhielten 18 m Stützweite und eine Bauhöhe von nur 1,09 m. Bei der baulichen Durchbildung wurde mit Ausnahme der Rinnen und Geländerteile kein Formstahl, sondern nur Breitflachstahl verwendet (vgl. Querschnitt Bild 4). Die Fahrbahntafel wurde zur Aufnahme

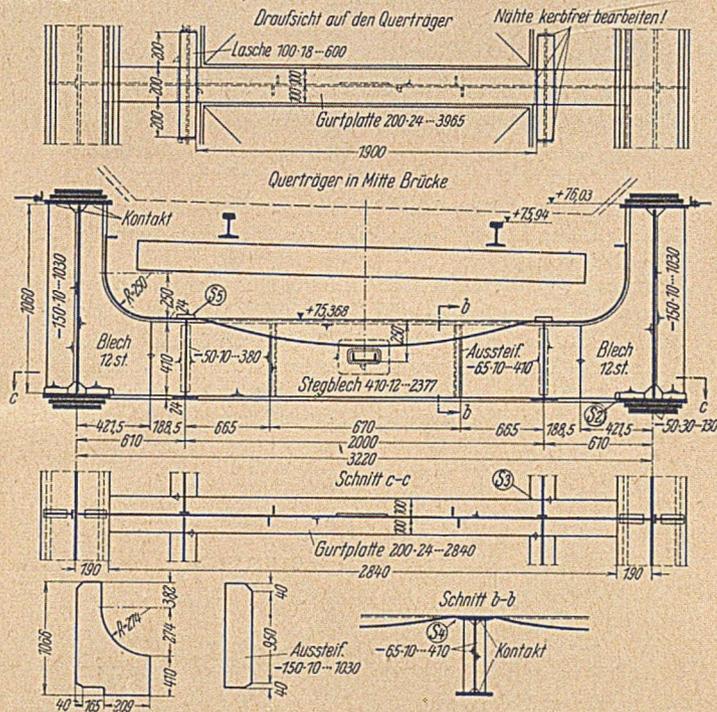


Bild 4. Unterführung der Kunibertstraße. Querschnitt.

der Biegemomente der Fahrbahnträger herangezogen. Als Obergurte der Fahrbahnträger wurden die gebogenen Seitenbleche des Brückentrogs benutzt; die Buckelplatten wurden nicht, wie üblich, auf den Fahrbahn- und Querträgern gelagert, sondern mit den Obergurten in gleicher Ebene stumpf verschweißt. Auch die Untergurte der Quer- und Fahrbahnträger sowie die der Quer- und Hauptträger wurden stumpf verschweißt. Auf diese Weise wurde ein gutes räumliches Zusammenwirken der Fahrbahn mit den Hauptträgern erzielt; außerdem wurde auf genügende Aussteifung der Stegbleche und Querträger und auf zügigen Kraftverlauf an den Übergängen besonders geachtet.

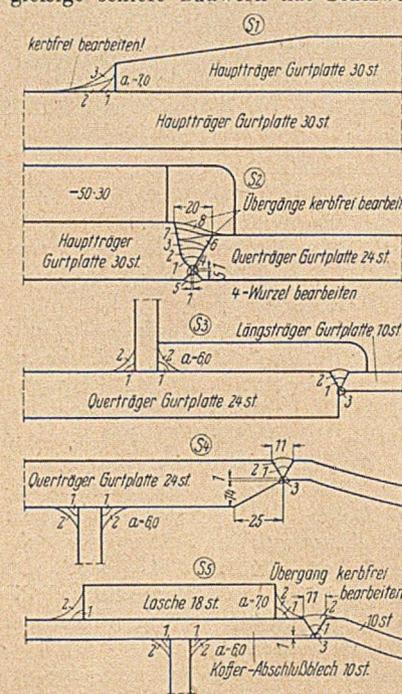
Die Verwendung von 30 mm dicken Breitflachstählen in St 37 SM-Güte für die Hauptträger machte neben Aufschweißbiegeversuchen zusätzliche eingehende Untersuchungen, auch unter Verwendung der Schnadt-Probe im ungekerbten, rundgekerbten und messerscharf gekerbten Zustand, auf Schweißbarkeit und Trennbruchempfindlichkeit nötig, auf deren interessante Ergebnisse hier nicht näher eingegangen werden kann. Wegen der niedrigen Werte der messerscharf gekerbten Schnadt-Proben mußten Spannungsspitzen an etwaigen Bearbeitungskanten sorgfältig vermieden werden.

Durch Aufstellung eines alle Einzelheiten enthaltenden genauen Schweißplans und durch vielfältige Schweißversuche zur Ermittlung der jeweils am besten geeigneten Elektroden und Schweißbedingungen, durch möglichst lang und weitgehende Aufrechterhaltung der Bewegungsfreiheit der zusammenzubauenden Teile, durch zweckdienliche Verformungsvorgaben an Stegen und Gurten, durch leichte Vorwärmung einzelner Teile und durch sorgfältige Bearbeitung insbesondere der Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger gelang der Zusammenbau ohne nennenswerte Schwierigkeiten. Jeder Überbau konnte bei den Werkstattarbeiten mit

zwei Kranen beliebig gedreht und gekantet werden, so daß alle Schweißnähte möglichst in Wannelage und waagrecht herzustellen waren.

Die Überbauten wurden an der Baustelle mit Kies und Stein Schlag gefüllt und mit zwei Eisenbahnkranen eingebaut, so daß die Sperrung eines Gleises einschließlich Ausbau der Behelfsbrücken jeweils nur etwa 14 Stunden dauerte. Der Gesamtstahlbedarf für die auch in der Ansicht einwandfrei gestalteten vier Überbauten beträgt rd. 147 t; die Gewichtersparnis gegenüber genieteten Überbauten rd. 20%.

3. Ein weiteres, fast ganz geschweißtes Bauwerk ist die in Bild 5 dargestellte Unterführung der Steeler Straße auf der Strecke Essen Hbf.—Kray—Süd. Das zweigleisige schiefe Bauwerk hat Stützweiten von 17,54 und 11,64 m



und einen aus allseitig geschlossenen Stielen und einwandigem Riegel bestehenden Pendelrahmen, auf denen der größere Überbau ruht, während der zweite eingehängt ist. Die Bauhöhe ist gering; die Hauptträger bestehen aus einem Stegblech 1190·16 mit Gurten aus Krupp St-Profilen 400/37 und Lamellen von 24 mm Dicke. Die Querträger sind wegen der geringen Höhe aus einem Stegblech 760·12 und je zwei Lamellen 360·20 und 340·20 zusammengesetzt; die Längsträger sind I 36. Während die Querträgeranschlüsse genietet sind, sind die Längsträger, Buckelbleche, Schleppbleche usw. eingeschweißt. Das Gewicht des in der Ansicht straffe und klare Linienführung zeigenden Überbaus beträgt ohne Lager 116 t St 37 SM.

4. Eisenbahnbrücke über die Ruhr bei Block Sigle in der Strecke Duisburg—Wedau—Oberhausen-West. Von der ursprünglich viergleisigen Brücke, die in drei Öffnungen sechs zweigleisige Fachwerkbogenüberbauten von



Bild 5. Unterführung der Steeler Straße in der Strecke Essen Hbf.—Kray-Süd. Ansicht.

je 48 m Stützweite mit oberliegender Fahrbahn aufwies, waren die beiden Überbauten der Mittelöffnung über dem Fluß infolge Sprengung abgestürzt. Um die unterbrochene wichtige Strecke möglichst rasch wieder befahren zu können, war im Jahre 1945 ein vorhandener eingleisiger Fachwerkbogenüberbau eingebaut worden, der nicht nur für den Eisenbahnbetrieb unzureichend war, sondern auch die Schifffahrt stark behinderte. Als Ersatz wurde ein zweigleisiger Überbau in der Nachbaröffnung des danebenliegenden unbenutzten zweiten Brückenzugs auf Verschiebbahnen zunächst längs in die Flußöffnung geschoben. Anschließend wurde der Fisch-

hauchträger beseitigt, indem die Endfelder mit Eisenbahnkränen und das Mittelfeld mit Schiffshebegeräten beiseitegesetzt wurden. Dann wurde der Ersatzüberbau quer in die endgültige Lage geschoben. Für das Demontieren des Fischbauchträgers und das Quer-



Bild 6. Ruhrbrücke bei Block Sigle in der Strecke Duisburg—Wedau—Oberhausen-West. Ein zweigleisiger Überbau der unbenutzten Nachbarstrecke ist längs in die Öffnung über dem Fluß verschoben und wird anschließend noch quer in seine endgültige Lage verschoben.

verschieben und Einrichten des Fachwerkbogenträgers war die Strecke sechs Tage gesperrt. Bild 6 zeigt den bereits längs verschobenen Überbau vor seiner Querverschiebung und die Quer- und Längsverschubbahnen auf Pfahljochen.

5. Eine schwierige Schweißarbeit war auch die Instandsetzung eines schwerbeschädigten geschweißten, zweistieligen Gelenkrahmens von 18 m Stützweite im Bahnsteigtunnel des Hauptbahnhofs Duisburg (Bild 7). Der Riegel des Rahmens, der zusammen mit drei benachbarten Rahmen, mit Querträgern und Fahrtafel ein räumliches Tragwerk unter zwei Hauptgleisen bildet, war in der Nähe einer Rahmenecke in allen Querschnitten durchgebrochen, aber infolge der Trägerrostwirkung des 9,30 m breiten Tragwerks nicht abgestürzt. Der Rahmen wurde abgestützt und der gebrochene Riegelteil entfernt. Die Stöße des neuen Stegblechteils lagen in der Nähe der Rahmenecke und die Gurtplattenstöße z. T. in den Krümmungen der Rahmenecke, was die Arbeit beträchtlich erschwerte; auch mußte wegen des räumlichen Zusammenhangs mit den Nachbarrahmen in Zwangslage geschweißt werden. Das neue Stück der 65 mm dicken oberen Gurtplatte (Zuggurt) wurde eingepaßt und mit zwei X-Nähten in Lagen an die vorhandenen Teile angeschweißt. Um eine elastische Rückstellkraft des Rahmenstiels zu erzeugen, wurden jeweils vor dem Schweißen des Ober- und Untergurts die miteinander zu verbindenden Rahmenteile um etwa 10 mm auseinandergedrückt und die Druckvorrichtung während des Schweißens langsam entspannt, so daß der Rahmenstiel jeweils der Schrumpfung folgen konnte. Man wählte hierzu trotz der dadurch in den unteren Teilen bedingten Überkopfschweißung X-Nähte, weil sich bei Probeschweißungen gezeigt hatte, daß sich bei einer 65 mm dicken Tulpennaht einseitige Schrumpfungen ergeben. Nach Verschweißung des Obergurts wurde die untere Gurtplatte an der inneren Leibung der Rahmenecke eingepaßt und unter gleichzeitigem Andrücken des Rahmenstiels verschweißt. Vor dem Einbau des Stegblechteils wurden die Gurtstöße geröntgt.

Der schwierigste Teil der Arbeit war das Anpassen des 1953 mm langen neuen Stegblechteils, der zunächst mit 3 mm Überlänge geschnitten wurde. Nachdem der neue Teil mit einer senkrechten Stumpfnah einseitig angeschweißt war, wurden Ober- und Untergurt auf etwa 150° erhitzt, wodurch sich die Gurte um etwa 3 mm dehnten und am zweiten Stoß eine kleine senkrechte Lücke entstand. Während des Schweißens der zweiten Stumpfnah kühlten die Gurten langsam ab, und die Lücke schloß sich gleichzeitig mit der Schrumpfung der Stumpfnah. Das Maß der Verlängerung der Gurten entsprach der voraussichtlichen Schrumpfung der Stegnähte. Anschließend wurden die Halsnähte geschweißt. Der alte Werkstoff war vorher auf etwaige Alterung und auf seine Schweißbarkeit sorgfältig untersucht worden. Es wurden aus der Rand- und aus der Kernzone des Stahls Versuchsreihen von Schnadtproben ohne Kerb, mit Rundkerb und Spitzkerb und von gealterten Proben mit Rundkerb nebst Kontrollproben nach Schnadt

mit Spitzkerb durchgeführt. Die ungekerbten, rundgekerbten und die gealterten Proben wiesen recht gute Werte der Kerbschlagzähigkeit auf; dagegen lagen die Werte der messerscharf gekerbten Proben etwa bei 1,8 bis 2,2 mkg/cm². Da Werkstoffe mit dem Aufbau des



Bild 7. Instandsetzung eines geschweißten Rahmens des Bahnsteigtunnels in Duisburg Hbf. Bild der Zerstörungen an einer Rahmenecke.

hier verwendeten Materials sich in geschweißten Konstruktionen bisher bewährt haben, bestanden gegen die Schweißung des Stahls keine Bedenken.

Sämtliche Schweißarbeiten einschließlich der Überkopfschweißungen sind gut gelungen; die Röntgenbilder zeigten keine Fehler.

6. Ilmenaubrücke bei Bienenbüttel, Strecke Uelzen—Lüneburg. Die alte bei Kriegsende völlig zerstörte Brücke bestand in jedem Gleis aus vier schiefen Blechträgerüberbauten mit Schwellen auf den Hauptträgern. Auf den Stümpfen



Bild 8. Ilmenaubrücke bei Bienenbüttel nach Wiederherstellung der Überbauten, Pfeiler und Widerlager.

der zerstörten Pfeiler und Widerlager hatten 1945 englische Pioniere Fachwerkstahlpfeiler aufgebaut und darauf eingleisige verdornete Fachwerkkriegsbrücken verlegt. Unter dieser Behelfsbrücke wurden Widerlager und Pfeiler unter teilweiser Einbetonierung der Stahlgerüstpfeiler und teilweiser Umstützung der Behelfsbrücken wieder aufgebaut. Darauf wurden zunächst im Gleis neben der Behelfsbrücke vier endgültige eingleisige, schiefe Blechträgerüberbauten von je 18,4 m Stützweite mit offener Fahrbahn und

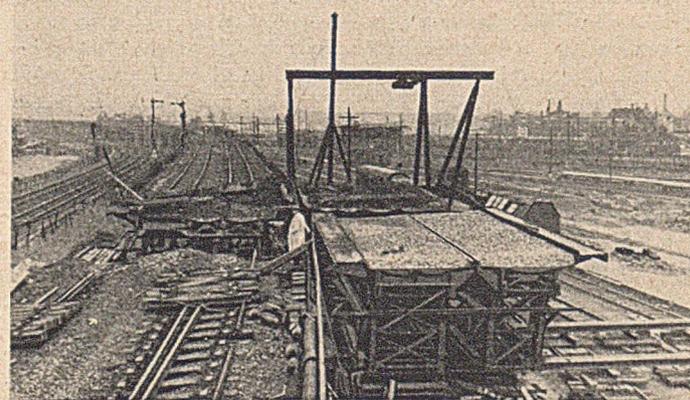


Bild 9. Zollviadukt auf dem Hannoverschen Bahnhof in Hamburg. Auswechslung einer schwerbeschädigten zweigleisigen Rahmenkonstruktion.

Schwellen auf den Hauptträgern montiert und der Betrieb auf dieses Gleis umgelegt. Anschließend wurden die britische Kriegsbrücke abgebrochen und die vier neuen Überbauten dieses Gleises aufgestellt. Eingebaut wurden einschließlich Lager rd. 230 t Stahl. Ein für den Betrieb auf der wichtigen Strecke Hannover—Hamburg sehr lästiger eingleisiger Engpaß ist damit endlich beseitigt. Bild 8 gibt ein Bild der neuen Brücke.

7. Der 337 m lange stählerne zwei- und viergleisige Zollviadukt auf dem Hannoverischen Bahnhof in Hamburg wurde im Jahre 1943 durch Luftangriffe schwer beschädigt, war aber durch Einbau von vorübergehenden Abstützungen wieder befahrbar gemacht worden. Ein großer Teil der zwei-stieligen Rahmenkonstruktion von durchschnittlich 10 m Stützweite mit oberliegender geschlossener Fahrbahn mußte in den Jahren 1948/50 vollständig erneuert werden, bei einem anderen Teil mußten einzelne beschädigte Teile ersetzt und außerdem einige zu schwache Fachwerkportalrahmen durch stärkere Vollwandrahmen ersetzt werden. Bild 9 zeigt eine mehrmals wiederholte vollständige Auswech-selung eines rd. 12 m langen zweigleisigen Teils in einer sonntäglichen Betriebspause von neun Stunden. Unter dem Portalkran neben den Betriebsgleisen ist der alte ausgeschobene Überbauteil und davor die neue Rahmenkonstruktion mit bereits eingefülltem Schotterbett zu sehen, die auf der Querschubbahn seitlich in die Lücke eingeschoben wird. Insgesamt wurden 385 t Stahl neu eingebaut.

8. Instandsetzung von gewölbten Brücken in den Dämmen der Hochbrücke über den Nordostseekanal bei Rendsburg. An sechs gewölbten Brücken in den Dämmen der Rendsburger Hochbrücke zeigten sich seit einigen Jahren Längsrisse in den Gewölben (Bilder 10 u. 11), die sich teilweise in die Pfeiler fortsetzten. Die Risse trennten die äußeren Gewölbestreifen unter den Stirnmauern vom mittleren Teil des Gewölbes. Die Stirnmauern waren besonders an den tiefen Ge-

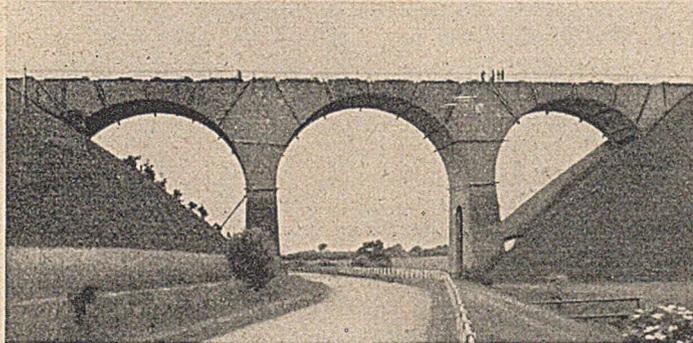


Bild 12. Bauwerk in den Rampen der Rendsburger Hochbrücke. Bandagierung der Gewölbe und Pfeiler.

wölbezwickeln über den Pfeilern zu schwach, um die seitlichen Drücke des Schotterbettes aufzunehmen; die Wirkung der Drücke wurde noch verstärkt, als die Gleise vor etwa zehn Jahren zur Vergrößerung des Gleisabstandes von 3,5 auf 4 m nach außen gerückt wurden. Als erste Sicherungsmaßnahme wurde auf einem in die Bahnachse verlegten Gleis eingleisiger Betrieb eingerichtet. Als zweite Sicherungsmaßnahme wurden an allen sechs Brücken die Stirnmauern durch Bandagen aus Doppel-U-Traversen, Profil 20 bis 24 und Rundstahlankern $\varnothing 60$ mm gegenseitig verankert (Bild 12). Dann wurden beide Gleise wieder in die alte Lage gerückt und der zweigleisige Betrieb mit Geschwindigkeitsbeschränkung wieder aufgenommen.

Anschließend wurden zunächst drei Bauwerke, die die gefähr-



Bild 10. Bauwerk in den Rampen der Rendsburger Hochbrücke. Riß im Gewölbe am Ansaß der Stirnmauer von oben gesehen.

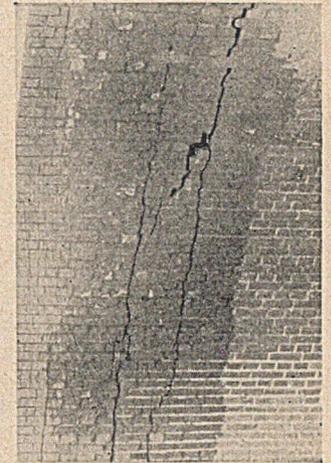


Bild 11. Bauwerk in den Rampen der Rendsburger Hochbrücke, Längsrisse im Gewölbe von unten gesehen.

lichsten Risse aufwiesen, endgültig instandgesetzt. Nachdem unter Schienenabfangungen in den Gewölbezwickeln Betonpfeiler auf die Pfeiler aufgesetzt waren, wurden unter Anrampung der Gleise Hilfsbrücken aus niedrigen Zwillingsträgern bis zu 27 m Länge eingebaut und unter ihnen die Gewölberücken freigelegt. Dann wurden zur Verringerung der freien Höhe der Stirnmauern die Gewölbezwickel möglichst hoch aufbetoniert und die Stirnmauern mit durch den Aufbeton durchgehenden Ankern gegenseitig verankert. Über dem Aufbeton wurde eine über den ganzen Gewölberücken durchgehende Stahlbetonwanne von mindestens 20 cm Dicke angeordnet, die an den Innenseiten der Stirnmauern hochgezogen

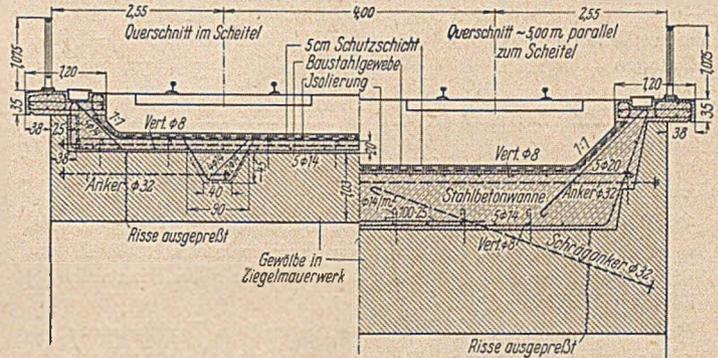


Bild 13. Instandsetzung der gewölbten Straßenunterführung Nobiskrugallee im Damm der Rendsburger Hochbrücke.

wurde (Bild 13). Die alten Stirnmauern wurden dabei an den Rückenflächen abgestemmt und mit dem neuen Aufbeton durch von außen eingebrachte Steckanker verbunden. Außerdem wurden teils waagrecht, teils schräg liegende 2 bis 4 m lange Steckanker $\varnothing 32$ mm von der Gewölbestirn her durchgestoßen, um die Gewölberandstreifen wieder mit dem Mittelstreifen und auch mit der Stahlbetonwanne zu verbinden. Die Risse der Gewölbe wurden gründlich gereinigt und ausgepreßt. Ähnlich wurden die gerissenen Zonen der Pfeiler teils mit durchgehenden, teils mit Steckankern verankert und die Risse sorgfältig ausgepreßt. Bei einem Bauwerk mußten die stark gerissenen Pfeilerschäfte mit einer 30 bis 40 cm dicken, mit dem alten Pfeilermauerwerk durchgehend verankerten Stahlbetonmanschette ummantelt werden. (Fortsetzung folgt.)

Die Frostschäden im Gebiete der Straßenbauverwaltung Württemberg*).

Von Baurat Lothar Schaible, Stuttgart.

Die strengen Winter der letzten Jahrzehnte haben deutlich genug die Frostschäden im deutschen Verkehrsnetz gezeigt, aber auch die Wichtigkeit einer langjährigen Beobachtung, um diesem Schadensproblem planmäßig und wirksam zu begegnen. Mit Ablauf des Winters 1946/47 zeigte es sich, daß wieder ein strenger Winter mit erheblichen Schäden auf dem hiesigen Straßennetz zu Ende ging, deren baldige Behebung nach einheitlichen Gesichtspunkten dringend geboten war, um Ursachen und Kosten festzustellen sowie zweckmäßige Folgerungen für die Zukunft zu ziehen.

I. Witterung und Niederschläge.

Welch wichtige Rolle den meteorologischen Verhältnissen beim Zustandekommen von Frostschäden zufällt, ist bekannt. Es sind dies

insbesondere die Witterung sowie die Niederschläge. Zur Erzielung eines geeigneten Überblicks wurden die vorhandenen meteorologischen Aufzeichnungen insbesondere vom Deutschen Wetterdienst in der US-Zone, Zentralamt Bad Kissingen, herangezogen und ausgewertet. Infolge der Neuerrichtung dieses Amtes fanden leider verschiedene Wechsel in den einzelnen Wetterstellen, der Art der Aufzeichnung usw. statt, so daß ein einheitlicher Vergleich erschwert wurde.

* Vgl. Bautechn. 27 (1950), Heft 12, S. 371 ff.

Zunächst wurde eine Reihe von sechs Beobachtungsstationen über das ganze Gebiet ausgewählt, die möglichst alle Witterungsunterschiede erfassen sollte. Neben Wetterstationen mit mildem Klima im Rhein und Neckartal, wie Karlsruhe, Heidelberg, Stuttgart, mit 110—220 m Meereshöhe wurde eine weitere Reihe von solchen in höheren Lagen mit verstärktem Niederschlag und längerer Frostdauer ausgewählt, wie Mergentheim, Ellwangen und Ulm, mit 260—480 m Meereshöhe. Noch höher gelegene Stationen heranzuziehen, versprach für die hiesigen Verhältnisse wenig Erfolg, da der größte Teil unseres Straßennetzes damit bereits erfaßt war und im übrigen der Frostausgang in höheren Lagen erfahrungsgemäß immer langsamer und damit weniger gefährlich vor sich geht als in niederen Lagen mit meist raschem Frostausgang.

Witterung. Die Witterungsverhältnisse im Winter 1946/47 sind in einer gesonderten Aufstellung zusammengetragen und umfassen den für Frostschäden maßgebenden Zeitraum von Oktober bis März. Nach der meteorologischen Begriffsbestimmung sind Frosttage solche Tage, an denen im Minimum Frosttemperaturen auftreten, und Eistage, bei denen Minimum und Maximum unter dem Nullpunkt liegen. Um jedoch einen richtigen Vergleichsmaßstab zu erhalten, muß eine Reihe anderer Jahre mit milden und strengen Wintern gegenübergestellt werden. Außerdem wird noch die kälteste deutsche Wetterstation im Flachland — Tilsit/Ostproußen — einmal zum Vergleich herangezogen.

Demnach ergibt sich folgende Gegenüberstellung:

Station	Meeres- höhe m	Winter 1946/47 streng		Winter 1947/48 milde		Winter 1940/41 streng		Winter 1941/42 streng	
		Frost- tage	Eis- tage	Frost- tage	Eis- tage	Frost- tage	Eis- tage	Frost- tage	Eis- tage
Heidelberg	110	79	39	37	4	—	—	—	—
Karlsruhe	125	95	42	56	5	93	33	96	40
Stuttgart	220	87	40	53	5	82	32	96	38
Mergentheim	260	106	43	67	12	—	—	—	—
Ellwangen	440	125	46	80	17	—	—	—	—
Ulm	480	111	51	71	19	103	45	130	59
Tilsit/Ostproußen	30	—	—	—	—	—	—	169	99
zusammen		603	261	364	62	278	110	322	137
Mittel		100	44	61	10	93	37	107	46
Verhältnis zu 1947/48		1,6	4,4	1	1	1,5	3,7	1,9	4,6

Der Größenordnung nach bewegt sich der strenge Winter 1946/47 also zwischen den beiden strengen Kriegswintern 1940/41 und 1941/42. Die Strenge des Winters zeigt sich vor allen Dingen in der erheblichen Zahl der Eistage.

Das Maß der Frosthebungen hängt in großem Umfange von der dem Boden zugeführten Kältemenge ab. Es wird daher die Kältesumme als Summe aller negativen Tagesmittelwerte bestimmt und so ein Maßstab für die Strenge eines Winters bzw. der Frosthebungen gewonnen. Nach Auswertung der meteorologischen Unterlagen ergeben sich folgende Kältesummen:

	Kältesummen der Winter				
	1946/47	1947/48	1928/29	1939/40	1940/41
Karlsruhe	324	54	314	371	202
Stuttgart	309	52	—	—	225
Ulm	414	124	—	—	347
München	488	107	626	551	—

zum Vergleich.

Aus dieser Zusammenstellung sieht man deutlich den Unterschied zwischen den Kältesummen des strengen Winters 1946/47 gegenüber denen des milden 1947/48 sowie aus früheren strengen Wintern, deren Zahlen leider nur teilweise erreichbar waren.

Die Länge und Stärke eines Dauerfrostes macht sich ferner in der Frosttiefe bemerkbar, worüber leider wenig Angaben vorliegen. Es ist zwar bekannt, daß in großporigen Sandböden der Frost schnell und tief eindringt, solange kein Wassergehalt vorhanden ist. Dieser verlangsamt jedoch das Eindringen des Frostes erheblich. In engporigen, feinkörnigen Böden wiederum erfolgt dies wesentlich langsamer, zumal solche auch immer Wasser enthalten. In sehr feinen Tonen schließlich läßt sich das Wasser so stark unterkühlen, daß sie bei den normalen Bodentemperaturen nur unerheblich gefrieren. Umgekehrt erwärmen sich natürlich auch die Sandböden schneller als die vom Landwirt mit Recht als kalt und schwer bezeichneten tonhaltigen Böden, so daß auch der schnell eingedrungene Frost bei

Erwärmung rasch verschwinden kann. Weiterhin ist bekannt, daß lockerer Schnee vorzüglich isoliert, so daß bei eintretendem Schneefall das Frostvordringen bedeutend verlangsamt wird. Dies zeigt sich insbesondere dann, wenn der erste Schneefall schon vor dem Auftreten des Bodenfrostes erfolgte. Infolge der großenteils durchgeführten Schneeräumung unserer Straßen dringt andererseits der Frost dort immer tiefer ein als im anschließenden schneebedeckten Gelände.

Die Bodentemperaturen sind für Bodenfröste von wesentlich größerer Bedeutung als die Lufttemperaturen, werden aber leider noch zu wenig festgestellt. Immerhin können den Witterungsberichten des Zentralamts Kissingen einige bemerkenswerte Feststellungen hierüber für die Winter 1946/47 und 1947/48 entnommen werden. In der agrarmeteorologischen Versuchsstation Gießen (+ 190 m Meereshöhe) werden regelmäßige Ablesungen auf einem Versuchsfeld mit sandigem Lehm in 10, 20, 50 und 100 cm Tiefe gemacht.

Danach dauerte der Bodenrost

in 10 cm Tiefe vom 16. 12. 46—16. 3. 1947 = 92 Tage mit $-7,2^\circ$ max.
in 20 cm Tiefe vom 17. 12. 46—17. 3. 1947 = 92 Tage mit $-6,5^\circ$ max.
in 50 cm Tiefe vom 20. 12. 46—18. 3. 1947 = 89 Tage mit $-2,2^\circ$ max.

Weiterhin wurde festgestellt, daß die größte Frosttiefe von 81 cm im Januar 1947 infolge der den ganzen Monat vorhandenen Schneedecke sich nur langsam auf 93 cm (Höchsttiefe) steigerte. Am 1. März 1947 war der Boden noch 84 cm tief gefroren, und schon am 16. März war dieser Boden frostfrei infolge starken Temperaturanstiegs verbunden mit ausgiebigem, warmem Regen. Nicht alle Böden waren damit aber schon frostfrei. Lehm Boden mit bedeutend schlechterer Wärmeleitfähigkeit war zwischen 42 und 53 cm Tiefe noch bis 24. März gefroren, und Humusboden mit der schlechtesten Leitfähigkeit hatte zwischen 40 und 60 cm noch bis 28. März Frost. Die Dauer des Frostes selbst schwankte in allen Böden trotzdem nur um wenige Tage, da mit der geringeren Leitfähigkeit auch der Bodenrost später einsetzte. Im sandigen Lehm Boden kam es nach Beendigung des Frostes zu schneller Erwärmung, so daß derselbe Ende März bereits Aussaattemperaturen erreichte gemäß folgender Aufstellung

	3. März	16. März	28. März
Oberfläche	$-2,3^\circ$	$+1,2^\circ$	$+11,0^\circ$
20 cm Tiefe	$-1,7^\circ$	$-0,1^\circ$	$+6,1^\circ$
100 cm Tiefe	$+0,3^\circ$	$+0,4^\circ$	$+2,0^\circ$

Ferner stellte das Zentralamt fest, daß der Frost im schneereichen Alpenvorland nur einige Dezimeter tief in den Boden eingedrungen sei, dagegen in Unterfranken, Württemberg-Baden sowie Oberhessen wurde Frost von über 1,00 m Tiefe festgestellt (Gießen 93 cm, Bad Kissingen 120 cm).

In dem milden Winter 1947/48 ergaben sich wesentlich andere Verhältnisse. Infolge des sehr warmen Januars war der Bodenrost des Dezembers von etwa 40 cm wieder verschwunden. Es sanken dann infolge des Kälteeinbruches im Februar die Temperaturen rasch ab, so daß der Frost mit 45 cm in Gießen seine größte Tiefe erreichte. Weiterhin ergaben sich folgende Frosttiefen für den Winter 1947/48:

im Sandboden	45 cm
im Lehm Boden	40 cm
im humosen Boden	26 cm.

Hierbei verdient aber nochmals festgehalten zu werden, daß die geringen Frosttiefen des milden Winters auch auf die starke Durchfeuchtung des Bodens zurückzuführen waren.

Bezüglich der Niederschläge wird zunächst eine Zusammenstellung der Niederschläge im Winter 1946/47 und 1947/48 mit langjährigen Mittelwerten vorangestellt, um die maßgebenden Punkte klar zu erkennen.

Aus der Gegenüberstellung ist ersichtlich, daß der strenge Winter 1946/47 zugleich ein trockener war (90 % des langjährig Mittelwertes). Dies zeigt sich aber noch deutlicher, wenn man den regenreichen März 1947 ausschaltet, dessen warme Niederschläge ja für das Zustandekommen von Eislinsenbildung nicht mehr in Betracht kommen. Der besonders trockene Winter wird dann mit 72 % Niederschlägen gegenüber langjährigem Mittelwert deutlich gekennzeichnet. Ebenso zeigt ein Vergleich der Niederschläge für den sehr milden Winter 1947/48 mit 150 % der mittleren Niederschläge dessen außerordentliche Feuchtigkeit.

Gesamtbeurteilung des Winters 1946/47.

Wetterstation	Meereshöhe m	Niederschläge					März 1947 mm
		Okt. 46– März 47 6 Monate mm	langj. Mittelwert mm	Okt. 46– Febr. 47 5 Monate mm	langj. Mittelwert mm	Okt. 47– März 48 6 Monate mm	
Heidelberg	115	277	301	178	257	521	100
Karlsruhe	125	298	240	199	288	446	100
Mergentheim	260	240	257	161	217	359	80
Ellwangen	440	311	366	210	305	592	100
Stuttgart	220	224	252	158	208	386	70
Ulm	480	245	250	175	213	383	70
Insgesamt		1595	1766	1081	1488	2687	
Mittelwerte Prozent v. Mittelwert		266	294	180	248	448	80–100
		90%	100%	72%	100%	150%	

Der Winter 1946/47 war an und für sich ein trockener Winter, dem außerdem noch ein warmer, trockener Sommer und Herbst 1946 mit wenig Niederschlägen voranging, so daß also irgendwelche nennenswerte Feuchtigkeit im Boden nicht vorhanden war. Diesem selten günstigen Umstande haben wir es zu verdanken, daß bei dem langen und scharfen Frost und dem meist nicht schneebedeckten Boden keine großen Frostschäden auftreten konnten. Ungünstig war nur das Winterende, wo nach 90 Tagen Dauerfrost von Mitte Dezember bis Mitte März 1947 sofort hohe Niederschläge einsetzten. Durch die warmen Dauerregen wurde der Frost innerhalb weniger Tage aus dem Boden herausgeholt. Schon bei normaler Winterfeuchtigkeit und noch mehr bei den übernormalen Niederschlägen des Winters 1947/48 wären äußerst erhebliche Frostschäden in unserem Verkehrsnetz entstanden, wie dies auch in verschiedenen Teilen Norddeutschlands der Fall war.

Bei dem selten langen Winter mit allein 94 hintereinanderfolgenden Frosttagen, den tiefen Frostgraden bis -25°C sowie der offenen Lage unserer Straßen mußten trotzdem erhebliche Schäden sich zeigen, zumal der schnelle Frostaufgang mit gleichzeitigem warmem Dauerregen noch ungünstigen Einfluß ausübte.

II. Schadensfeststellung.

Um eine möglichst genaue und vor allen Dingen einheitliche Feststellung zu treffen, wurde an die 12 Ämter der hiesigen Straßenverwaltung eine Rundfrage an Hand einer ausführlichen Tabelle gerichtet, worin zugleich mit Beispielen die Hauptpunkte für die Erhebung der Frostschäden enthalten waren. Für das ohnedies stark beanspruchte Personal bedeuteten die umfangreichen örtlichen Feststellungen zweifellos viel Arbeit, die aber dadurch gerechtfertigt war, daß jedes Amt sich selbst damit einen Ueberblick verschaffte und dabei auch viel Bemerkenswertes für eine spätere Beurteilung festgehalten wurde. Neben gut ausgearbeiteten Aufstellungen einiger Ämter befleißigten sich andere in ihren Angaben einer etwas größeren Zurückhaltung. Manchmal wurden Frostschäden auf ausgebauten Straßenstrecken nicht beachtet, ebenso die schwerer erkennbaren auf reinen Schotterdecken, die erfahrungsgemäß oft nur kurze Zeit bemerkbar bleiben. Weiterhin sind aus Zeitmangel Schäden an Landstraßen II. Ordnung großenteils nicht erhoben oder nur kurz gestreift worden, so daß der Gesamtumfang der Schäden zu gering gemeldet wurde. Fast allgemein wurden die Schadensstellen viel zu eng begrenzt und nur die stark auffallenden Stellen angegeben, während die anschließend oder weniger betroffenen Flächen nicht mehr erfaßt wurden.

III. Einheitliche Auswertung der Frostschäden.

Die sehr umfangreichen Meldungen der Ämter, die auf Grund vieler Einzeluntersuchungen an Ort und Stelle gewonnen wurden, stellen eine wertvolle Uebersicht für die Beurteilung der Frostschäden dar. Zur richtigen Auswertung wurde daher eine einheitliche Aufgliederung jeder einzelnen Schadensstelle nach 14 Gesichtspunkten vorgenommen. Neben Größe der Schäden nach Umfang und Kosten wurden auch die Schadensarten festgelegt und anschließend in leichte, mittlere und schwere Frostschäden eingeteilt. Dann folgten die Schadensursachen in vier Hauptspalten sowie das Auftreten der Frostschäden nach der Lage im Gelände (Einschnitt, Damm, geländegleich).

Während die sofortigen Kosten für die behelfsmäßige Ausbesserung den Angaben der Ämter entsprechend verwendet werden konnten, mußten die Kosten für den endgültigen Ausbau einheitlich ermittelt werden, da diese Angaben vielfach sehr verschieden-

artig aufgefaßt waren und daher Vergleichsmöglichkeiten fehlten. Es wurden die Preise des Jahres 1947 zugrunde gelegt mit 1,00 RM Stundenlohn sowie den damals gültigen Baustoffkosten. Demnach kostete in einer Stärke von

1 qm Vorlage oder Packlage (V)	10 cm	20 cm	25 cm
samt Verfüllen mit Sand	1,50	3,00	3,75 RM
	fix	und fertig	einschl. Lieferung
1 qm Walzung (W)	8 cm st.	2,00 RM,	10 cm st. 2,20 RM
	fix	und fertig	einschl. Lieferung
1 qm Kiesunterbettung (K)	10 cm	20 cm	30 cm
einschl. Verdichtung	0,70	1,40	2,00
	40 cm stark		2,60 RM
1 qm Erdaushub einschl. Abfuhr	30 cm	40 cm	55 cm tief
auf 3–500 m sowie Ein-			
ebnung, Vorflutbeschaf-	2,50	3,60	5,00 RM
fung usw. (EA)			
1 qm Steinbahnaufbruch einschl.	15 cm	20 cm	25 cm
Durchsieben usw. (StA)	1,70	2,00	2,50 RM

Mit dieser Preisgrundlage lassen sich nun für folgende Baumaßnahmen die Preise festlegen (Tafel 1):

Tafel 1.

Bauart	Stärke cm	Höhenlage gegen alte Straßen- krone cm ^s	Baumaßnahme	Seiten- auffüllung je qm Fahrbahn DM	Gesamt- kosten DM	Eignung für Frostschäden
Ver- stärkung	1. 20	+20	12 cm V + 8 cm W 2,00 + 2,00	0,50	4,50	leicht
	2. 30	+30	20 cm V + 10 cm W 3,00 + 2,20	1,00	6,50	leicht bis mittel
Hochaus- besserung	3. 40	+40	10 cm K + 20 cm V + 10 cm W 0,70 + 3,00 + 2,20	1,50	7,40	mittel
	4. 60	+60	30 cm K + 20 cm V + 10 cm W 2,00 + 3,00 + 2,20	1,80	9,00	schwer
Tiefaus- besserung	5. 50	+15	— (15 cm StA + 20 cm EA) + 20 cm K + 20 cm V + 10 cm W = 1,70 + 1,80 + 1,40 + 3,00 + 2,20	Vorflut- beschaffung je qm Fahrbahn 0,40	10,50	schwer
	6. 60	+0	— (20 cm StA + 40 cm EA) + 30 cm K + 20 cm V + 10 cm W = 2,00 + 3,60 + 2,00 + 3,00 + 2,20	0,70	13,50	schwer

Die Bauarten 1–4 stellen eine Höherlegung des Verkehrsweges dar, wobei die beiden ersten Verstärkungen der bestehenden Steinbahn darstellen. Hierbei wird zweckmäßig die hohlraumreiche Vorlage in eine 5–10 cm starke Kiessandschicht gewalzt, die in dieselbe eindringt, oder es wird die fertige Packlage von oben eingesandet. Mit 40 cm, 60 cm usw. neuen Stärken kommt man schon zu den ausgesprochenen Hochausbesserungen, die erfahrungsgemäß für die meisten Schadensstellen ausreichen. Selbstverständlich muß man entsprechend den örtlichen Bedingungen auch zur Tiefausbesserung greifen, besonders bei kleinen Schadensstellen oder wenn z. B. eine Höherlegung der Straße nicht in Frage kommt. Letzteres ist in engen Ortsstraßen der Fall, wo man mit Rücksicht auf Hauseingänge, Hofeinfahrten usw. keine oder nur geringe Höherlegung der Straße vornehmen darf.

Die Kosten der Frostschäden wurden bauamtsweise aufgezählt nach Straßengattungen sowie nach der Stärke des Auftretens und ergeben schließlich die Hauptzusammenstellung ohne Autobahnen.

Insgesamt ergeben sich nach dieser Zusammenstellung 229 Schadensstellen auf 172 700 m Länge mit 864 200 qm Grundfläche und 313 500 RM sofortigen Kosten (UI) sowie 6 500 000 RM für die endgültige Behebung (UA). Jede Einteilung ist natürlich etwas subjektiv, so auch hier die in leichte Frostschäden, in mittlere und schwere. Daß diese Wahl aber im wesentlichen richtig getroffen ist, zeigt der Einheitssatz der behelfsmäßigen Instandsetzung, der von 0,11 RM je qm bei leichten Schäden auf 0,41 RM bzw. 0,55 RM je qm bei den anderen ansteigt. Etwas unerwartet erscheint der Umstand, daß die

leichten Schäden nur 22 % nach Länge und Fläche ausmachen sollen. Dies findet aber darin seine Begründung, daß viele leichte Schäden gar nicht erfaßt worden sind und man sich mehr auf die deutlich sichtbaren beschränkt hat. Insbesondere wurden aber auch die weniger deutlich erkennbaren Schäden auf den vorwiegend mit Schotterdecken versehenen Landstraßen II. Ordnung vielfach nicht berücksichtigt. Die Einteilung der Schäden nach der Straßenordnung beweist dies.

Zwei Drittel aller Schäden entfallen danach sowohl der Größe als den Kosten nach (66 % bzw. 64 %) auf die Landstraßen I. Ordnung, 21 % bzw. 23 % auf die Reichsstraßen, bei denen natürlich ins Gewicht fällt, daß schon eine Reihe von Frostschäden bei früheren Umbauten behoben worden ist. Trotzdem fällt auf, daß ein Drittel der Ämter kaum einen Schaden auf Reichsstraßen anführt, obwohl geologisch wie bodenkundlich mindestens leichte vorhanden sein müssen.

Nachträglich vorgenommene Bereisungen haben die vermutete Unvollständigkeit bestätigt, so daß man nach vorsichtigen Schätzungen etwa mit folgenden Schäden rechnen kann:

Gesamtschäden an Frost im Winter 1946/1947

	UI	UA
250 km leichte Schäden mit 1 330 000 qm	145 000 RM	5 400 000 RM
125 km mittl. Schäden mit 660 000 qm	290 000 RM	5 500 000 RM
25 km schwere Schäden mit 110 000 qm	65 000 RM	1 100 000 RM
oder einen Gesamtschaden auf 400 km Länge	2 100 000 qm	500 000 RM 12 000 000 RM.

Bei einem Gesamtumfang von 10 500 km des hiesigen Straßennetzes ohne Stadtstraßen und Autobahn entspricht dieser Schaden etwa 4 % der gesamten Straßenzüge, wobei etwa 62 % auf leichte, 30 % auf mittlere und 8 % auf schwere Schäden während des Jahres 1946/47 entfallen. Berücksichtigt man noch einige schwer erfaßbare Kosten, wie verstärkte Unterhaltung, öftere Teerung usw., so kann man die Gesamtschäden der behelfsmäßigen Ausbesserung mit 500 000 RM beziffern und etwa 12 000 000 RM für deren endgültige Beseitigung. Wie bereits früher betont, sind die Frostschäden des strengen Winters 1946/47 nicht voll zur Auswirkung gekommen, da vor allen Dingen bei dem selten trockenen Herbst und Winter der Faktor Wasser wenig in Erscheinung trat und auch der Verkehr noch keinen Friedensmaßstab erreichte. Bei den stark heruntergewirtschafteten Straßen ist dies ein glücklicher Umstand gewesen, auf den man sich allerdings als Ingenieur nicht zu sehr verlassen darf. In strengen Wintern mit entsprechender Feuchtigkeit und stärkerem Verkehr können sehr leicht und schnell wesentlich größere Schäden entstehen, deren Behebung dann vielleicht nicht mehr behelfsmäßig erfolgen kann. Es gilt daher, diesem Schadensproblem ausreichend Aufmerksamkeit zu widmen und durch Beobachtungen über längere Zeiträume genauer festzulegen. Im Laufe der Jahre wird man dann dazu übergehen können, an Hand einer Frostkarte, nach der Häufigkeit des Auftretens und entsprechend den Verkehrserfordernissen die dringendsten Abschnitte umzubauen und so diese Gefahrenstellen mehr und mehr mindestens aus dem Hauptverkehrsnetz auszumerzen. Durch solche langjährigen Beobachtungen wird es aber auch jedem Amt möglich, vor dem endgültigen Ausbau mit hochwertigen Decken rechtzeitig die Herstellung eines frostsicheren Unterbaues zu erreichen.

Aus den von den Ämtern genau erfaßten 229 Schadensstellen läßt sich jedenfalls eine sehr lehrreiche Aufgliederung nach Schadensursachen entnehmen, die sehr wichtige weitere Aufklärung schafft für die wirksame Bekämpfung dieses Schadensproblems. In Tafel 2 ist die Aufgliederung der Frostschadensstellen nach zwei Hauptgesichtspunkten vorgenommen, dem der Schadensursachen und dem des Schadensauftretens.

Bei den Schadensursachen sind in Spalte 2—4 die Hauptfaktoren: bindiger Untergrund, das Auftreten von offenen Wasserständen sowie der Verkehr angegeben. Bindige Böden der Spalte 1 sind natürlich neben dem Frost die Grundbedingung für die Schäden. Wenn deutlich feststellbare und nahe erreichbare Wasserstände, sei es Grundwasser, Schichtwasser oder ein offener Wasserspiegel, auftreten, so vermehrt dies die Frostgefährlichkeit erheblich. Es ist auch bemerkenswert, daß an 42 % der Schadensstellen solche Wasserstände als nahes Grundwasser oder als Schichtwasser an Hängen oder als offener naher Wasserlauf und dergl. festgestellt wurden. Starker Verkehr wurde gemäß Verkehrszählungskarte festgelegt und blieb im wesentlichen auf Reichsstraßen, Zufahrten zu Städten und Reichsautobahn bei anderen Straßengattungen beschränkt. Spalte 7 ergibt, daß volle 70 % der Schadensstellen eine ausgesprochen schwache Steinbahn unter 25 cm Stärke besaßen. In den meisten Angaben der Ämter fehlt jedoch die Angabe über den Zustand dieser Steinbahn. Nach langjährigen Beobachtungen dieses wichtigen Punktes, der auch bei verschiedenen Steinbahnuntersuchungen auf württembergischen Landstraßen stets bestätigt wurde, kann mit Sicherheit angenommen werden, daß auch ein erheblicher Teil der über 25 cm starken Steinbahnen ebenfalls aus ungenügendem Gestein besteht, das vielfach stark verwittert und unter verschiedenen Einflüssen weitgehend zerkleinert ist. An Schotter oder Vorlage kann man oft nur noch 20—30 % der normalen Schotter- oder Vorlagegrößen auszählen. In anderen Fällen ergibt sich immer wieder, daß durch jahrelange — teilweise auch unbeachtete — Frostschäden der aufgeweichte frostgefährliche Untergrund in die Hohlräume der Vorlage und in manchen Fällen als Abschluß gewissermaßen sogar bis in die Schotterlage hochgestiegen ist. Eine so durchsetzte Steinbahn ist natürlich nicht mehr frostsicher und tragfähig, sondern ist selbst frostgefährlich geworden. Wenn eine solche genaue Feststellung an Ort und Stelle bereits vorgenommen worden wäre, so hätte man mit Bestimmtheit weitere Anteile dieser sonst ausreichend starken Steinbahnen ausscheiden müssen. Es ist also gerechtfertigt, wenn man den Gesamtprozentsatz der zu schwachen Steinbahnen mit 80—85 % angibt.

Diese Tatsache, daß bei Frostschäden gleichzeitig meist ungenügende Steinbahnstärken vorliegen, ist Praktikern schon lange bekannt, weshalb auch immer wieder Versuche mit reiner Deckenverstärkung unternommen werden. Teilweise sind solche in kleinerem Umfang (abgesehen von den erheblichen Gesamtkosten) auch mit gutem Erfolge durch Ausführung mehrerer Schotterlagen im Verlaufe von einigen Jahren durchgeführt worden. Jedenfalls lassen sich befriedigende Ergebnisse überall dort erzielen, wo einwandfreies Steinmaterial in überreichlicher Stärke aufgewalzt werden kann und keine große Frostgefahr besteht. Die Ansicht, daß durch Aufbringen hochwertiger, aber undurchlässiger Schwarzdecken oder Verstärkung einer Steinbahn mit Kleinpflaster dem Übel bei stärkerer Frostgefährlichkeit gesteuert werden kann, ist allerdings irrig. Die bekanntlich gut ausgeführten Kleinpflasterungen auf einwandfreier Packlage der sächsischen Straßenverwaltung gingen auf der Reichsstraße 6 zwischen Bautzen und Görlitz im Winter 1939/40 überall zu Bruch, wo sie auf schluffiger Unterlage ohne Sicherung lagen. Dasselbe Ergebnis hatten wir im mittelschweren Winter 1948/49 auf der Reichsstraße 10 zwischen Stuttgart und Ulm, die unter dem schweren Verkehr in erheblichem Umfang während des Frostaufgangs durchbrach.

Auch eine schmale Fahrbahn wird durch das verstärkte Spurfahren der Fahrzeuge übermäßig beansprucht, so daß bemerkenswerterweise bei 20 % der Frostschäden schmale Steinbahnen unter < 4,50 m beteiligt sind. Weitere Sonderschäden sind durch starke Verkehrsbeanspruchung — vorwiegend während des Frostaufgangs — ent-

Tafel 2. Aufgliederung der festgestellten Frostschadensstellen 1946/47.

	Zahl	Schadensursachen							Lage des Auftretens					
		Bindiger Boden	Grundwasser usw.	Starker Verkehr	Steinbahnstärke ausreich. > 25 cm	schwach < 25 cm	Breite schmal < 4,50 m	Be- sondere Schäden	Ein- schnitt	gelände- gleich	Damm	davon Wanne, Kuppe usw.	Flach- strecke unter 3%	Steil- strecke über 3%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Insgesamt	229	229	95	49	69	160	45	7	171	208	10	15	193	75
Prozentual	100%	100%	42%	22%	30%	70%	20%	—	44%	54%	2%		72%	28%
									100%			100%		

standen, wie z. B. Abfuhr von Holz aus dem Walde oder Steinmaterial aus Steinbrüchen, in Innenkurven sowie unter der Straßenbahn und dergl.

Die Lage der Schadensstellen wurde ferner nach Gesichtspunkten (Einschnitt, Damm und geländegleiche Strecken) aufgliedert, zumal es eine bekannte Tatsache ist, daß Frostschäden nicht nur im Einschnitt, sondern noch mehr in geländegleichen Strecken vorkommen.

Diluviums spielen in unserem Land eine wichtige Rolle und bilden die fruchtbaren Gaue. Den größten Raum nehmen die Böden des Trias und des Jura ein. Für alle diese Schichten steht hier seitens der geologischen Abteilung beim württembergischen statistischen Landesamt eine Anzahl von Bodenuntersuchungen zur Verfügung. Nachstehend werden daher einige aus der Keuperformation gebracht. Diese mechanischen Bodenanalysen enthalten u. a. den

Tafel 3.

Nr.	Formation	Tiefe der Entnahme m	Grobanteil > 2 mm %	Aufteilung des Feinbodens < 2 mm						Fundort und Bodennutzung
				2 1 mm	1 0,5	0,5 0,1 in Prozenten	0,1 0,05	0,05 0,01	< 0,01 mm	
1	Gipskeuper km 1	0,1	—	1,1	3,5	15,9	18,4	51,0	10,1	Gölldorf/Rottweil, Acker
2	" "	0,3	—	5,5	8,4	12,6	13,2	18,1	12,2	" "
3	Bunte Mergel km 3	0,1	—	32,3		31,4	19,0	9,6	7,7	Hasenbühl bei Tübingen
4	" "	0,3	—	22,1		40,7	8,4	17,7	11,7	" "
5	Stubensandstein km 4	0,1	24,3	48,3		29,6	2,6	6,2	13,3	Zwerenbühl bei Tübingen, Wiese
6	" "	0,5	11	32,2		41,8	6,5	10,0	9,5	" " " Sandgrube
7	" "	—	—	47,8		43,2	2,6	4,0	2,4	" " " " "
8	" "	0,1	50,2	42,1	20,5	27,0	3,6	4,2	2,6	Wanne bei Tübingen, Nadelwald
9	Knollenmergel km 5	0,1	—		4,3		5,9	14,1	75,7	Steinenberger Egart bei Tübingen
10	" "	0,5	—		8,4		8,5	34,8	58,3	" " " " "
11	" "	0,9	—		44,7		16,0	19,6	19,7	" " " " "
12	Rhätssandstein ko	0,1	29,5	23,0	13,2	27,8	11,2	13,6	11,2	Steinberg, Tübingen
13	" "	0,4	15,5	18,3	16,4	38,1	0,8	11,9	8,5	" "

Als geländegleiche Strecken werden hierbei auch noch niedere Einschnitte und Dämme bis 60 cm Höhe angesehen. Die Tatsache, daß neben 44% Einschnittsschäden volle 54% auf solche geländegleiche Strecken entfallen, bestätigt die Richtigkeit dieser Anschauung. Vielfach muß das Liegenlassen der Humusdecke oder deren ungenügende Entfernung als Ursache für die Frostgefahr festgestellt werden. Humusboden ist eben auf alle Fälle eine frostgefährliche Bodenart. Nur 2% sind dann noch als Schäden auf Dammstrecken verblieben. Die Zahl der Wannen und Kuppen als Sonderorte für Frostschäden ist mit 15 zweifellos zu knapp angegeben und daher nicht ohne weiteres verwendbar. Schließlich hat man noch die Schadensstellen nach

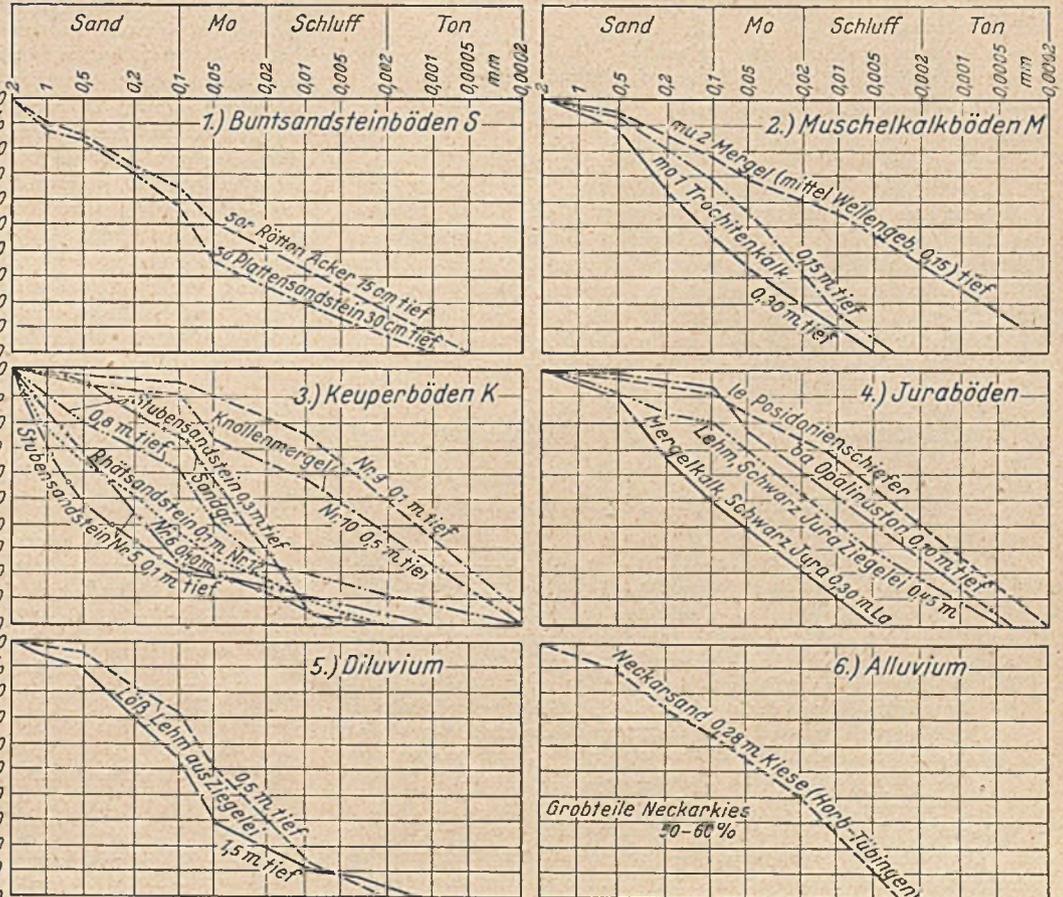
Anteil der groben Bestandteile über 2 mm in Prozenten des Gesamtbodens und schließlich die Anteile der Körnungsgrade der Schlümmenanalysen in Prozenten des Feinkorns unter 2 mm (Tafel 3).

Aus dieser Zusammenstellung von württembergischen Keuperböden ist ersichtlich, wie verhältnismäßig hoch die Feinkornanteile z. B. der beiden letzten Kornfraktionen in allen Schichten sind. Bemerkenswert ist dies schon für die sogenannten Sandsteine, noch mehr natürlich für die Mergelarten. Beachtenswert ist auch die Veränderung in der Kornzusammensetzung nach der Tiefe, besonders beim Knollenmergel. Nr. 9 und Nr. 10 sind schon stärker verwitterte oberflächliche Schichten, während Nr. 11 in 0,9 m Tiefe weniger verwittert ist.

Tafel 4. Kornverteilungskurven nach mechanischen Bodenanalysen des Statistischen Landesamts Württemberg (Nur Feinboden < 2 mm).

dem Gesichtspunkt der Gefällsverhältnisse beurteilt und kann auch hier wieder die der Praxis bekannte Tatsache feststellen, daß flache Strecken (< 3%) bedeutend mehr frostgefährdet sind als steilere. Wenn trotzdem noch 28% der Schäden auf stärkere Gefällsstrecken entfallen, so liegt dies zum Teil auch im Austreten von Schichtwasser aus den Hängen des hiesigen Hügellandes begründet. Alle diese Hauptpunkte geben schon wichtige Fingerzeige für die Beurteilung von Frostschäden, ebenso auch für die Ergreifung der zweckmäßigen Abhilfemaßnahmen.

Schließlich soll der Begriff „Bindiger Boden“ etwas näher betrachtet werden, da derselbe alle Böden mit Feinkorngehalt — leichtbindig bis starkbindig — umfaßt und damit den größten Teil unserer Böden überhaupt. Besonders trifft dies zu für die Böden der schwäbischen Triaslandschaft, des Jura und schließlich noch die eiszeitlich aufbereiteten Böden des Diluviums und Alluviums. Letztere befinden sich vorwiegend in unseren Flußtätern, weisen aber entsprechend ihrer geologischen Herkunft selten rein sandig-kiesiges Material auf. Die einzige Ausnahme bildet das obere Rheintal und hier auch nur das eigentliche Ufergebiet am Rhein selbst. Die Lößablagerungen des



Zum weiteren Vergleich werden noch einige Kornverteilungskurven der Hauptformationen gebracht, für die ebenfalls das statistische Landesamt die mechanische Bodenanalyse aus Feinboden vorgenommen hatte (Tafel 4).

Selbstverständlich sollen diese Kornverteilungskurven nur eine ungefähre Übersicht geben, zumal die Kurven durch beträchtliche Grobanteile über 2 mm noch erheblich herabsinken. Immerhin sieht man aber doch, welcher großer Anteil an Feinkorn unter 0,02 mm überall vorhanden ist. Dies trifft nicht nur für die Lehm- und Tonböden zu, sondern auch für die Mergel-, ja sogar für die Sandsteine des Trias. Man vergleiche z. B. die Stubensandsteine Nr. 5 und 6 (Gegend Tübingen) mit dem Stubensandstein aus einer Sandgrube (Gegend Herrenberg). Bezeichnend ist auch der hohe Satz von 40 % Bestandteilen unter 0,02 mm des alluvialen Neckarsandes, der selbst durch Ergänzung von 50—60 % Neckarkies im Gesamtverhältnis immer noch 20 % Feinbestandteile aufweist.

Betrachtet man nun die Frostschädenkarte von Württemberg-Baden, worin die aufgenommenen Frostschadensstellen der Ämter (Anzahl 229) eingetragen sind, so ist zu bemerken, daß alle Gebiete Frostschäden aufweisen, mit Ausnahme des Ufergebiets am Oberrhein. Wenig Frostschäden treten auch in den Gebieten des klüftigen Muschelkalks (Gebiet Künzelsau-Tauberbischofsheim sowie Herrenberg-Leonberg-Pforzheim) auf sowie im Gebiet der Karstlandschaft (Weißer Jura auf der Hochalb). Die Gebiete des Buntsandsteins, des Keupers, sowie des schwarzen und braunen Jura sowie die diluvialen Böden fallen dagegen durch ihre erhöhte Anfälligkeit für Frostschäden auf. Schon geringe Überlagerungen stärker bindiger Böden, wie Lettenkohle oder Lößlehm, genügen aber, um auch aus sterilem oder karstigem Untergrund eine zwar fruchtbare, andererseits frostgefährliche Unterlage zu schaffen.

Es ließe sich natürlich noch sehr vieles aus den vorliegenden Tabellen und Aufstellungen entnehmen, was jedoch den vorliegenden Rahmen zu sehr ausweiten würde. Jedenfalls muß festgehalten werden, daß trotz relativ hoher Feinkornanteile der hiesigen Böden auch im strengen Winter 1946/47 mit allerdings wenig Wassergehalt nur 4 % des Gesamtstraßennetzes Frostschäden aufweisen. Nach den seitherigen Beobachtungen und Erhebungen kann daher angenommen werden, daß auch in strengen Wintern mit hohem Wassergehalt im Boden diese Frostgefahr sich ungefähr um das Doppelte steigern würde und demnach etwa 8—10 % des Straßennetzes davon erfaßt werden.

Das bereits erwähnte Frostkriterium von Professor A. Casagrande legt aber fest, daß ein Boden schon als frostgefährlich angesehen werden kann, wenn er von der Korngröße $d < 0,02$ mm enthält:

- a) bei gleichförmiger Kornverteilung mehr als 10 %
- b) bei sehr ungleichmäßiger Kornverteilung mehr als 3 %.

Wenn man diese strenge Formulierung auf die Böden des Landes Württemberg-Baden an, so müßten fast alle, mit Ausnahme des Ufergebietes am Rhein, frostgefährlich sein, d. h. mindestens 50—60 % des Gesamtstraßennetzes, was aber erwiesenermaßen nicht der Fall ist. Es erhebt sich also mit Recht die Frage, ob dieses Casagrande'sche Kriterium nicht doch zu übervorsichtig ist und allmählich mit den Erfahrungen der Praxis in Einklang gebracht werden muß.

Zur Beurteilung der Kornverteilung von Bodenproben ohne mechanische Analyse.

(Aus der Arbeit des Arbeitsausschusses 2 des Deutschen Baugrundausschusses.)

Von Prof. Dr. Wilhelm Dienemann, Amt für Bodenforschung, Hannover, und Dr. Richard Köhler, Berlin.

Inhalt:

Um festzustellen, wieweit man bei der Neubearbeitung von Baugrundschriften mit der Aufgliederung der Kornstufen von Bodenproben gehen darf, wurden ausgewählte Proben den Mitgliedern des Ausschusses zur Bestimmung der Korngröße ohne mechanische Analyse vorgelegt. Der Versuch ergab viele Fehldeutungen und lehrt, daß man bei wichtigen Entscheidungen unbedingt der mechanischen Analyse bedarf und daß eine zu weit gehende Aufgliederung in einzelne Kornstufen in der Hand des Bohrmeisters, auf dessen Angaben man sich vielfach verlassen muß, zwecklos ist und falsche Sicherheit vortäuscht.

Gelegentlich einer Sitzung des Arbeitsausschusses 2 — Boden- und Gesteinsarten, Korngrößen — des Deutschen Baugrundausschusses wurden 30 Bodenproben vorgelegt, die von den Anwesenden

Diesbezüglich wird auch auf die bereits im ersten Aufsatz Bautechn. 27 (1950), Heft 12, S. 371 ff. gemachten Ausführungen hingewiesen. Für die Verwendung von Frostschutzbaustoffen werden dieselben scharfen Anforderungen an die Kiese, Sande usw. gestellt, die sich vielfach nicht erfüllen lassen, da sie letzten Endes auf Betonkies und -Sand hinausliefen. Im hiesigen Gebiet gibt es mit Ausnahme des Rheinuferes wenige Gebiete, wo solche reinen Sande und Kiese vorkommen. Auch in Schlesien, wo der Verfasser 15 Jahre lang als bodenkundlicher Referent für die Gesamtprovinz tätig war, sind ähnliche Erfahrungen gemacht worden. Dort wurden Kiese und Sande bis 10 % Feinkorn $< 0,02$ mm als Frostschutz zugelassen, sofern nicht ausgesprochen hoher Grundwasserstand sowie starke Frostgefährlichkeit zu erwarten waren. Allerdings wurde immer streng darauf geachtet, daß die Unterschicht der Frostschutzlage immer genügend feineres Material (50 % $< 3—0,5$ mm nach Dr. Görner) enthielt, um ein Hochsteigen des weichgewordenen frostgefährlichen Untergrundes zu verhindern. Auf diesem strengen Kriterium fußend, werden auch heute noch Stärken von 0,40—0,80 m als Frostschutzschichten für notwendig erachtet, die nicht nur außerordentlich teuer, sondern auch technisch schwierig auszuführen sind, besonders, wenn sie im Tiefenbau erfolgen, also im Untergrund gewissermaßen vergraben werden und die Frage der ständigen Wasserableitung zweifelhaft bleibt. Auch hier haben die jahrelangen Ausführungen in Schlesien gezeigt, daß 20—30 cm Kiessandunterbettung bei genügend starker und einwandfreier Steinbahn von 30—35 cm besonders als Hocheinbau stets ausreichend war, trotz erheblichen Verkehrs und langer, starker Fröste, besonders auch während der strengen Kriegswinter. Durch solche Maßnahmen werden die Frosthebungen nach den hiesigen Erfahrungen soweit abgedämpft und in ziemlich gleichmäßige umgewandelt, daß sie im wesentlichen ungefährlich bleiben, selbst in strengen Wintern und bei schnellem Frostaufgang sowie bei starkem Verkehr. Es wäre wünschenswert, daß auch andere Verwaltungen und Fachleute ihre diesbezüglichen Erfahrungen und Versuche bekanntgeben und gemeinsam neue Versuche angestellt und Richtlinien ausgearbeitet werden. Auf diese Weise können die in der Anfangszeit übervorsichtigen und daher auch übersteuerten Frostschutzmaßnahmen auf ein erträgliches Kostenmaß herabgesetzt werden. Dadurch wird aber auch gewissermaßen der Anschluß an die Praxis gefunden, die nicht mit Unrecht den außerordentlich teuren Vorschlägen recht kritisch gegenübersteht. Im modernen Straßenbau sind anfänglich sehr starke Frostschäden aufgetreten, zu deren Behebung man, wie in jedem Anfangsstadium, beträchtliche und übervorsichtige Schutzmaßnahmen verwenden zu müssen glaubte. Allmählich sind jedoch genügend Erfahrungen in der Bekämpfung dieser Frostschäden gesammelt worden, daß man mit erheblich billigeren Mitteln dieser Gefahr wirksam und zweckmäßig begegnen kann. Die Erfahrungen auf der Reichsautobahn sollen in einem besonderen Aufsatz behandelt werden, zumal bei diesem durchweg nach modernen Gesichtspunkten einheitlich ausgeführten Neubau die Verhältnisse anders liegen als bei dem in langen Zeiträumen ausgebauten Netz der Land- und Stadtstraßen. Auch hier kann aber schon jetzt gesagt werden, daß die 20 cm starken Kiessandunterbettungen der Jahre 1936/37 auf den hiesigen Autobahnstrecken bei Löß- und Keuperböden sich als ausreichender Frostschutz bis heute erwiesen haben.

einmal petrographisch, besonders aber nach Kornverteilung und Korngröße bestimmt und bezeichnet werden sollten. An den Bestimmungen beteiligten sich 2 Ingenieurgeologen und bautechnische Bodenkundler, 1 Geologe, 2 Geologen und landwirtschaftliche Bodenkundler, 2 Bauingenieure und Leiter von bautechnisch-bodenkundlichen Prüfanstalten und 1 Brunnenbaumeister und Inhaber eines größeren Bohrunternehmens. Es waren alles Herren mit großer Erfahrung in der Beurteilung von Boden-, besonders Bohrproben.

Der Bestimmung nach der Korngröße sollte folgende übliche, allen Teilnehmern bekannte Einteilung nach Atterberg zugrunde gelegt werden.

Es wurden in der Hauptsache solche Proben ausgewählt oder künstlich zusammengemischt, bei deren Bezeichnung erfahrungsgemäß dem Bohrmeister — und nicht nur diesem! — leicht Irrtümer

Kies			Sand			Mehlsand (Mo)			Schluff			Feinstes („Ton“)
grob	mittel	fein	grob	mittel	fein	grob	mittel	fein	grob	mittel	fein	
20—10 mm	10—5 mm	5—2 mm	2—1 mm	1—0,5 mm	0,5—0,2 mm	200—100 μ	100—50 μ	50—20 μ	20—10 μ	10—5 μ	5—2 μ	unter 2 μ

unterlaufen. Besonderer Wert wurde auf die Unterscheidung von Feinsand, Mehlsand und Schluff und die Abschätzung des Anteils dieser Bodenarten in gemischten Böden gelegt. Es sollte auf diese Weise erkannt werden, ob bestimmte Bodenanteile für die Bezeichnung einer Beimengung als „stark“ oder „schwach“ ohne mechanische Analyse mit einiger Sicherheit erkannt werden können. Von ausgesprochen bindigen Proben, die ja leichter sicher anzusprechen sind, wurden nur wenige ausgelegt. Von den meisten Proben hatten wir die Kornkurven aufgestellt, die den Teilnehmern natürlich nicht bekannt waren. Die Proben waren lufttrocken.

Im folgenden werden die Ergebnisse der Bestimmung nach der Korngröße besprochen.

Probe 1: Löß

„ 2: Lößlehm.

Diese Böden wurden von allen Teilnehmern der Art und Körnung nach richtig erkannt.

Probe 3: lehmiger Kies mit Steinen (kein Geschiebelehm) (Kurve 3)

„ 4: dasselbe, aber stark verkittet (von einem Teilnehmer treffend als „Erdbeton“ bezeichnet) (Kurve 4)

„ 5: Gesteinsschutt aus Schieferstückchen (Gehängeschutt)

„ 6: Flußschotter

„ 7: sandiger, steiniger Lehm mit Schlackenresten (Halde).

Derartige Böden, die ihrer Entstehung nach Gehängeschutt, Verwitterungslehm, Flußablagerung oder künstliche Aufschüttung sind, können durch eine reine Korngrößenangabe schwer gekennzeichnet werden. Unser Versuch zeigte aber, daß die Proben zwar verschieden bezeichnet wurden, aber im allgemeinen ihrem Wesen nach genügend klar erkannt waren. Allerdings wurden auch einige Bezeichnungen gegeben, die zu einer irreführenden Beurteilung als Baugrund geführt hätten. Eine Kennzeichnung nach der Korngröße ist bei derartigen Gesteinen sehr schwierig, sie besagt auch gerade hier meist nur wenig für die Beurteilung als Baugrund. Mehrfach zeigte sich die Neigung, Proben als kiesigen „Ton“ zu bezeichnen, die nur sehr wenige Teilchen unter 2 μ hatten.

Weiter wurden einige Tone vorgelegt, besonders um zu sehen, wie weit ein Feinsand-, Mehlsand- oder Schluffgehalt erkannt werden könnte, der hier meist den Gehalt an Tonkorn (unter 2 μ) überwog.

Probe 8: feinsandiger Ton (alluvialer humoser Schlück) (Kurve 8)

„ 9: fetter Ton von der gleichen Entstehung und Fundstelle (Kurve 9)

„ 10: magerer Braunkohlenton (Kurve 10)

„ 11: fetter Braunkohlenton (Kurve 11).

Diese allgemeinen Bezeichnungen wurden von uns vor Ausführung der methanischen Analyse nach der Fingerprobe gegeben. Ein Vergleich mit den Abbildungen zeigt aber, daß z. B. die beiden Proben 10 und 11 fast denselben „Ton“-Gehalt (unter 2 μ) haben. Dem Gefühl nach war der Unterschied zwischen „fett“ und „mager“ unverkennbar, aus den Kornverteilungslinien geht er nicht im gleichen Sinne hervor. Es kommt also bei dem Charakter eines Tones nicht nur auf die Größe seiner Teilchen, sondern auch auf ihre physikalische und mineralogische Natur an.

Aus der Beurteilung dieser tonigen Proben durch die Mitglieder des Ausschusses geht hervor, daß es schwer möglich ist, mit dem Auge oder den Fingern allein den Anteil an Ton (unter 2 μ), Schluff und Mehlsand einigermaßen richtig anzugeben; es wurde meist nicht erkannt, welcher Korngrößenanteil überwiegt. Auch das Ansprechen als fett oder mager war nicht einheitlich. Ein Teilnehmer glaubte den Anteil der Teilchen unter 2 μ zahlenmäßig angeben zu können, hat sich dabei aber stark verschätzt.

Die Bestimmung weiterer Proben sollte zeigen, ob der Anteil der Kornstufen bei Sand und Kies richtig geschätzt werden kann. Es wurden künstlich ausgesiebte Proben ausgelegt, die sowohl mehrere als auch nur eine Kornstufe umfaßten:

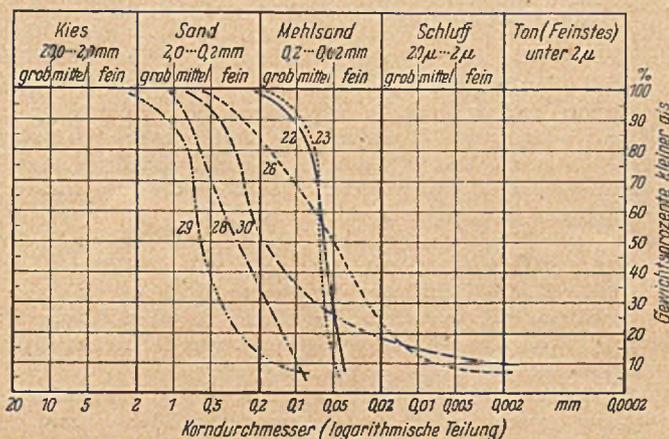
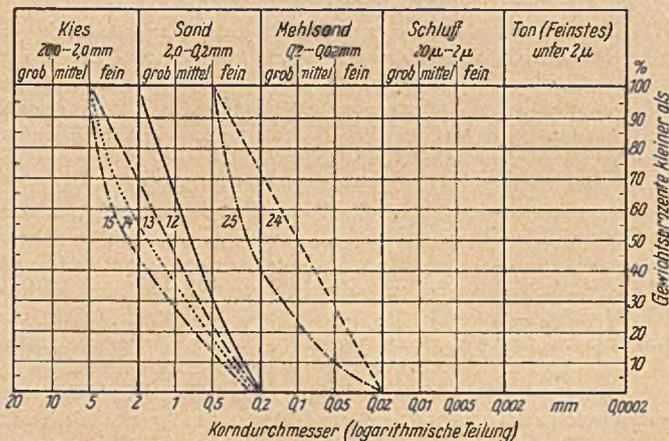
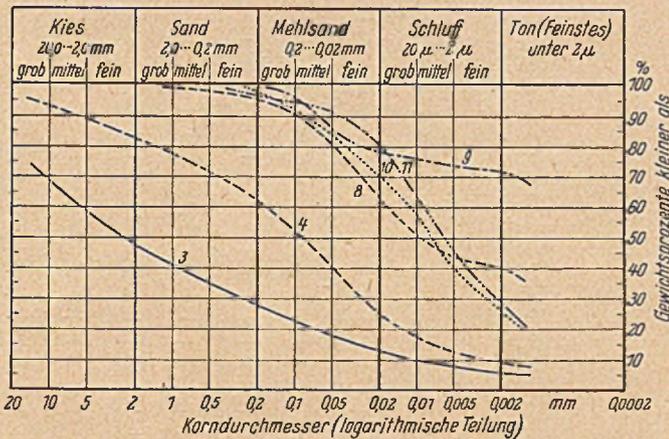
Probe 12: Sand, je $\frac{1}{3}$ grob (2—1 mm), mittel (1—0,5 mm) und fein (0,5—0,2 mm) (Kurve 12)

„ 13: Kiessand: 35 % Feinkies (5—2 mm) + 65 % Sand Nr. 12 (Kurve 13)

„ 14: Kiessand: 45 % Feinkies (5—2 mm) + 55 % Sand Nr. 12 (Kurve 14)

„ 15: Kiessand: 55 % Feinkies (5—2 mm) + 45 % Sand Nr. 12 (Kurve 15).

Die Bestimmung der Sandkies-Gemische sollte insbesondere zeigen, ob sich eine Beimengung von 40 oder 50 % Feinkies abschätzen läßt und ob angegeben werden konnte, ob in den Gemischen Feinkies oder Sand überwog.



Die Ergebnisse waren überraschend. Von keinem Teilnehmer wurden alle Proben richtig angesprochen, zweimal sogar alle falsch. Im gemischten, kiesfreien Sand Nr. 12 wurde siebenmal eine kiesige Beimengung angegeben, die Beimengung von Feinsand dagegen kaum erkannt. Es war fast stets die Neigung festzustellen, die Korngröße zu überschätzen. Die Steigerung der Beimengung von Kies in den Proben 13—15 wurde nur von der Hälfte der Teilnehmer erkannt.

Es war nun weiterhin lehrreich, festzustellen, ob reiner Grob-, Mittel- und Feinsand richtig angesprochen wurde. Dazu wurden die folgenden Proben, allerdings nicht in dieser Reihenfolge, sondern zwischen die anderen verteilt, vorgelegt:

- Probe 16: Grobsand (2—1 mm)
- „ 17: Mittelsand (1—0,5 mm)
- „ 18: Feinsand (0,5—0,2 mm).

Noch nicht in der Hälfte der Fälle wurde erkannt, daß es sich um ungemischte Kornstufen handelte, auch die Kornstufe selbst konnte nur selten richtig angegeben werden. Es herrschte auch hier die Neigung zur „Vergrößerung“ vor, irgend eine persönliche Note war bei den einzelnen Teilnehmern nicht festzustellen.

Bei der Bestimmung der reinen Kornstufen des Mehlsandes:

- Probe 19: Grob (0,2—0,1 mm)
- „ 20: Mittel (0,1—0,05 mm)
- „ 21: Fein (0,05—0,02 mm)

war das Ergebnis noch ungünstiger als bei Sand. Teils wurden die Proben zu grobkörnig, teils zu feinkörnig eingeschätzt.

Als nächste Proben wurde derselbe Mehlsand zweimal vorgelegt.

Probe 22 u. 23: Mehlsand (Kurve 22 und 23).

Richtig wurden beide Proben nur in 2 Fällen eingestuft, wobei nur in einem Falle auch die Gleichheit der Proben erkannt wurde. Dieser Teilnehmer am Versuch hatte allerdings die Fundstelle eingehend petrographisch untersucht.

Eine künstliche Mischung von Feinsand und Mehlsand in verschiedenem Verhältnis lag in den beiden nächsten Proben vor.

- Probe 24: 30 % Feinsand + 70 % Mehlsand (Kurve 24)
- „ 25: 60 % Feinsand + 40 % Mehlsand (Kurve 25).

Diese schwierig zu bestimmenden Mischungen wurden von fast keinem der Teilnehmer richtig bestimmt; die meisten schätzten die Sande zu grob ein, der Unterschied im Mischungsverhältnis blieb fast stets unbemerkt.

Ein natürliches Gemenge von Feinsand, Mehlsand und Schluff, nämlich

Probe 26: Flotssand (Kurve 26), wurde zwar mit einer Ausnahme petrographisch als solcher erkannt, der Korngröße nach aber nur zweimal richtig angesprochen.

Die nächste Probe,

Probe 27: Grobschluff (0,02—0,01 mm), ein streng innerhalb nur einer Stufe abgegrenzter Boden, wurde als Lehm, Schluffton oder Mehlsand bezeichnet, also in keinem Falle richtig bestimmt.

Schließlich wurden noch 3 natürliche Sande vorgelegt:

- Probe 28: Glassand (Kurve 28)
- „ 29: Dünenand (Kurve 29)
- „ 30: Feinsand (Kurve 30).

Probe 28 und 29 haben ziemlich ähnliche Kornkurven. Alle 3 Proben wurden wiederum als gröber bezeichnet, als sie waren, ihr geringer Grobsand- und Feinkiesgehalt wurde überbewertet. Nur in 8% der Fälle war die Korngrößenbestimmung richtig.

In der folgenden Zusammenstellung ist der Versuch gemacht, die „Treffericherheit“ der einzelnen Versuchsteilnehmer zu zeigen, soweit sich hier überhaupt „Zensuren“ geben lassen. Bei der Beurteilung wurde der Hauptwert auf das richtige Erkennen der vorherrschenden Kornstufen und der Art der Mischung gelegt.

Obwohl diese Beurteilung der Versuche naturgemäß sehr einseitig sein muß, gibt die Zusammenstellung immerhin einige lehrreiche Hinweise. In der Tafel ist auch der Anteil der richtigen Lösungen angegeben. Sie zeigt, daß bei 21 von 30 Proben noch nicht die Hälfte der Teilnehmer die Kornverteilung richtig erkannte, bei 10 noch nicht ein Viertel, bei 5 kein einziger. Besonders versagte die Bestimmung bei Mehlsand und Schluff sowohl für die reinen Unterstufen wie für die Gemische, ferner bei der Beurteilung des Feinsand-, Mehlsand- und Schluffgehaltes von Tonen.

Insgesamt wurden von 209 Bestimmungen 102 als falsch, 77 als richtig und 30 als annähernd richtig eingeschätzt, also nur 1/3 als richtig.

In der Tafel bedeuten

- + richtig
- 1/2 annähernd richtig
- falsch
- 0 Probe nicht bestimmt

Teilnehmer	Anteil der richtigen Beurteilungen %	1	2	3	4	5	6	7	8
Probe 1	75	+	+	+	+	+	1/2	+	—
2	43	1/2	1/2	+	0	+	1/2	+	—
3	71	—	—	+	+	+	+	+	0
4	29	+	—	—	—	—	—	+	0
5	75	+	1/2	1/2	+	+	+	+	+
6	100	+	+	+	+	+	+	+	0
7	71	+	+	+	—	—	0	—	1/2
8	43	+	+	—	1/2	—	—	—	0
9	14	1/2	—	—	1/2	1/2	1/2	+	0
10	43	+	1/2	+	1/2	+	—	—	0
11	0	—	—	—	—	—	—	—	0
12	14	—	—	—	—	—	1/2	—	—
13	75	+	+	+	+	—	+	+	—
14	65	+	1/2	+	+	—	+	+	—
15	50	+	—	+	+	—	+	1/2	—
16	40	0	0	0	+	—	+	1/2	—
17	25	0	0	0	—	—	+	—	0
18	40	0	0	0	—	—	—	+	+
19	20	0	0	0	—	—	—	+	1/2
20	0	0	0	0	—	—	1/2	1/2	—
21	0	0	0	0	—	1/2	1/2	1/2	—
22	38	+	—	—	—	—	+	1/2	+
23	50	+	—	+	—	—	—	+	+
24	25	+	—	—	—	—	—	+	—
25	25	—	+	—	—	—	—	—	+
26	25	1/2	—	+	—	—	1/2	—	—
27	0	0	0	0	—	—	—	1/2	—
28	13	—	—	—	—	+	—	—	—
29	13	+	—	—	1/2	—	—	—	+
30	0	—	—	—	—	—	—	—	1/2

Auswertung des Versuchs.

Ein derartiger Versuch ist unseres Wissens bisher noch nicht gemacht, uns jedenfalls nicht aus dem Schrifttum bekannt. Auf unsere Anregung hin wurde er übrigens von befreundeter Seite in ähnlicher Weise wiederholt und führte zum gleichen Ergebnis. Der Versuch wurde unternommen, um bei der z. Zt. im Baugrundausschuß laufenden Neubearbeitung der Einteilung und Benennung der Lockergesteine (im besonderen für DIN 1179 und 4022) Unterlagen dafür zu gewinnen, wie weit hierbei die Körnung zugrunde gelegt werden und mit welcher Genauigkeit sie ohne mechanische Analyse, also nur mit dem bloßen Auge (oder einer Lupe) und durch Reiben zwischen den Fingern, erkannt werden kann. Dies erschien deshalb nötig, weil bei der Aufstellung von Schichtenverzeichnissen von Baugrund- und Wasserbohrungen die Lockergesteine weitgehend nach ihrer Körnung unterschieden werden und diese Unterscheidung auch heute noch sowohl vom Bohrmeister oder dem Bohrunternehmen wie auch vom Bauingenieur und vom Geologen vielfach rein gefühlsmäßig vorgenommen wird. Da das auch wohl so bleiben wird, mußte man sich bei der Neufassung der Normen darüber klar sein, was man besonders vom Bohrmeister verlangen kann. Daß dabei auch die Möglichkeit gewahrt bleiben muß, die Ergebnisse ausführlicher mechanischer Analyse zu berücksichtigen, ist selbstverständlich.

Folgende Ergebnisse unseres Versuches sind für die weitere Neubearbeitung der Normen und darüber hinaus allgemein wichtig:

1. Eine Einteilung und Benennung der Lockergesteine, besonders der bindigen (Tone, Schluffe und verschiedenartiger Lehme), allein nach der Körnung ist nicht ausreichend — eine Erkenntnis, die sich ja immer mehr durchsetzt.
2. Mit großer Klarheit zeigt es sich, daß bei nichtbindigen Bodenarten, besonders bei Korngrößen zwischen 1 und 0,02 mm, eine so weitgehende Aufteilung wie in den üblichen Kornkurven überwiegend zu ungenauen oder falschen Angaben führt, wenn sie ohne mechanische Analyse, also z. B. vom Bohrmeister, vorgenommen wird.
3. Die Grenze von Feinsand zu Mehlsand, die gewöhnlich bei 0,2 mm angesetzt wird, wurde ebensowenig sicher erkannt wie die zwischen Mehlsand und Schluff (bei 0,02 mm).

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton u. Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 3/März 1951 bringt:

Pieper: Das Massivdach der Marienkirche in Lübeck. — Gaede: Haben größere Betonkörper eine geringere Festigkeit als kleine? — Geiger: Über Lastzuschläge bei dynamischen Einwirkungen, im besonderen bei Turbinenfundamenten. — Deutsch: Probelastung eines unterspannten Betonträgers. — Bay: Der statisch unbestimmt gelagerte wandartige Träger. — Staumauer Choubouk in der Türkei. — Dampfturbinenfundamente, DIN 4024. — Zylindrische Flüssigkeitsbehälter aus Spannbeton im Ausland. — „Belüfteter Beton“. — Ein seit langem technisch verwerteter Vorgang. — Luftporenbeton mit amerikanischen und europäischen Zusatzmitteln. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher.

STELLENANGEBOTE

Stahlbau

Für unsere Abteilungen Stahlwasserbau und Hochofenbau werden zum 1. April d. J. tüchtige

Konstrukteure

mit nachweisbar mehrjähriger Spezialerfahrung gesucht. Angebote unter Nr. 2035 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Bauingenieur

selbständiger Zeichner und Konstrukteur für Entwurf und Ausführung von Bahnprojekten sowie von Transporteinrichtungen für Industrieanlagen von großem Industrieunternehmen gesucht.

Ausführliche Bewerbungsunterlagen erbeten unter Nr. 2803 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

STELLENGESUCHE

Dipl.-Ingenieur

des Stahlbauwerks mit vieljährigen Erfahrungen in leitenden Stellungen größerer Werke sucht neuen Wirkungskreis in Vorstand oder Geschäftsführung (Acquisition, Verkauf, Außenbüro) im Stahlbau oder verwandtem Betrieb.

Angebote sind zu richten unter 2851 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Betonschutz durch

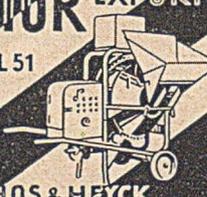
FLUATOL
SCHALUNGSMITTEL

LITHURIN
HÄRTUNG u. SCHUTZ
KESLER'SCHES FLUAT

PROLAN
NETZMITTEL ZUR
GÜTESTEIGERUNG

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

JUNIOR EXPORT
MODELL 51
75 l



GEIERHOS & HEYCK
MÜNCHEN · MAILINGERSTR. 35

Röntgenanlage

für Werkstoffprüfungen
Fabr. Seifert, Hamburg,
Isolux-Einpolanlage
150 kV/30 mA, f. Grob-
strukturuntersuchungen
kompl. m. 1 Debye-flex-
Feinstruktur-Apparat,
betriebsbereit
zu verkaufen.

Fa. Uwe F. Stoll

Lübeck, Schwartauer Allee 109
Telefon: 29496

Zeitschriftenschau*

Bearbeitet von
Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

I a. Allgemeines und Normen. 14 / Kienzle, O.: Grenzen der Normung. ZVDI 92 (1950), H. 22, S. 622—627. — Weite des Normbegriffes, Geltungsbereich der Normen, Tiefe und Bedeutung einer Norm, Strenge der Bindungen und schließlich Verantwortung bei der Schaffung und Nutzung von Normen. (Vgl. a. Matthes: Grenzen der Normung, DIN Mitt. 1950, H. 8, S. 41—44.)

II s. Schweißgerät u. -arbeiten. 7 / Weiß, E.: Schienenschweißung im längsten amerikanischen Tunnel. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 7, S. 260—261, 2 Abb. — S. VIII o. Oberbau. 20.

III s. Stahl. 8 / Schleicher, F.: Ueber die Spannungs-Dehnungslinie von Baustahl. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 7, S. 229—234, 10 Abb. — Inhomogenes Fließen bei homogenen Spannungszuständen, fallende Spannung bei steigender Dehnung, obere und untere Streckgrenze, Eigenspannungen nach der plastischen Verformung, Einfluß der Eigenspannung auf das $\sigma - \epsilon$ - Diagramm, Proportionalitätsgrenze bei Spannungsumkehr. Abschätzung des Bauschinger-Effekts. Spannungsabfall an der Fließgrenze.

III s. Stahl. 9 / Lazard, A.: Nouveaux phénomènes de plastification concernant les I en acier doux et le béton précontraint, découverts grâce aux extensomètres à résistance électrique. (Neuere Phänomene der Formänderung (Deformationserscheinungen) bei weichen Stahlträgern und Spannbeton, festgestellt mit Hilfe elektrischer Extensometer.) TRAV. 34 (1950), H. 187, S. 301—314, 17 Abb. — Bericht über neuere Deformationserscheinungen bei Stahlträgern und Spannbetonträgern. Bei den Stahlträgern zeigten sich die Deformationserscheinungen nicht gleichmäßig in der Gegend der reinen Biegung, sondern nur in bestimmten Zonen; in den Druckzonen ergaben sich Kriecherscheinungen. Im Spannbeton wurden Deformationen in ebenen Querschnitten bei Streckerscheinungen und bei Verkürzungen, die dem Bruchzustand infolge Druckbeanspruchung vorausgehen, beobachtet. Bestimmungsmethoden für Deformationen unter Anwendung elektrischer Apparaturen.

V s. Stollenbau. 9 / Kastner, H.: Ueber die Bemessung von Tunnel- und Stollenauskleidungen bei Auftreten von echtem Gebirgsdruck. ÖST. BAUZEITSCHR. 5 (1950), H. 3, S. 46—50, 3 Abb. — Nach Erörterung des Wesens des echten Gebirgsdrucks wird die Seitendruckziffer λ im ungestörten Gebirge in ihrem Wert angegeben und ein Beispiel zur Kennzeichnung des plastischen Verhaltens des Gebirges besprochen. Es folgt die Erörterung allgemeiner Gesichtspunkte für die Aufgaben des Tunnelausbaues beim echten Gebirgsdruck und die Zusammenstellung von Richtlinien für Entwurf und Bauausführung von Tunnel- und Stollenauskleidungen bei Auftreten von echtem Gebirgsdruck. Abschließend Hinweise für die Bemessung von Tunnel- und Stollenquerschnitten.

V t. Tunnelbau. 14 / Andrew, Ch. E.: Floating tunnel for long water crossings. (Schwimmender Verkehrstunnel für die Kreuzung von Großwasserstraßen.) PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), H. 8, S. 1—13, 4 Abb. — Projekt für einen schwimmenden Tunnel zur Lösung des Verkehrsproblems der Stadt Seattle am Pudgetsund. Schwimmertunnel von $\frac{1}{2}$ km mit 4 Fahrbahnen, künstlicher Belüftung durch 2 End- und 2 Zwischentürme, 26 Teiltunnelstücken zu je 130 m Länge. Ausbau der Tunneleinheiten, Horizontal- und Querverankerung, Verbindungsstücke, Kompensierung der Längenausdehnung, Schutz gegen Bewachsung und Korrosion, Ausfahren der Anker und Montage der Tunnelteile. Rentabilitätsberechnung.

V t. Tunnelbau. 15 / Haller: Unterwasserstraßentunnel in USA. BAUTECHN. 28 (1951), H. 1, S. 19—20, 4 Abb. — Bericht über den Bau eines kürzlich fertiggestellten Unterwassertunnels in einer Länge von 1154 m, dessen Scheitel 14 m unter dem Wasserspiegel des Houston-Kanals liegt. Bauausführung im Einschnittverfahren, Querschnitt: Stahlrohr mit 8,5 m lichtigem Durchmesser und 0,60 m Stahlbetonring.

VI s. Spannbeton. 26 / Lazard, A.: Nouveaux phénomènes de plastification concernant les I en acier doux et le béton précontraint, découverts grâce aux extensomètres à résistance électrique.

* Einzelhefte der hier angegebenen deutschen Zeitschriften sind über unseren Verlag nicht erhältlich.

Die Schriftleitung der Zeitschriftenschau der „Bautechnik“ steht mit ihrer umfassenden Schrifttumskarte Interessenten zur Beratung in Fragen des Literaturnachweises zur Verfügung.

Zeitschriftenschauordrucke werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und „Beton- und Stahlbetonbau“ ab Jahrgang 1950 zum Preise von je DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben. Bestellungen erbitten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

CERESIT

Das weltbekannte Mörtel- bzw. Befestigungsmittel gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art Pulver und breiförmig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

BERECHNUNG MEHRFACH GESTÜTZTER SPUNDWÄNDE

Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues
und der Baugrundforschung
Heft 15

Von

Dr.-Ing. ERICH LACKNER

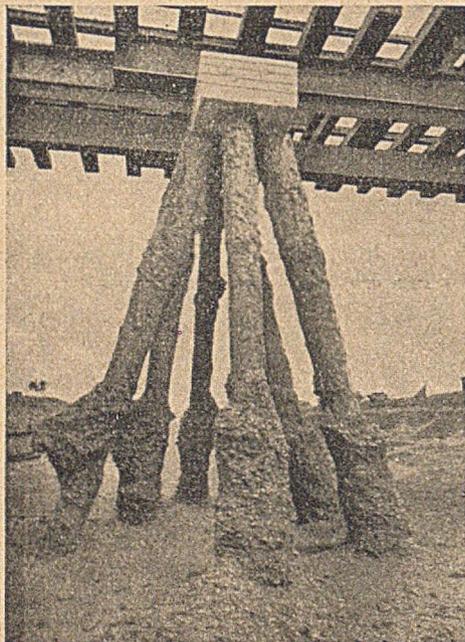
Dritte, unveränderte Auflage

DINA 5. XI, 64 S. mit 58 Textabb. 1951. Geh. DM 6,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
Telefon Nr. 33252

(Neuere Phänomene der Formänderung [Deformationserscheinungen] bei weichen Stahlträgern und Spannbeton, festgestellt mit Hilfe elektrischer Extensometer.) TRAV. 34 (1950), H. 187, S. 301—314, 17 Abb. S. III s. Stahl. 9.

VI v. Versuche und Beobachtungen. 3 / Lazard, A.: Nouveaux phénomènes de plastification concernant les I en acier doux et le béton précontraint, découverts grâce aux extensomètres à résistance électrique. (Neuere Phänomene der Formänderung [Deformationserscheinungen] bei weichen Stahlträgern und Spannbeton, festgestellt mit Hilfe elektrischer Extensometer.) TRAV. 34 (1950), H. 187, S. 301—314, 17 Abb. — S. III s. Stahl. 9.

VII b. Balkenbrücken. 4 / Strangmann: Straßenbrücke über den Leyes-Fluß bei Santa Fé (Argentinien). B. U. ST. 46 (1950), H. 12, S. 283—286, 8 Abb. — Bau der Santa-Fé-Brücke, einer der weitest gespannten, als Hohlträger ausgebildeten Balkenbrücken der Welt. Bemerkenswert neues Verfahren der Brunnenabsenkung bei den Stropfeilern und der Ausschalung der Stahlbeton-Kragträger. Statische Berechnung, Querschnittsausbildung, Bauausführung mit Gründungs-, Betonierungs- und Ausschalarbeiten.

VII c. Stahlbrücken, allgem. 38 / Braithwaite, R. G. und D. J. Davies: Welded highway bridges. (Geschweißte Autobahnbrücken.) J. INSTN. CIV. ENGRS. 22 (1949/50), H. 6, S. 109—173, 39 Abb., 12 Taf. — Entwurfseinzelheiten für Autobahn-Stahlbrücken: Belastung durch Einzellasten und Lastenzüge. Vergleiche der Belastungsvorschriften von England, USA, Canada, Deutschland. Vorschriften für die Linienführung, Neigungsverhältnisse, Lichttraumprofil, Fahrbahndecken, Schweißverfahren, geeignete Stahlsorten, werkmäßige Arbeit, Prüfverfahren, Unterhaltung, Anstriche.

VII e. Stahlbrücken, allgem. 39 / Griesel, H.: Der Neubau der Eisenbahnbrücke über die Werra bei Oberrieden in der Strecke Bebra—Eichenberg—Göttingen. STAHLBAU 20 (1951), H. 1, S. 6 bis 10, 14 Abb. — Ersatz eines zerstörten Sandstein-Viaduktes durch zwei über 5 Stützen durchlaufende Stahlfachwerks-Überbauten, Umbau der Widerlager für die Auflagerung und Aufbau von drei neuen Pfeilern für 4 Öffnungen von 27, 43, 43, 27 m. Konstruktive Durchbildung. Bauausführung und Montage.

VII h. Hängebrücken. 14 / Waltking, F. W.: Praktische Berechnung der Eigenfrequenzen von Hängebrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 6, S. 208—215 u. H. 7, S. 254—257, 8 Abb. — Mit Hilfe der bewährten Ritz'schen Näherungsmethode können die Eigenschwingungszahlen der vertikalen Schwingungen und der Torsionsschwingungen durch gleichartige Rechnungsgänge bestimmt werden. Hier werden die grundlegenden Ansätze für die Biegeschwingungen, eine allgemeine Erklärung der Ritz'schen Methode, die Biegefrequenzen, die Wahl und Integration der Näherungsfunktionen, der Ansatz der Torsionsschwingungen unter Hinweis auf den Takoma-Einsturz, die Torsionsfrequenzen, die Schwingungsformen und eine zahlenmäßige Anwendung der Schwingungsberechnung wiedergegeben. Abschließend wird die Ermittlung dynamischer und statischer Daten durchgeführt: Massenträgheitsmoment, Torsionswiderstand, Wölbkrafttorsion und Wölbwiderstand.

VIII a. Allgemeines. 5 / Levi, R.: Le chemin de fer et les sites. (Die Eisenbahn und die Landschaft.) TRAV. 34 (1950), H. 187, S. 279—289, 33 Abb. — Zur Verteidigung der Bauingenieure gegen den Vorwurf der Landschaftsverwüstung wird eine große Anzahl von Beispielen dafür angeführt, daß die Eisenbahn nur dort, wo es unbedingt erforderlich ist, das Landschaftsbild umgestaltet und daß ihr ständiges Bemühen dahingeht, derartige Fälle soweit als möglich auszuschalten. Als Beispiel: Beton- und Stahlviadukte, Stahlbetonbogen und Stahlbogen, Bahnhofshochbauten, Werkstattbauten und Hallen, Kreuzungsanlagen, moderne Böschungsgestaltung. Die Arbeit bietet Gelegenheit, eine Fülle moderner, ansprechender französischer Bahnhofsbauten und Brücken kennenzulernen.

VIII b. Bahnhofsanlagen, allgemeines. 10 / Segin: Grundsätze für die Gestaltung von Grenz- und Zollbahnhöfen. EISENBAHNTÉCHN. 4 (1950), H. 7, S. 137—145. — Aufgaben der Grenz- und Zollbahnhöfe, Arbeitsvorgänge, Grundzüge für die künftige Ausgestaltung mit Rücksicht auf den Verkehrsdienst, den Grenz- und Betriebsdienst.

VIII c. Elektrifizierung. 2 / Dumas, J.: L'Électrification de la ligne Paris—Lyon de la Société Nationale des Chemins de Fer Français. Inauguration de la traction électrique sur la section Laroche—Dijon (15 mars 1950). (Elektrifizierung der Strecke Paris—Lyon der SNCF. Eröffnung des elektrischen Zugverkehrs auf dem Streckenabschnitt Laroche—Dijon.) GENIE CIV. 127 (1950), H. 8, S. 141—148, 5 Abb., 2 Taf. — Eingehende Wiedergabe eines Reiseberichts über die Eröffnungsfahrt Paris—Dijon: Streckenbelastung in tkm; Vorteile der Elektrifizierung; Verbesserung der (Fortsetzung s. S. VII).



Schriftleitung:
 Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule.
 Fernsprecher: Darmstadt 3851, Anschluß 45.

BEILAGE ZUR ZEITSCHRIFT „DIE BAUTECHNIK“

20. Jahrgang

BERLIN, März 1951

Heft 3

Der Entwurf einer Brücke von Italien nach Sizilien mit der größten Spannweite der Welt.

Von D. B. Steinman, CE, AM, Ph. D., Sc. D., Consulting Engineer, New York.

Übersicht: Entworfen als Straßen- und Eisenbahnbrücke mit Sicherheit gegen Windkräfte und Erdbeben. Neuer Tiefgründungsrekord. Wissenschaftlich und künstlerisch hervorragende Hängebrückenkonstruktion. (Bild 1).

Italienische Behörden forderten mich im Jahre 1950 auf, Pläne für eine kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Meerenge von Messina zwischen Italien und Sizilien auszuarbeiten. Die Entfernung beträgt zwei Meilen über eine Meerestiefe von 400 Fuß. Der Entwurf sieht eine Hängebrücke vor, deren Mittelöffnung mit 5000 Fuß die weiteste der Welt sein wird. Die Seitenöffnungen mit je 2400 Fuß Spannweite werden sogar länger sein als die Mittelöffnungen aller anderen Brücken mit Ausnahme der Golden Gate-Brücke, George-Washington-Brücke und der Tacoma-Brücke. Die Gründungstiefe bedeutet ebenfalls einen neuen Rekord. Die beiden Hauptpfeiler werden in einer Wassertiefe von 400 Fuß auf Felsboden mit Hilfe von offenen Senkkästen errichtet. Die Fachwerkversteifungsträger nach der erstmalig bei der Florianopolis-Brücke in Brasilien entworfenen und entwickelten Art haben eine Höhe von 165 Fuß in den Viertelpunkten der Mittelöffnung und in den Mittelpunkten der Seitenöffnungen. Diese Form sowie ein schönes System radialer Versteifungskabel wird die steifste jemals konstruierte Hängebrücke ergeben, trotz der rekordbrechenden Länge von 9800 Fuß über alle drei Öffnungen. Diese neue, die Steifigkeit von Hängebrücken gewährleistende Ausführung ist wegen des Eisenbahnverkehrs, der aerodynamischen Stabilität und des Widerstandes gegen die Wirkungen von Erdbeben notwendig.

Die Aufgabenstellung.

Die Aufgabe, die Straße von Messina bei einer Breite von 2 Meilen und einer Meerestiefe von 400 Fuß zu überbrücken, ist nicht leicht. Offenbar ist eine rekordbrechende Weite der Öffnungen notwendig, um die Anzahl der erforderlichen, tief gegründeten Pylonen möglichst gering zu halten, da die Gründungen bei solcher Wassertiefe natürlich kostspielig sind. Jeder Hauptpfeiler kostet etwa 8 Mill. Dollar. Die Aufgabe wird noch dadurch erschwert, daß die Brücke zusätzlich zu der Verkehrsstraße noch Eisenbahnzüge tragen muß. Für die beweglichen Eisenbahnlasten ist ein Maximum an Steifigkeit erforderlich, wobei allzu große Spannweiten vermieden werden müssen. Eine Untersuchung dieser beiden einander widerstreitenden Erfordernisse führte zu der Annahme einer Spannweite von 5000 Fuß für die Mittelöffnung, der kürzesten Spannweite, die die Überquerung mit nur zwei Hauptpfeilern in tiefem Wasser ermöglicht.

Die Schwierigkeiten der Aufgabe werden durch die physikalischen Bedingungen der Meerenge noch erschwert: Starke Strömungen, rascher Wechsel zwischen Ebbe und Flut sowie heftige Stürme.

Diese Meerenge, die sagenhafte Durchfahrt zwischen Scylla und Charybdis, war im Altertum der Schrecken der Seeleute. Zu diesen Gefahren der Elemente kommt noch die Nachbarschaft vulkanischer Gewalten und ihrer seismischen Störungen. Ein Brückenbau über diese Meerenge muß alle diese Naturkräfte mit in Rechnung stellen. Möglichkeit.

Die geplante Brücke von Calabrien nach Sizilien über die Straße von Messina ist möglich. Die entstehenden Aufgaben sind einzig in ihrer Größe, aber sie lassen sich vollkommen sicher und wirtschaftlich lösen. Vor einer Generation wurde die Ausführbarkeit von Hängebrücken mit einer Spannweite von 3000 Fuß ernsthaft in Frage gestellt. Nun sind aber die Brückenbauer einmütig der Ansicht, daß Hängebrücken mit Spannweiten von 10 000 Fuß praktisch möglich sind.

Vierzig Jahre waren erforderlich (1889 bis 1929), um den Weltrekord der Spannweite von 1700 Fuß auf 1850 Fuß zu bringen (von der Forth-Brücke bis zur Detroit-Ambassador-Brücke). Dann, in den nächsten 8 Jahren (1929 bis 1937) wurde in zwei Sprüngen die Rekordspannweite von 1850 Fuß auf 4200 Fuß mehr als verdoppelt. Im Vergleich zu diesem Rekord ist die Vergrößerung auf eine Spannweite von 5000 Fuß ein verhältnismäßig kleiner Fortschritt.

Alle anderen Schwierigkeiten stellen keine Aufgaben, die wesentlich neu sind. Die jetzt konstruierten und gebauten Brücken sind sicher gegen Windkräfte und Erdbebenstöße. (Die erste erdbebensichere Brücke war meine Brücke über die Meeresstraße von

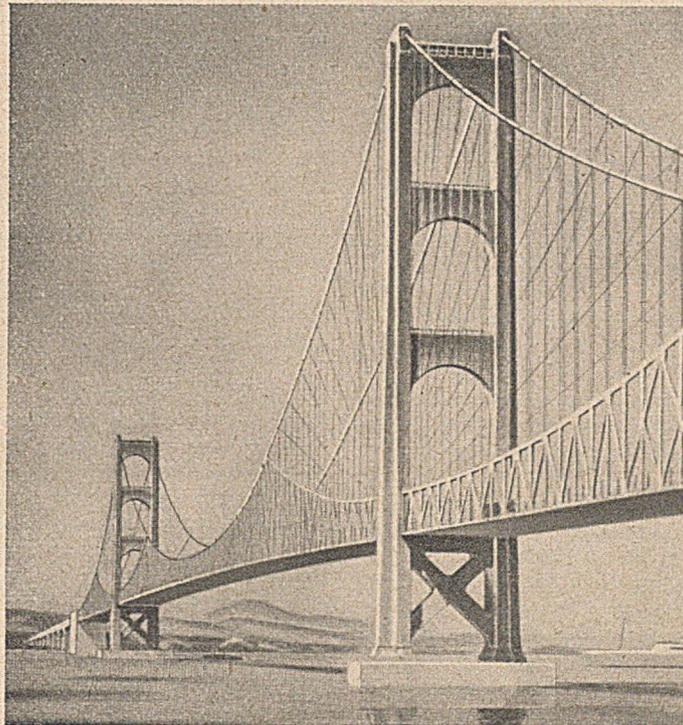


Bild 1. Modellbild der Hängebrücke von Messina.

Carquinez in Kalifornien 1927 mit zwei Hauptgerberträgern von je 1100 Fuß Spannweite.) Die Gründungen wurden in tiefem Wasser und starkem Gezeitenwechsel sicher konstruiert. Es wurden wissenschaftliche und praktische Verfahren entwickelt, um all diese Probleme zu meistern.

Die Brückenfundamente wurden sicher in eine Tiefe von 240 Fuß abgesenkt, und es ist nur eine Erweiterung bekannter Grundsätze und Verfahren erforderlich, um Gründungen bei 400 Fuß Tiefe auszuführen. Die Kosten steigen zwar an, aber das Grundproblem bleibt das gleiche. Mehr Findigkeit ist erforderlich, nicht um die Durchführbarkeit zu ermöglichen, sondern um die Kosten niedrig zu halten. Anordnung der Spannweiten.

Die einzig mögliche oder logisch gebotene Brückenart für diese Überquerung ist die Hängebrücke. Sie ist die einzig mögliche Art für eine Spannweite von 5000 Fuß. Die größte Gerberbalkenbrücke der Welt, die 1917 nach zwei katastrophalen Bauunfällen fertiggestellte Quebec-Brücke, hat eine Spannweite von 1800 Fuß. Seitdem

hat man keine Gerberbrücke mit über 1500 Fuß Spannweite mehr gebaut. Die Gerberbalkenbrücke hat ihren ursprünglich beanspruchten Vorrang an die Hängebrücken abgegeben. Für Spannweiten über 800 Fuß, aber auch für kleinere, werden die Hängebrücken als vorteilhafter betrachtet. Sowohl ästhetische als auch wirtschaftliche Gründe haben diesen Wechsel herbeigeführt. Die meisten Gerberbalkenbrücken sehen eckig und plump aus, einige sind Mißgestalten. Für Spannweiten von 2000 Fuß und darüber kommt die Gerberbalkenbrücke aus wirtschaftlichen und technischen Gründen nicht mehr in Frage.

Mein Plan für die Brücke über die Straße von Messina, der auf vergleichenden wirtschaftlichen Untersuchungen und den oben dargelegten Grenzbedingungen aufbaut, sieht eine Mittelöffnung von 5000 Fuß vor, an die sich die beiden Seitenöffnungen mit je 2400 Fuß Spannweite anschließen, was eine Gesamtlänge von 9800 Fuß von Widerlager zu Widerlager ergibt. Diese Länge bringt die beiden Widerlager in seichtes Wasser nahe den Küsten. Die Spannweite von 5000 Fuß wird die größte der Welt sein. Sogar die 2400 Fuß Spannweite der Seitenöffnungen sind ein Rekord. Jede Seitenöffnung wird größer sein als die Mittelöffnungen aller anderen Brücken, mit Ausnahme der Golden Gate-, der George-Washington- und der Tacoma-Brücke.

Ein Vergleich mit den größten Spannweiten der Welt, die bereits bestehen oder geplant sind, sieht nun wie folgt aus:

Die größten Spannweiten der Welt:

Brücke:	Spannweite:	Jahr der Fertigstellung:
George Washington	3500	1931
Straits of Mackinac	3800	geplant
Golden Gate	4200	1937
New York Narrows	4620	geplant
Strait of Messina	5000	geplant

Grundlegende Betrachtung.

Bei der Entwicklung der Konstruktion mußten sowohl technische als auch künstlerische Gesichtspunkte beachtet werden. Bei einer Brücke von dieser Größe und an einem so weltbekannten Ort wäre es ein Verbrechen gewesen, eine Brücke zu bauen, ohne künstlerische Vollendung anzustreben. Die Schönheit und Erhabenheit der Natur ist durch manche „Ingenieurwerke“ zerstört und entstellt worden. Brücken, die mißgestaltet sind und das Auge beleidigen, sind Verrat an einer Berufspflicht. Nur geringe Mühe ist nötig, um ein häßliches Bauwerk zu errichten. Kein Brückenbauer verdient diesen Namen, solange er nicht von Leidenschaft erfüllt ist, seine Werke schön zu bauen.

Neben den künstlerischen Betrachtungen mußten auf wissenschaftlichem Wege ungewöhnliche Formen der Konstruktion entwickelt werden, um eine Hängebrücke von größter Steifigkeit und Widerstandskraft gegen die Elemente zu bauen. Das bedurfte großer Sorgfalt und schöpferischer Originalität, die auf einem der Theorie und Konstruktion der Hängebrücken gewidmeten Menschenalter beruht. Für die Hängebrücke über die Straße von Messina mußte eine außerordentliche Steifigkeit vorgesehen werden, um Sicherheit und Festigkeit zu gewährleisten gegen

1. Eisenbahnlasten,
2. Windkräfte,
3. Erdbebenstöße.

Erforderliche Steifigkeit.

Die Forderung zur Aufnahme beweglicher Eisenbahnlasten bestimmte das Ausmaß der zu gewährleistenden Steifigkeit. Ich untersuchte dieses Problem vor 40 Jahren in meiner Dissertation zur Erlangung des Grades eines Dr. phil. an der Columbia Universität, die als meine erste Buchveröffentlichung „Hängebrücken und Gerberbalkenbrücken, ihre wirtschaftlichen Abmessungen und Grenzspannweiten“ erschien (1911, zweite Auflage 1912). In diesem Werk zeigte ich, daß bei Hängebrücken für Eisenbahnen ein Fachwerk-Versteifungsträger mit einer Höhe von $1/40$ der Spannweite erforderlich ist. Das ist notwendig, um die Durchbiegung unter den beweglichen Zuglasten zu begrenzen, so daß die größte Durchbiegungsgradienten oder die Änderung der Gradienten nicht mehr als 1% betragen soll*). Bei einer Straßenbrücke ist der Fahrzengverkehr im allgemeinen

über die Länge der Brücke verteilt, und die kleine Zunahme der Gradienten infolge der Verformung ist nicht wesentlich. Bei einer Straßenbrücke von großer Spannweite mit entsprechend schweren Kabeln sind die fahrenden Kraftwagen „wie Flöhe auf einer Wäscheleine“. Aber bei einer Eisenbahn-Hängebrücke können die konzentrierten Lasten der Lokomotiven und Züge Verformungen mit bedeutenden entgegengesetzten Gradienten verursachen, falls die Brücke gegen solche Verformungen der Hängegurtkurve nicht steif genug ist.

Um der Brücke eine angemessene Steifigkeit gegen Verformungen durch Eisenbahnlasten, aerodynamische Schwingungen und Erdbebenstöße zu geben, wobei ich auch künstlerische Gesichtspunkte beachtete, entwickelte und verband ich bei meiner Konstruktion für die Hängebrücke über die Straße von Messina folgende Formen:

1. Die Verwendung des Florianopolis-Typs für die Fachwerk-Versteifungsträger,
2. Die Verwendung eines Systems versteifender Schrägseile,
3. Die Verwendung von zwei Stockwerken mit zwei Systemen seitlicher Verspannungen (für die Torsionssteifigkeit).

Eine andere charakteristische Maßnahme, die das aerodynamische Problem an der Wurzel erfaßt (Vorbeugen statt Heilen), ist:

4. Die Verwendung eines Querschnittes mit großen seitlichen Öffnungen, wodurch man einen Querschnitt mit sicherer aerodynamischer Stabilität erhält.

Es ist wissenschaftlicher (und wirtschaftlicher), die aerodynamischen Kräfte auszuschalten, als eine Konstruktion zu bauen, die ihnen widersteht.

Der Florianopolis-Typ der Fachwerk-Versteifungsträger.

Um die angegebene Höhe von $1/40$ der Spannweite für eine Eisenbahn-Hängebrücke von 5000 Fuß Spannweite bei der üblichen Konstruktion der Fachwerk-Versteifungsträger vorzusehen, wäre ein parallel-gurtiger Fachwerk-Versteifungsträger von 125 Fuß Höhe nötig. Das wäre plump, unbeholfen und unwirtschaftlich.

Für die Brücke über die Straße von Messina habe ich das Problem — durch Anwendung des Florianopolis-Typs — des Versteifungsträgers gelöst, indem ich ihn als Durchlaufträger über alle drei Öffnungen ausbildete, was ein Maximum an Steifigkeit und Wirtschaftlichkeit sowie zur gleichen Zeit eine schöne harmonische Form ergibt. Die Anordnung der Versteifungsträger, wie sie bei der gegenwärtigen Konstruktion von mir entwickelt und angewandt wurde, ergibt eine Fachwerkhöhe von 165 Fuß in den Viertelpunkten der Mittelöffnung und in den Mittelpunkten der Seitenöffnungen. Das sind die Punkte, bei denen eine maximale Höhe des Fachwerks für seine Wirksamkeit, Steifigkeit und Wirtschaftlichkeit erforderlich ist. Anstatt der nötigen angegebenen Höhe von $1/40$ der Spannweite habe ich eine größere Fachwerkhöhe von $1/30$ an den kritischen Punkten vorgesehen, um noch größere Steifigkeit und aerodynamische Widerstandsfähigkeit zu erhalten.

Der Florianopolis-Typ der Fachwerk-Versteifungsträger war zuerst von mir in den Jahren 1922 bis 1926 bei der Florianopolis-Brücke in Brasilien, die noch die größte Brücke in Südamerika ist, erdacht und angewandt worden (Spannweite 1114 Fuß). Nachdem meine Firma bei einem internationalen Konstruktionswettbewerb diesen Auftrag erhalten hatte, wobei wir eine parallel-gurtige übliche Hängebrücke eingereicht hatten, bekam ich die Erlaubung, den Entwurf durch Einführung einer modifizierten Versteifungskonstruktion abzuändern, die noch wirksamer war als mein früherer konventioneller Entwurf. Die von mir entwickelte neue Form wurde angenommen, sie ergab eine viermal so große Steifigkeit wie die frühere und nur $2/3$ soviel Stahl für den Versteifungsträger. Der neue Entwurf ermöglichte bei dem ganzen Bauwerk eine beträchtliche Ersparnis und erhielt sofort die enthusiastische Zustimmung aller Beteiligten.

Die neue für die Florianopolis-Brücke angenommene Hängekonstruktion bot durch Erhöhung der Wirtschaftlichkeit und Wirksamkeit folgende Vorteile:

1. Die mittlere Hälfte des Obergurtes des Fachwerk-Versteifungsträgers wird eingespart, indem das Kabel an dessen Stelle tritt. Ein Hauptglied tritt an die Stelle von zweien. Da diese Konstruktionselemente entgegengesetzte Spannungen aufnehmen, so ist das Ergebnis der Vereinigung eine Subtraktion der Spannungen anstelle einer Addition der Querschnitte.

*) S. a. K. Klippel und K. Lie, Lotrechte Schwingungen von Hängebrücken. Ingenieur-Archiv, XIII. Band, 4. Heft. Berlin 1942, Julius Springer.

2. Die neue Form des Fachwerk-Versteifungsträgers ist wirtschaftlicher und steifer, da sie sich der Veränderung des maximalen Biegemomentes entlang der Spannweite anpaßt. Bei einer fachwerkversteiften Hängebrücke sind die größten Biegemomente in der Nähe der Viertelpunkte der Mittelöffnung (und den Mittelpunkten der Seitenöffnungen), und das ist dort, wo die neue Fachwerkform die größte Höhe hat.

Das Ergebnis der neuen Änderung der Konstruktion, wie sie bei der Florianopolis-Brücke angewandt wurde, war eine Verringerung der Kosten (durch tatsächliche Einsparung an Material), eine Vergrößerung der Sicherheit und Lebensdauer (infolge verminderter Spannungen) und eine Vergrößerung der Wirksamkeit (gemessen an den verminderten Durchbiegungen).

1923 entwickelte ich den Gedanken von Florianopolis bei meiner Hängebrückenkonstruktion von 1650 Fuß Spannweite für die Sidney-Harbor-Brücke, indem ich den Versteifungsträger über alle drei Öffnungen durchgehen ließ. Damals wurde diese Brücke von Fachleuten als die steifste, jemals gebaute Hängebrücke anerkannt. Die Florianopolis-Konstruktion ist seitdem bei der Point-Pleasant-Brücke über den Ohio-Fluß (1928, 700 Fuß Spannweite) angewendet worden, bei der St. Mary-Brücke über den Ohio-Fluß (1929, Spannweite 700 Fuß) und bei der Indooropilly-Brücke über den Brisbane-Fluß in der Nähe von Brisbane, Australien (1936, 600 Fuß Spannweite, die zweitgrößte Spannweite in Australien). Ich wandte den Florianopolis-Typ (ausgedehnt auf drei Öffnungen) auch bei meiner Konstruktion für die geplante Havana-Harbor-Brücke für 850 Fuß Spannweite der Mittelöffnung im Jahre 1928 an.

Für die Brücke über die Straße von Messina dehnte ich die Florianopolis-Form des Fachwerk-Versteifungsträgers über alle drei Spannweiten aus und ließ dazu den Fachwerkträger auch über die Pylone gehen (Bild 2). Sogar bei den weichen Trägern der Tacoma-

zufordern, aber es war zu spät; als er zur Brücke zurückkam, war sie zerstört.

Der natürliche Gedanke der meisten Brückenbauer ist der, die Schrägseile in entgegengesetzte Richtung laufen zu lassen, von der Spitze der Pylone zu dem Punkt der Fahrbahn (Pylonen-Schrägseile). Ein solches System von Schrägseilen mag bei Hängebrücken mit steifen gemauerten Pylonen angebracht und wirkungsvoll sein, wie bei der monumentalen und historischen Brooklyn-Brücke. Aber Pylonen-Schrägseile sind ungeeignet und wenig wirkungsvoll, wenn sie an den schlanken, biegsamen stählernen Pylonen von modernen Hängebrücken angebracht werden. Solche Pylonen-Schrägseile sind nur eine Dreipunktverbindung (Mittelöffnung, Pylone, Seitenöffnung), wobei sich alle drei Punkte in der gleichen Richtung bewegen. Das bewirkt keine Verankerung. Andererseits sind Schrägseile bei einem festen Punkt eine starke Verankerung; nur so kann eine Schwingung aufgehalten und verhindert werden.

John A. Roebling verwendete bei seiner Ohio-Brücke in der Nähe von Cincinnati (1867, 1057 Fuß Spannweite) einige Schrägseile. Bei seiner berühmten Niagara-Eisenbahn-Hängebrücke (1855, 821 Fuß Spannweite) benutzte er schräge Untergurtversteifungen, die die Fahrbahn in den Uferfelsen verankerte. Schrägseile sind schräge Untergurt-Versteifungsstäben gleichwertig, die jedoch in eine höhere parallele Lage gebracht sind, wo sie die Schifffahrt nicht stören.

Die Schwierigkeit, andere Brücken-Ingenieure dafür zu gewinnen, den Gedanken der Schrägseile anzuwenden, entstand durch deren mangelndes Verständnis für zwei Grundprinzipien, nämlich:

1. Das Festhalten eines Kabelpunktes gegen Auf- und Abbewegung ist gleichwertig einem Festhalten des entsprechenden vertikalen Punktes der Fahrbahn gegen eine Auf- und Abbewegung. Ein Punkt der Fahrbahn kann sich nicht in vertikaler Richtung ver-

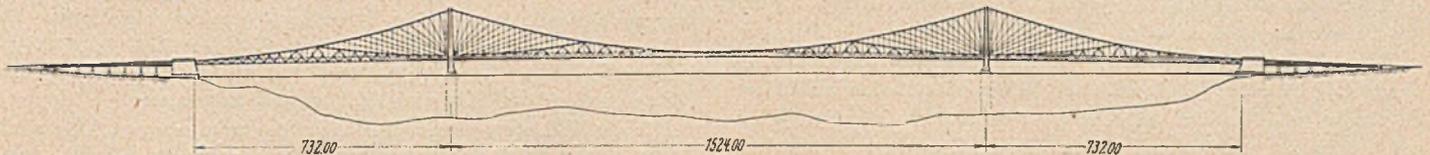


Bild 2. Ansicht der Brücke über die Straße von Messina. Mittelspannweite 1524,00 m.

Brücke hätte ein Durchlaufträger (nach meinen Formeln) die Steifigkeit um 24% erhöht. Bei stärker versteiften Trägern ist die prozentuale Zunahme bei Kontinuität noch viel größer. Die meisten Ingenieure vermeiden Durchlaufträger, weil dadurch die Berechnungen und Konstruktionen schwieriger werden. Bei einer richtigen Berufseinstellung sollte jedoch kein Ingenieur eine Anstrengung scheuen, um seinen Auftraggebern die bestmögliche Konstruktion zu liefern, in wissenschaftlicher, technischer und künstlerischer Beziehung.

Mit meiner Behandlung des Florianopolis-Typs des Versteifungsträgers für die Messina-Brücke glaube ich eine ungewöhnlich schöne Formgebung gefunden zu haben, indem ich sie symmetrisch machte und über alle drei Öffnungen durchlaufen ließ. Die Obergurte des Versteifungsträgers gleichen sich dem symmetrischen und anmutigen Verlauf der Kabel an. Die Wirkung ist harmonisch und von sich wiederholendem Rhythmus sowie eine Betonung und Bereicherung des melodischen Hauptthemas.

Radiale Kabelversteifungen.

Bei meiner Messina-Brücke liefert die Verwendung von radialen Schrägseilen einen weiteren Beitrag zur Steifigkeit, aerodynamischen Stabilität und künstlerischen Wirkung.

Schrägseile, die von den Enden einer Öffnung zu verschiedenen Punkten des Kabels gehen, geben ein einfaches und billiges Mittel zur Vergrößerung der Steifigkeit einer Hängebrücke und eine Sicherung der aerodynamischen Stabilität. Auf diese Art habe ich mit verhältnismäßig geringen Kosten drei Hängebrücken stabilisiert (1939, 1940). Ein kleiner Aufwand an Schrägseilen hätte im Jahre 1940 die Tacoma-Brücke gerettet*). Es wird berichtet, daß, als am Morgen der Zerstörung der verantwortliche Ingenieur endlich alarmiert wurde, dieser zum Telefon eilte, um Material für die Schrägseile an-

schieben, wenn der direkt darüber liegende Punkt des Kabels an einer Auslenkung verhindert wird. Die dabei auftretenden Kräfte sind zu klein, um die durch das Eigengewicht in den Hängestangen verursachten Kräfte überwinden zu können.

2. Ein Drahtseil unter Vorspannung ist elastisch und in seiner Wirkung einem Druckglied gleichwertig (solange die Druckkraft die Vorspannung durch Zugkräfte nicht überschreitet). Die Verkürzung infolge Druck folgt genau dem gleichen elastischen Gesetz und kann auf dem gleichen Weg exakt berechnet werden. Das läßt sich sowohl auf Schrägseile als auch auf vertikale Hängestangen ausdehnen.

Das alles ist nur eine Angelegenheit des folgerichtigen Denkens, das zu einem klaren Verständnis der Funktionen der Elemente einer Hängebrücke gehört.

Anstelle von Drahtseilen verwenden wir Drahtlügen, um den Vorteil von deren höherem Elastizitätsmodul wahrzunehmen. Vorgespannte Drahtseillügen sind nun in Durchmesser von 2⁹/₁₆ Zoll erhältlich.

Ein anderer Umstand, der von vielen Brückenbauern nicht wahrgenommen wurde, ist der, daß sowohl Drahtseile als auch Drahtseillügen eine viel höhere Werkstoffdämpfung besitzen als gewöhnliche Konstruktionsglieder. Die Werkstoff-Dämpfung (Absorption und Verteilung der Energie durch innere Reibung oder Hysterese) ist sogar noch wichtiger als größere Steifigkeit, um das Entstehen von Schwingungen zu verhindern und angeregte Schwingungen rasch zur Ruhe zu bringen.

Durch die Kombination des Florianopolis-Typs des Fachwerk-Versteifungsträgers mit einem radialen System von Schrägseilen bei meiner Konstruktion für die Hängebrücke über die Straße von Messina wird jeder Punkt des Kabels sowohl gegen Längs- als auch Vertikalverschiebung festgehalten. Biege- und Torsionsschwingungen einer Hängebrücke können ohne Verformung des Kabels nicht auftreten.

Endlich erzielt diese Kombination des Florianopolis-Typs des Versteifungsträgers mit dem radialen System von Schrägseilen an

*) Müllenhoff, Der Entwurf von Brücken mit Rücksicht auf den Winddruck. Auszüge aus Veröffentlichungen des amerikanischen Ingenieurs Dr. D. B. Steinman, New York, Baued. 26 (1949), Heft 2, S. 57; Heft 6, S. 188; Heft 9, S. 284; Heft 11, S. 348; Heft 12, S. 380 und 27 (1950), Heft 5, S. 164 und Heft 9, S. 308.

jedem Pylon eine starke und schöne künstlerische Wirkung, die harmonisch, ausgeglichen und symmetrisch ist. Es ist etwas Neues beim Bau von Hängebrücken, sowohl konstruktiv als auch künstlerisch.

Der Querschnitt der Brücke.

Ich habe die Brücke von Messina zweistöckig konstruiert, wobei das untere Stockwerk eine zweigleisige Eisenbahnlinie und das obere Stockwerk eine Straße aufnimmt (Bild 3). Die Straße wurde deshalb in das obere Stockwerk gelegt, um den Autofahrern einen schönen Blick in die Umgebung zu ermöglichen. Diese Straße ist zwischen den Bordsteinen etwa 25 Fuß breit. Bei Bedarf können noch leicht Radfahrwege angelegt werden.

Die zweistöckige Konstruktion ist gegen Torsion viel steifer als die übliche Hängebrücke mit nur einer Fahrbahn. Darüber hinaus erleichtert sie die wirkungsvolle Anwendung eines doppelten Systems seitlicher Verstrebungen, wobei beide Stockwerke in dieses System mit einbezogen werden. Die Planung von zwei seitlichen Verstrebungsbereichen — um so die ganze Wirkung eines hohlen Rechteckquerschnittes zu erzielen —, ist eine sehr wirksame Methode, den Widerstand gegen Torsionsschwingungen zu vergrößern. Diese Art von Schwingungen war es auch, durch die die katastrophale Zerstörung der Tacoma-Brücke bewirkt wurde (1940).

Nach meinen Berechnungen hätte bei der Tacoma-Brücke ein verhältnismäßig leichtes System seitlicher Verstrebungen die Torsionssteifigkeit um 400% erhöht, während die Werkstoff-Dämpfung auf das 50fache angestiegen wäre. Diese höheren Werte der Torsionssteifigkeit und Dämpfung hätten die Torsionsschwingungen und die Zerstörung bei einer Windgeschwindigkeit von 42 Meilen verhindert. Tatsächlich wäre dadurch die Tacoma-Brücke auch bei einer Windgeschwindigkeit von 100 Meilen/Std. noch sicher und stabil geblieben. Die vorhergehenden Berechnungen hatten eine Höhe von nur 8 Fuß (der tatsächlichen Höhe des Vollwandträgers) zwischen den oberen und unteren seitlichen Verstrebungen angenommen. Wäre die Höhe verdoppelt worden (auf 16 Fuß), so wäre die Steifigkeit durch Hinzunahme der Windverbände vervielfacht worden. Bei den Abmessungen der Messina-Brücke mit einer Kastenhöhe von 40 Fuß gewährt die zweistöckige Konstruktion mit zwei Bereichen von seitlichen Verstrebungen auch in den stärksten Stürmen und Hurricanen selbst bei Geschwindigkeiten von mehr als 100 Meilen/Std., was im Brückenbau als das Maximum betrachtet wird, Torsionsstabilität und Sicherheit.

Dieser ungewöhnlich hohe Grad von Steifigkeit in seitlicher und vertikaler Richtung sowie gegen Torsion gewährt bei meiner Konstruktion der Messina-Brücke eine hohe Widerstandsfähigkeit, nicht nur gegen aerostatische und aerodynamische Kräfte und Momente, sondern auch gegen die äquivalenten Erdbebenstöße und Schwingungen. Trotz ihrer beispiellosen Spannweite wird aber die Messina-Brücke eine der steifsten Hängebrücken sein, die jemals gebaut wurde.

Gründung der Hauptpylonen.

Der Bau der beiden Hauptpylonen in 400 Fuß tiefem Wasser ist ein Rekord für die Pylonentiefe, aber es stehen Methoden für die

Tiefgründung zur Verfügung, die mit der Schallforschung und den damit verbundenen Aufgaben zusammenhängen. Ich habe für diese Pylone eine vollkommen sichere und befriedigende Konstruktionsart entwickelt, auf der auch mein Kostenvorschlag beruht. Die beiden Hauptpylone haben in meiner Konstruktion einen Querschnitt von 82×200 Fuß und werden mit Hilfe der offenen Senkkasten-Methode aufgebaut.

Die große Tiefe schaltet die Gründung mit Hilfe von Druckluft-Senkkästen aus. Tatsächlich ist bei dieser Tiefe die Methode des Ausbaggerns bei offenen Senkkästen die einzig mögliche. Im wesentlichen besteht diese Methode (bei einigen Änderungsmöglichkeiten) in folgendem:

1. Ein doppelwandiger Stahlzylinder oder ein rechteckiger Senkkasten mit mannigfaltigem Baggergerät wird mit Hilfe von verankerten Führungen im Wasser abgesenkt.

2. Jedes weiche Material über dem Felsboden wird mittels Bagger durch offene Bohrlöcher entfernt.

3. Wenn der Felsen erreicht ist, werden alle Unregelmäßigkeiten durch Bohren und Sprengen unterhalb der Schneidwerkzeuge des Senkkastens entfernt, bis eine gleichmäßige Tragfähigkeit erreicht ist.

4. Eine Abdichtungsschicht von Beton wird dann auf dem Boden des Senkkastens durch Tremie (oder durch den „Intrusion Prepack“-Prozeß*) angebracht.

5. Nachdem die Dichtungsschicht erhärtet ist, wird der Senkkasten leergepumpt und der restliche Beton im Trockenen eingebracht.

In einem Bereich von 10 Fuß oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels erhalten die Hauptpylone eine Quaderverkleidung zum Schutz gegen Abschleifen und Wirkung des Salzwassers.

Für die Widerlager zur Aufnahme der Verankerungen der Kabel ist Gründung auf Fels vorgesehen. Trotz der großen Abmessungen ist dies keine ungewöhnliche Aufgabe.

Maße und Gesamtkosten.

Folgende Mengen an Baustoffen werden für diese Brücke insgesamt benötigt:

Beton	567 000 cubicyards
Kabeldraht	46 400 tons
Baustahl	74 500 tons.

Die Gesamtkosten für diese Brücke werden auf 59 425 000 Dollar, oder in runden Zahlen, auf 60 Millionen Dollar geschätzt. In diesem Betrag sind die Kosten für die Anfahrtwege und den Straßenanteil sowie die Planung nicht enthalten. Weitere eingehende Untersuchungen der endgültigen Konstruktion können noch zusätzliche Einsparungen zur weiteren Kostenverringering ergeben.

Schlußbetrachtungen.

Die geplante Messina-Brücke soll ein schönes und monumentales Bauwerk sein, das die größten Fortschritte in der Wissenschaft und Kunst des Brückenbaues in sich vereinigt. Eine Brücke über diese berühmte Meerenge wäre ein heroisches Symbol der Zivilisation und des menschlichen Fortschrittes. Sie wäre ein bleibendes Denkmal des Friedens und der internationalen Zusammenarbeit.

Dieses kühne Unternehmen ist gleichzeitig eine Herausforderung und eine Gelegenheit. Es ist eine Herausforderung an die schöpferische Kraft des Menschen und eine Gelegenheit, ein wahrhaft großes und schönes Bauwerk zu errichten.

* In Deutschland bekannt als „Prepack-Beton“.

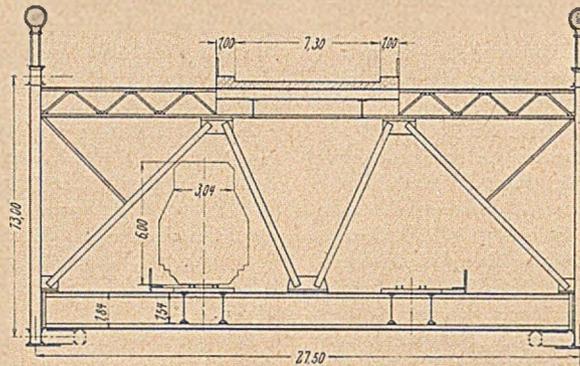


Bild 3. Querschnitt der Hängebrücke in der Mittelöffnung.

Die Instandsetzung des Stahltragwerkes der Maxbrücke in Schweinfurt.

Von Oberingenieur Hermann Ackermann, Würzburg.

Seit dem Jahre 1903 verbindet die Maxbrücke in Schweinfurt in ihrer derzeitigen Gestalt die Stadt Schweinfurt mit dem ihr auf der linken Mainseite vorgelagerten, weiträumigen Gebiet des Steigerwaldes und bildet gleichzeitig im Zuge der Landstraße I. Ordnung Nr. 273 zwischen Haßfurt, 22 km oberhalb, und Bergrheinfeld, 7 km unterhalb, die einzige feste Verbindung zwischen beiden Mainufertn.

Sie ist eine vollwandige Kragträgerbrücke auf vier Stützen mit geraden Ober- und geschweiften Untergurten und oberliegender Stahlbetonfahrbahnplatte (Abb. 1).

Die geringe Hauptträgerhöhe der Kragträger in der Mitte zwischen Widerlager und Pfeiler dürfte in rein baulichen Gründen zu suchen sein. Der linke Kragträger überbrückt zwischen Widerlager

und Pfeiler den Schiffahrtsweg zur Schweinfurter Schleuse und der rechte Kragträger zwischen Pfeiler und Widerlager den Oberwasserkanal des Schweinfurter Elektrizitätswerkes.

Die Fahrbahn hat zwischen den Schrammborden eine Breite von 6,00 m. Die Hauptträger sind 6,60 m voneinander entfernt. Die auf Stahlkonsolen über die Hauptträger überkragenden Fußwege haben eine nutzbare Breite von 1,80 m, so daß die Fahrbahnplatte insgesamt 9,60 m Nutzbreite aufweist.

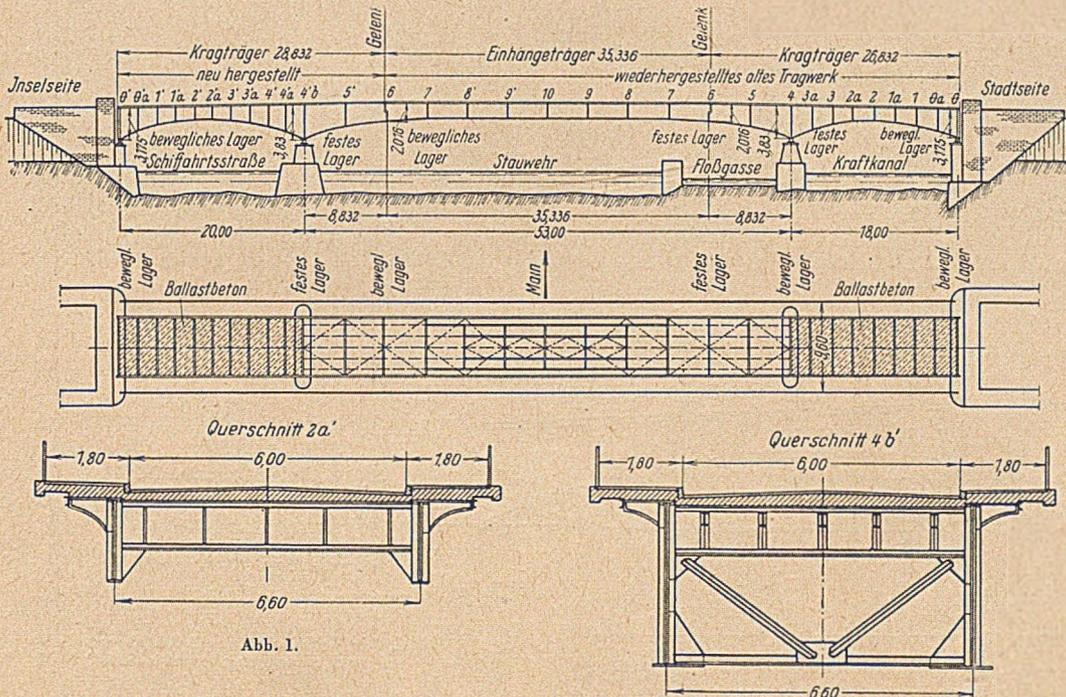


Abb. 1.

Im April 1945 wurde der linke Brückenpfeiler und das linke Widerlager von der ehemaligen deutschen Wehrmacht gesprengt, wodurch der linke Kragträger vollständig zerstört wurde und der Einhängeträger auf der linken Seite abstürzte. Auf der rechten Seite blieb er auf dem Brückenkragarm liegen (Abb. 2).

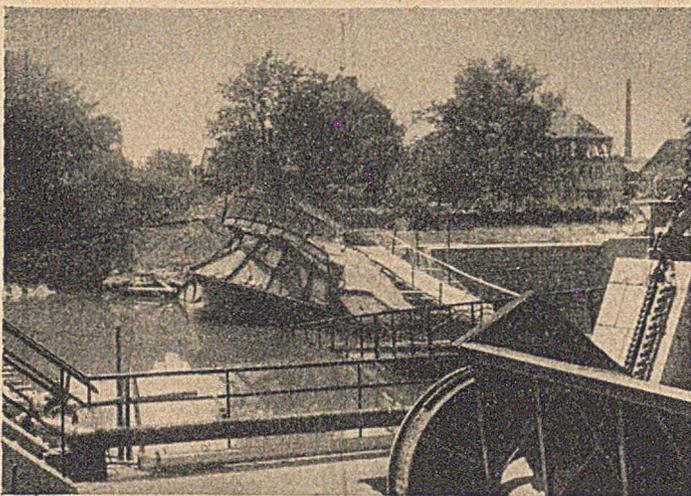


Abb. 2. Die eingestürzte Brücke vom rechten Mainufer aus gesehen. Im Vordergrund die hochgehobene Stauwalze in der Floßgasse.

Schon Ende 1945 wurde der Einhängeträger auf der linken Seite wieder hochgehoben und auf einem hölzernen Behelfsjoch abgestützt. Bis zur fertigen Erneuerung des linken Pfeilers und des linken Widerlagers, das bei dieser Gelegenheit 2,0 m weiter landeinwärts angeordnet werden konnte, wurde der Fahrweg über die Brücke in der etwa 29,0 m langen Lücke auf der linken Seite auf I-Träger, die ebenfalls auf Holzstützjochen gelagert waren, behelfsmäßig hergestellt.

Beim Einbau des neuen Brückenteils auf der linken Mainseite durfte der Schiffahrtsweg durch Gerüste weder gesperrt noch eingegengt werden. Außerdem wurde die Forderung gestellt, den Ver-

kehr über die Brücke nur kurzfristig — höchstens 3 Wochen, in welder Zeit auch die Fahrbahnplatte auf dem noch erhalten gebliebenen Brückenteil instandgesetzt werden sollte — zu unterbrechen. Gerüste durften nur bis zur wasserseitigen Flucht des Widerlagers und möglichst nur in der Achse des linken Pfeilers angeordnet werden.

Die Fa. Gg. Noell & Co., Würzburg, die mit der Instandsetzung des Stahltragwerkes der Brücke beauftragt wurde, entschloß sich daher, den neuen Brückenteil 8,90 m oberhalb neben der Behelfskonstruktion auf Gerüsten, die den Anforderungen der Schiffahrt ent-

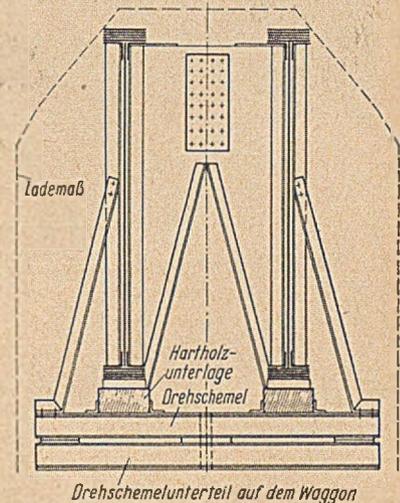


Abb. 3. Der behelfsmäßige Zusammenschluß beider Brückenhauptträger auf dem Eisenbahnwagen.

sprachen, zu montieren und nach beendeter Nietung in seine endgültige Achse seitlich zu verschieben. Dabei zeigte sich, daß an der in Frage kommenden Stelle wegen des felsigen Untergrundes nicht gerammt werden konnte. Es war also notwendig, den Verkehr über die Brücke länger zu unterbrechen und den neuen Brückenteil in der Brückenachse zu montieren. Stützgeräte waren nun nicht mehr erforderlich. Die neuen Hauptträgerstücke des linken Kragträgers

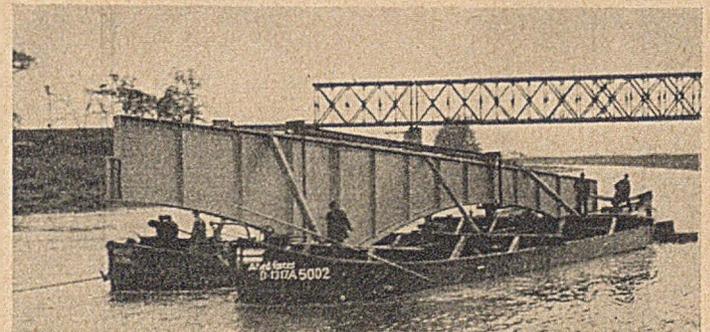


Abb. 4. Transport eines 29,0 m langen und 26,0 t schweren Brückenhauptträgers von der Mainlände in Schweinfurt zur Einbaustelle.

von etwa 29,0 m Länge und je 26,0 t Gewicht, die je in einem Stück zur Baustelle gebracht wurden, konnten unmittelbar auf Widerlager und Pfeiler aufgesetzt werden.

Die Montage des neuen Kragträgers der Maxbrücke in Schweinfurt ist ein typisches Beispiel dafür, daß es sich bei Großbrückenmontagen in der Hauptsache um das Bewegen schwerer Lasten handelt, wie es die weiteren Ausführungen des vorliegenden Aufsatzes zeigen.

In der Stahlbauhalle der Fa. Gg. Noell & Co., Würzburg, wurden beide Hauptträger zusammen auf zwei Eisenbahnwagen — ein SSyl Wagen für 50,0 t Tragkraft und ein SS Wagen für 35,0 t Tragkraft — verladen und darauf bis zur sogenannten Mainlände in Schweinfurt, etwa 800 m unterhalb der Brückenbaustelle befördert. Auf den Eisenbahnwagen lagerten die Brückenhauptträger auf Dreheschemeln. Mit ihren Querträgeranschlüssen waren sie gegen-

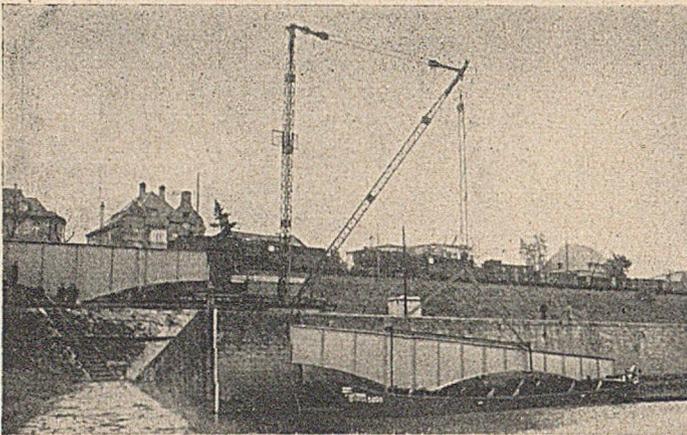


Abb. 5. Umschlag der Brückenhauptträger mittels Gitterschwenkmast vom Bahnwagen auf zwei zusammengekoppelte Schiffe an der Mainlande in Schweinfurt.

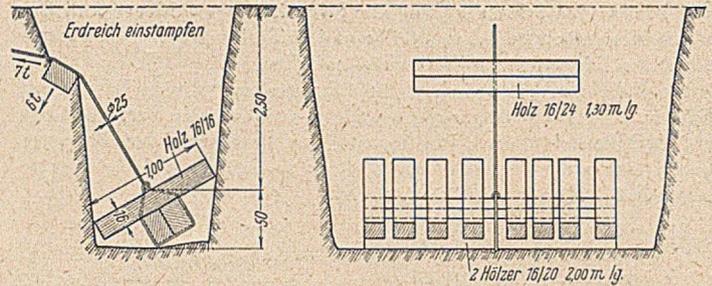


Abb. 6. Seilverankerung des Gitterschwenkmastes in der Erde.

19,18 m Höhe und dessen Ausleger 19,80 m Länge hatte. Bei 6,0 m Ausladung trägt der Gitterschwenkmast 34,0 t und bei 15 m Ausladung noch 29,0 t. Zum Umschlagen der 26,0 t schweren Stückwaren in Schweinfurt nur 12,5 m Ausladung erforderlich. (Abb. 5).

Der Standmast war nach allen Seiten hin mit insgesamt 8 Drahtseilen von je 25 mm Durchmesser abgespannt, wovon das längste 180 m lang war und im ungünstigsten Belastungsfalle mit nur 7,0 t Zug belastet war. Im Erdreich wurden die Drahtseile nach Abb. 6 verankert.

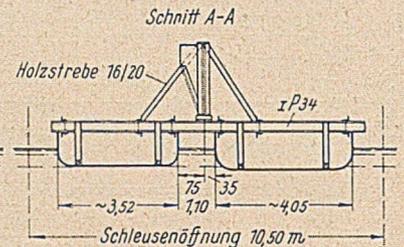
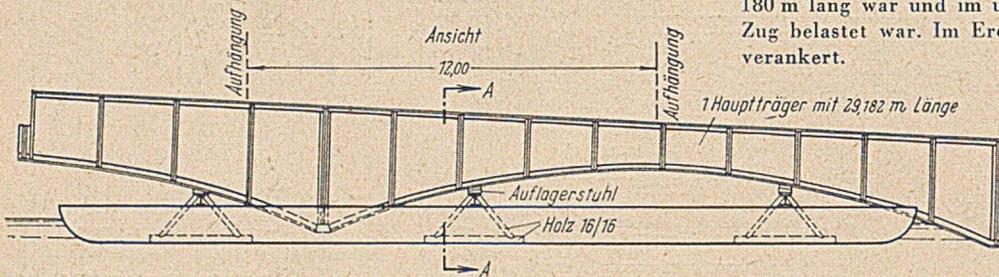
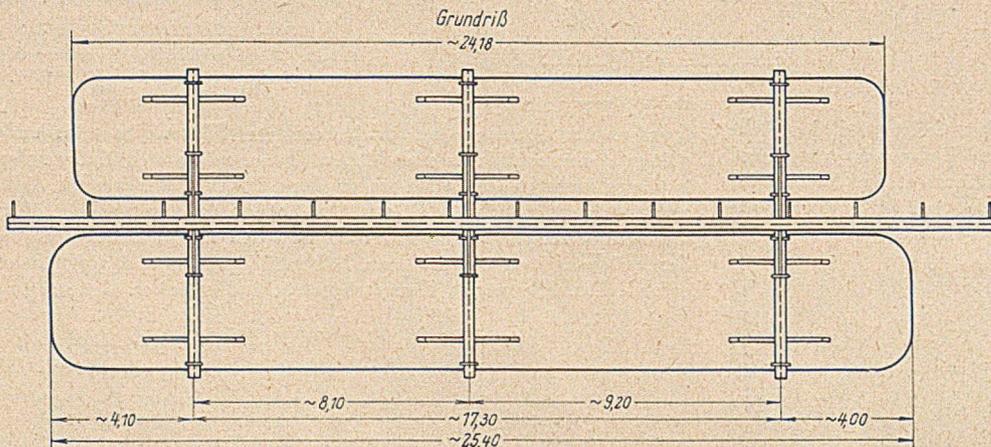


Abb. 7. Die Verladung eines Brückenhauptträgers auf zwei zusammengekoppelte Schiffe.



einander gesetzt und behelfsmäßig zusammengeschlossen, wodurch sie auf der Eisenbahnfahrt gegen Umstürzen gesichert waren (Abb. 3).

Die Fahrt mit Sonderzug legte die Strecke Würzburg—Schweinfurt in wenig mehr als einer Stunde zurück. In Schweinfurt mußten

Für die Verfrachtung auf dem Wasserwege wurden zwei Schiffe von 50,0 t bzw. 60,0 t Ladefähigkeit im Abstände von 1,10 m mit 3 Trägern IP 34 so miteinander verbunden, daß zwischen die beiden Schiffe ein Hauptträger auf die Peiner Träger gesetzt werden konnte (Abb. 7).
Eines der Schiffe hatte 24,18 m Länge und 3,52 m Breite, das andere war 25,40 m lang und 4,05 m breit (Abb. 8).
Wegen der notwendigen größeren Ausladung beim Einbau der neuen Brückenträger mußte auf der Baustelle ein stählerner Gitterschwenkmast mit 29,16 m hohem Standmast und 36,18 m langem Ausleger aufgestellt werden, der bei 13,0 m Ausladung 40,0 t und bei 22,0 m Ausladung noch 22,0 t zu tragen in der Lage war. Die erforderliche Ausladung beim Einsetzen der beiden 29,0 m langen Brückenträger betrug 18,0 m (Abb. 9, 10, 11).

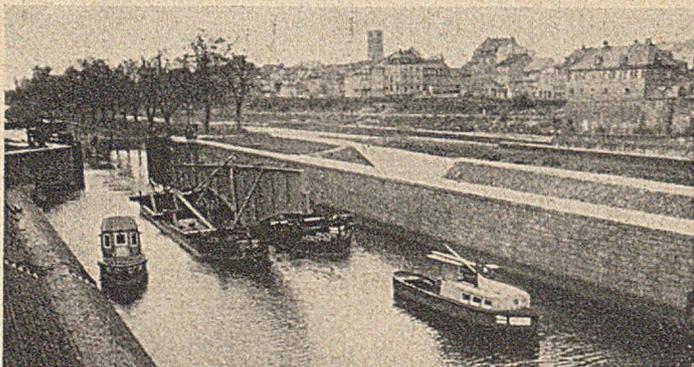


Abb. 8. Ein Brückenhauptträger auf zwei Schiffen in der Schweinfurter Schleuse.

die Hauptträgerstücke von der Mainlande bis zur Einbaustelle auf dem Wasserwege einzeln weiter verfrachtet werden (Abb. 4).

Zum Umschlag vom Bahnwagen auf zwei zusammengekoppelte Schiffe diente ein stählerner Gitterschwenkmast, dessen Ständer

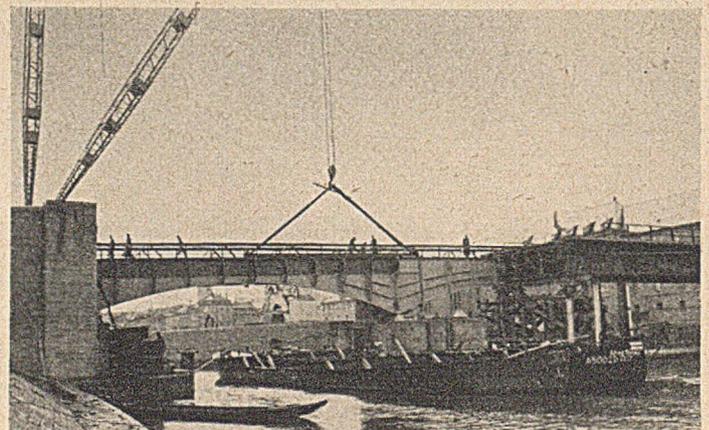


Abb. 9. Einbau des unterwasserseitigen Hauptträgers. Über dem Pfeiler sind an dem Hauptträger die Beulsicherungen des Stahlbleches nach den neuesten Erkenntnissen zu sehen. Die dunklen Stellen an dem Hauptträger deuten den späteren Ballastbeton im Kragarm an.

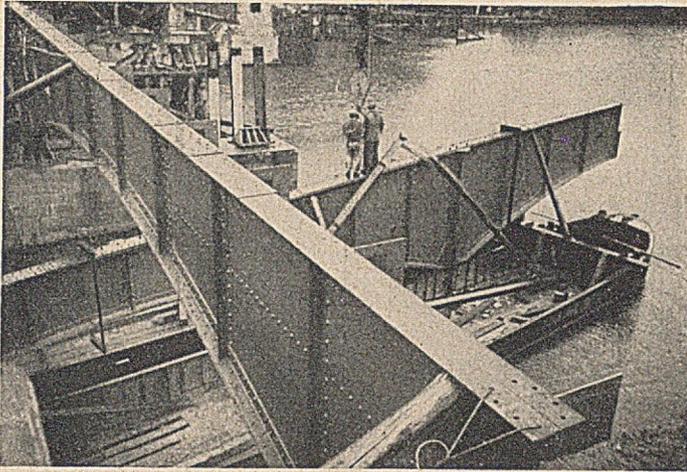


Abb. 10. Das zweite Hauptträgerstück wird an dem Gitterschwenkmast angehängt.

Auch dieser Gitterschwenkmast war mit 8 Drahtseilen von je 25 mm Durchmesser abgefangen, wovon auch hier das längste 180 m lang war und im ungünstigsten Belastungsfalle 8,5 t Zug aufzunehmen hatte. Die Seile dieses Gitterschwenkmastes waren ebenso wie jene des Schwenkmastes an der Mainlande in der Erde verankert.

Beide Brückenträger wurden an einem Tage, am Sonntag, dem 13. November 1949, eingesetzt, eine ganz beachtliche Leistung.

Die 12 mm dicken Stehbleche der Schweinfurter Brückenhauptträger waren, wie um die Jahrhundertwende üblich, nach Abb. 12 ausgesteift.

Die Stehbleche der neuen Kragträger erhielten über dem Pfeiler Beulsicherungen nach den neuesten Erkenntnissen, wie aus Abb. 9 zu ersehen ist. In den linken, noch vor-

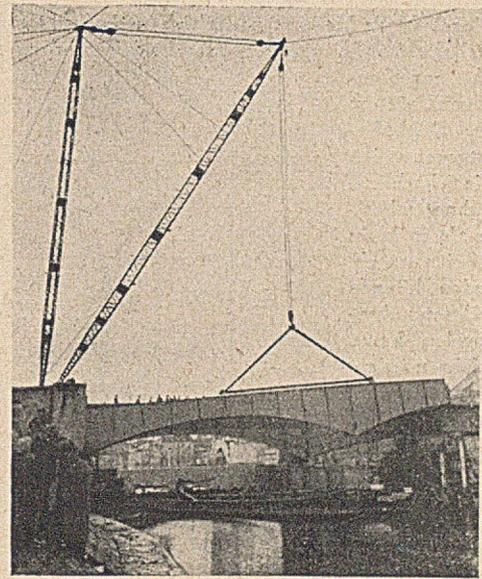


Abb. 11. Einbau des zweiten, oberwasserseitigen Hauptträgers mittels Gitterschwenkmast.

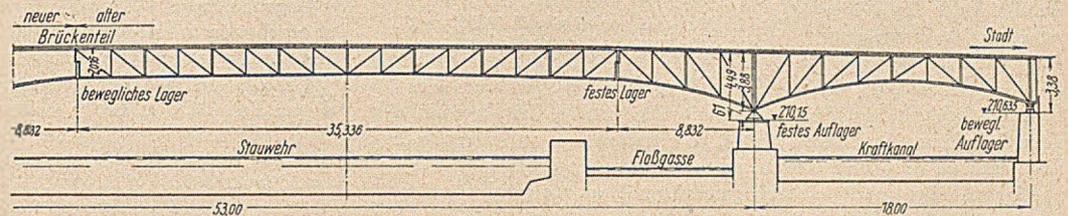


Abb. 12. Die Aussteifungen im Stehblech der Hauptträger des alten, erhalten geliebten Brückenteils.

handenen Kragträger wurden während der Ausführung der Brückeninstandsetzung jetzt die gleichen, modernen Beulsicherungen eingebaut.

Einige Bemerkungen zur praktischen Anwendung des Cross'schen Verfahrens insbesondere bei Berücksichtigung von Knotenverschiebungen.

Von Dipl.-Ing. Eckehard Rastedter, Berlin.

Das bekannte Iterationsverfahren nach Cross¹⁾ hat in kurzer Zeit zahlreiche Anhänger gefunden und ist auf eine große Anzahl von Aufgaben der Statik statisch unbestimmter Systeme mit Erfolg angewendet worden. Für den Fall unverschieblicher Knotenpunkte bietet der Rechnungsgang keine Schwierigkeiten; anders ist es hingegen bei Berücksichtigung einer etwaigen Knotenverschieblichkeit, da hierbei zusätzlich zum ersten Rechnungsgang (unverschiebliche Knotenpunkte) noch eine Ergänzungsrechnung durchgeführt werden muß, die oftmals wesentlich zeitraubender als der erste Rechnungsgang ist.

Für diese Ergänzungsrechnung sind verschiedene Verfahren angewendet worden. Diejenigen, die die Elastizitätsverhältnisse des Systems gar nicht oder nur teilweise berücksichtigen, wie z. B. die sog. Freitragler-(cantilever-)Methode, die sog. Portal-(portal-)Methode²⁾ sowie auch die Rechnung mit willkürlicher Annahme von Gelenken, seien hier nicht weiter verfolgt. Nur kurz erwähnt sei ein von Fornerod genanntes Verfahren, das sich grundsätzlich für Stockwerkrahmen mit Horizontalbelastung (z. B. Wind) mit Knotenverschiebungen proportional der Stockwerkshöhe in den einzelnen Stockwerken begnügt, eine Annahme, die nur unter der Voraussetzung zutrifft, daß die Biegesteifigkeiten der Riegel und Stiele proportional den äußeren Querkräften abgestuft sind, und daher unzuverlässig sein dürfte, sofern diese Voraussetzung nicht erfüllt ist. Hingewiesen sei noch auf ein allgemeines und genaues, zuerst wohl von Pilkey genanntes Lösungsverfahren, das zunächst ein mit gedachten Lagerstäben in Richtung der Knotenverschiebungen festgehaltenes System als unverschiebliches System be-

rechnet (erster Rechnungsgang) und dann die Verschieblichkeit so berücksichtigt, daß den Knoten in Richtung dieser Lagerstäbe Verschiebungen erteilt werden, die so groß sind, daß die „Festhaltekräfte“ der gedachten Lagerstäbe zu Null werden. Dieses Verfahren ist stets anwendbar, führt aber auf ein Gleichungssystem mit ebensoviel Unbekannten, wie verschiebliche Knotenpunkte bzw. gedachte Lagerstäbe vorhanden sind. Mit steigender Zahl der Unbekannten verursacht die Lösung dieses Gleichungssystems naturgemäß viel Arbeit.

Es hat daher nicht an Versuchen gefehlt, auf anderem Wege mit einfacheren Mitteln zu einer brauchbaren Lösung zu gelangen. So kommt man bei Anwendung eines von Takahaya entwickelten Iterationsverfahrens³⁾ in tabellarischer Rechnung mit schrittweise zunehmenden Annäherungen zum Ziel. Wenn hierbei der Rechnungsaufwand bei vielen verschieblichen Knotenpunkten auch geringer ist als bei der Methode von Pilkey, so ist er doch nicht unerheblich und entbehrt infolge seines stark formalen Charakters der Anschaulichkeit und Übersichtlichkeit, was erfahrungsgemäß auch oft Rechenfehler begünstigt. — In einer Arbeit von v. Haller und Kranl⁴⁾ wird eine anschauliche und dem Charakter des Cross'schen Verfahrens sehr entsprechende Näherungsmethode, besonders für Rahmenstützen und Stockwerkrahmen, gezeigt. Sie arbeitet in erster Näherung mit gegenseitigen Verschiebungen Δx der verschieblichen Knoten, die hervorgerufen sind durch die „äußeren Querkräfte“ (aus den äußeren Knotenlasten), vermindert um die etwaigen vorher am festgehaltenen System berechneten Festhaltekräfte, wobei für die Verschiebung zunächst die Riegel als unendlich biegesteif angenommen werden. Nach Berücksichtigung der endlichen Biegesteifig-

¹⁾ S. z. B. D e r n e d d e / M ü l l e n h o f f, Das Cross'sche Verfahren, 2. Aufl. Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn, dort weitere Schriftumsangaben.

²⁾ S. z. B. P o h l, Zur Berechnung mehrstieliger Stockwerkrahmen auf Winddruck. Bauing. 23 (1942), S. 119.

³⁾ a. a. O. z. B. F u ß n o t e 1) S. 73 ff.

⁴⁾ v. H a l l e r u. K r a n l, Vereinfachte Berechnung der Rahmenstütze. Bauing. 23 (1942), S. 65.

keit der Riegel durch Momentenausgleich nach Cross ergeben sich neue Festhaltekräfte. In weiterer Annäherung werden neue Verschiebungen angenommen infolge von Kräften, die diesen Festhaltekräften entgegengesetzt sind usw., bis sich schließlich die errechneten Festhaltekräfte als so klein ergeben, daß sie vernachlässigt werden können und die Rechnung abgebrochen werden kann. Dieses Verfahren ist gewiß sehr anschaulich, und wenn die Riegel der Stockwerkrahmen im Vergleich zu den Stielen sehr biegesteif sind, konvergiert es auch verhältnismäßig rasch. Gilt diese Voraussetzung aber nicht, so empfiehlt sich diese Methode weniger, da die Zahl der Näherungsschritte dann sehr groß wird.

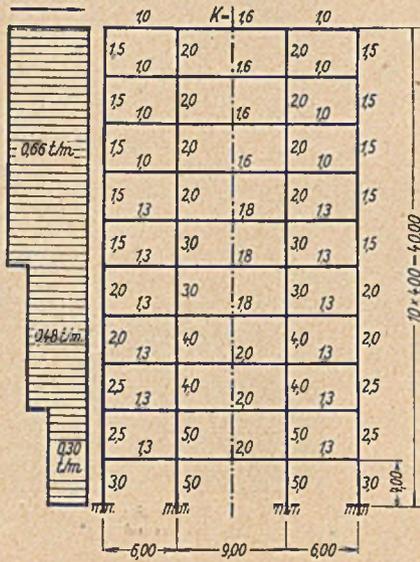


Bild 1. Abmessungen, relative Steifigkeiten K und Belastung des Stockwerkrahmens.

Es liegt nun nahe, einen anderen Weg zu gehen, um einerseits die Übersichtlichkeit und Bequemlichkeit, die gerade das Rechnen mit dem Cross'schen Verfahren bietet, zu erhalten und andererseits eine Ersparnis an Zeit- und Rechnungsaufwand zu erzielen.

Hierzu möge noch einmal grundlegend an folgendes erinnert werden:

Die Knotenverschieblichkeit eines Systems bei äußerer Belastung ist dann richtig berücksichtigt, wenn in den gedachten Festhaltestäben die Festhaltekräfte zu Null werden oder, was dasselbe ist, wenn die „äußeren Querkräfte“ (aus äußeren Knotenlasten) — gegebenenfalls abzüglich der Festhaltekräfte aus dem ersten Rechnungsgang — entgegengesetzt gleich den „inneren Querkräften“ (aus Stabmomenten) in jedem Schnitt sind.

Es möge etwa gelingen, gefühlsmäßig eine Biegelinie für die verschieblichen Knotenpunkte des Systems (z. B. Stockwerkrahmen, Vierendeckträger usw.) anzugeben, die der wirklichen Biegelinie gut nahekommt. Entsprechend dieser Biegelinie seien die Knotenpunkte verschoben — zunächst bei unendlich biegesteif gedachten Riegeln —, wobei sich in einfachster Weise die vorläufigen Stab-Endmomente der Stiele proportional deren Biegesteifigkeit, multipliziert mit der gegenseitigen Verschiebung der Stielendpunkte (= Knotenpunkte), ergeben. Berücksichtigt man nun die endliche Biegesteifigkeit der Riegel (durch Momentenausgleich) nach Cross und stellt die inneren Querkräfte den äußeren gegenüber, so ist die Bedingung, daß an allen verschieblichen Knoten die Festhaltekräfte zu Null werden bzw. in allen Schnitten die äußeren Querkräfte den inneren entgegengesetzt gleich werden sollen, um so besser erfüllt, je mehr die gefühlsmäßig angegebene Biegelinie der wirklichen entspricht. Es ist hierbei zunächst unwesentlich, die wahren Absolutbeträge der Verschiebungen bzw. der daraus sich ergebenden inneren Querkräfte zu kennen; es genügt, wenn man die relativen Werte der inneren und der äußeren Querkräfte miteinander vergleicht.

Es liegt auf der Hand, daß man bestrebt sein wird, den endgültigen Zustand möglichst schnell — also mit möglichst wenig Zwischenschritten — zu erreichen. Wie sofort einleuchtet, ist im all-

gemeinen der Ausgang für die Rechnung bei dem vorhin erwähnten Verfahren nach v. Haller (Annahme von Verschiebungen der einzelnen Stockwerke gegeneinander proportional den äußeren Querkräften) von der wirklichen Biegelinie weiter entfernt als etwa eine gefühlsmäßig angegebene, wenn diese auch grob geschätzt sein mag, dabei aber die wirkliche Belastung und die wirklichen Steifigkeitsverhältnisse berücksichtigt. Eine unnatürliche Ausgangsannahme bedeutet aber ein Mehr an Näherungs-Zwischenschritten. Wenn weiterhin, wie bei der Kennzeichnung des Verfahrens nach v. Haller zum Ausdruck kommt, der Rechnungsgang „automatisch“ weitergeht, also nicht willkürlich abgeändert werden kann, müssen alle Zwischenschritte mitgeschleppt werden, was bei vielen erforderlichen Näherungen auch eine größere Unübersichtlichkeit mit sich bringt.

Es ist aber zweifellos möglich,

1. rein gefühlsmäßig oder auf sonstigem Wege eine bessere Näherung der Biegelinie als Ausgang der Rechnung zu finden und
2. die Korrektur der ersten und etwa folgender Zwischennäherungen nicht „automatisch“ durchzuführen, womit man dann in der Lage ist, überflüssige Zwischenschritte und letztns sogar den Ausgang für die Rechnung, die 1. Annahme, in der endgültigen Rechnung gar nicht mehr auftauchen zu lassen, wodurch die Übersichtlichkeit und gute Kontrollmöglichkeit der Rechnung weitgehend gesteigert wird.

Ein Beispiel möge dies erläutern:

Gegeben sei ein 10stöckiger Stockwerkrahmen mit den in Bild 1 angegebenen Abmessungen und relativen Biegesteifigkeiten K. Er soll für die angegebene horizontale Windlast berechnet werden.

Um die Vorteile der Tragwerksymmetrie auszunutzen, wird für diesen Fall die Windlast in eine symmetrische und eine antimetrische Belastung zerlegt. Die symmetrische Belastung ruft keine Knotenverschiebungen hervor, die Momente können also nach dem Cross'schen Verfahren ohne Knotenverschieblichkeit ermittelt werden.

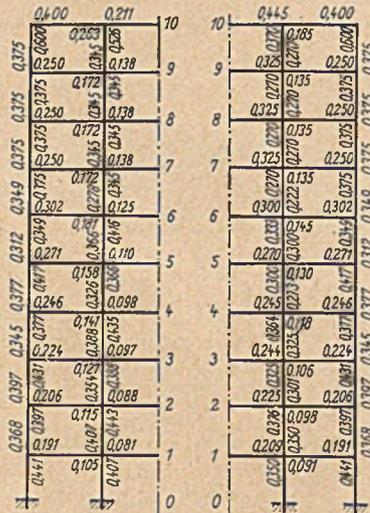


Bild 2a. Verteilungszahlen bei symmetrischer Belastung.

Bild 2b. Verteilungszahlen bei antimetrischer Belastung.

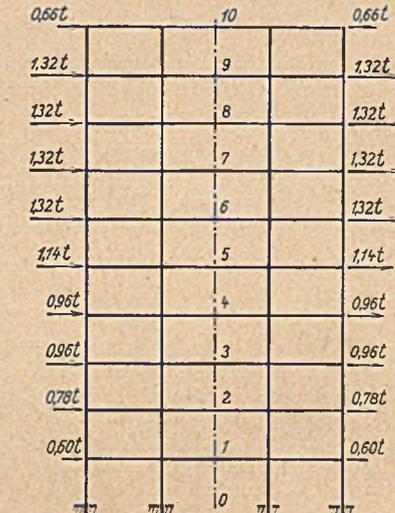


Bild 3. Antimetrische Belastung, Knotenlasten.

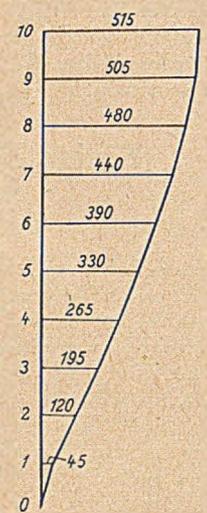


Bild 4. Gefühlsmäßige Annahme der Biegelinie.

Selbstverständlich erfolgt unter Berücksichtigung der Tragwerksymmetrie der Momentenausgleich nur für eine Tragwerkshälfte, wobei unter der Vorstellung eines gleichzeitigen Ausgleichs an symmetrisch liegenden Knoten dies am zweckmäßigsten durch Berechnung besonderer Verteilungszahlen vorgenommen und dadurch die Verteilung und Fortleitung über die Systemachse hinaus selbsttätig berücksichtigt wird. Diese Verteilungszahlen berechnen sich, wie üblich, aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten aller am Knoten angreifenden Stäbe, wobei jedoch für die Mittenriegel bei symmetrischer Belastung der 0,5fache und bei antimetrischer Belastung der 1,5fache Wert der Biegesteifigkeit K einzusetzen ist (Bild 2a und 2b).

Im vorliegenden Fall wird der Einfachheit halber die Berechnung nur für eine antimetrische Belastung mit Knotenlasten als Einzellasten (Abb. 3), die sich aus der Zusammenfassung der gleichmäßig verteilten Streckenlasten ergeben, durchgeführt. Falls erforderlich, kann jedoch an Hand der vorangegangenen Ausführungen die genaue Rechnung für gleichmäßig verteilte Last leicht durchgeführt werden.

Die beigelegte Tafel gibt einen Überblick über den Gang der Rechnung; aus Raummangel wird der Momentenausgleich nach Cross nicht dargestellt, nur die Ergebnisse werden hier gebracht.

In Spalte 1a sind die äußeren Querkräfte, in Spalte 1b ihre Verhältniswerte aufgeführt (wobei der äußeren Querkraft zwischen Knoten 9 und 10 der Wert 1 erteilt sei).

Es gilt nun, eine Biegelinie zu schätzen, die in großen Zügen der wahren Biegelinie nahekommt, so daß die sich ergebenden Verhältniswerte der inneren Querkräfte nach dem Momentenausgleich möglichst denen der äußeren Querkräfte (Spalte 1b) gleichen. Als Ausgang für die Rechnung seien die in Spalte 2 stehenden Werte für die gegenseitige Verschiebung Δx der übereinanderliegenden Knotenpunkte angegeben, die aus der in Bild 4 wiedergegebenen gefühlsmäßigen Annahme der Biegelinie stammen. Die Zahlengröße der Verschiebungseinheiten wurde so gewählt, daß für die Rechnung handliche Werte entstehen. Die Stab-Endmomente bei unendlich steifen Riegeln errechnen sich proportional der Biegesteifigkeit der Stiele; hier wird einfach $M_o = M_u = K \cdot \Delta x$ gesetzt. Da die Relativwerte der inneren Querkräfte bei dem folgenden Momentenausgleich nach Cross (Berücksichtigung der endlichen Biegesteifigkeit der Riegel) sich mit der Anzahl der Näherungsschritte nur wenig verändern, kann der Momentenausgleich schon früh abgebrochen werden. Hier werden zur Verdeutlichung dieser Tatsache die Ergebnisse der Rechnung, die inneren Querkräfte, aufgetragen: in Spalte 3a nach erstem Ausgleich abgebrochen, in Spalte 4a nach bis zu 5maligem Ausgleich abgebrochen. Ein Vergleich ihrer Relativwerte (s. Spalte 3b bzw. 4b) zeigt, wie wenig sie sich mit der fortschreitenden Zahl der Ausgleiche ändern, so daß ein übermäßig weit gehender Momentenausgleich erspart werden kann, was um so mehr geboten erscheint, als es sich ja nur um eine erste Kontrolle der gefühlsmäßig angegebenen Verschiebungen handelt. Eine Korrektur der Ausgangsannahmen erscheint notwendig, da die Relativwerte der inneren Querkräfte noch von denen der Spalte 1b zu stark abweichen. Um die Korrekturen nicht unnötig groß werden zu lassen, erweist es sich als zweckmäßig, bei der Feststellung der Relativwerte der inneren Querkräfte einem günstigen Wert (Richtwert) denselben Relativwert wie der äußeren Querkraft im gleichen Schnitt zu geben. Den Richtwert kann man etwa so wählen, daß die negativen und positiven Fehler der Relativwerte der inneren Querkräfte, gegen das „Soll“ der Relativwerte der äußeren Querkräfte betrachtet, sich möglichst ausgleichen. (Für die Ausgangsannahme wurde als Richtwert der Schnitt zwischen Knoten 3 und 4 gewählt, für die 1. Näherung der Schnitt zwischen Knoten 7 und 8). Nunmehr läßt sich schon eine weit genauere Schätzung einer 1. Näherung für die Verschiebungen angeben. Es ist lediglich zu berücksichtigen, daß bei der gegenseitigen Verschiebung zweier übereinanderliegender Knoten die inneren Querkräfte in den einzelnen Stockwerken nach Art von stark gedämpften Schwingungen abklingen. In überschlüsslicher Schätzung ergibt sich z. B. für die Ver-

schiebung „1“ des unteren Knotens gegen den oberen Knoten im m -ten Stockwerk eine innere Querkraft

$$\begin{aligned} \text{im } m\text{-ten Stockwerk: } & Q_m \\ \text{im } n\text{-ten Stockwerk: } & Q_n = \mu_n \cdot Q_m \\ \text{im } o\text{-ten Stockwerk: } & Q_o = \mu_o \cdot Q_n = \mu_o \cdot \mu_n \cdot Q_m \\ & \text{usw.,} \end{aligned}$$

wobei die Beiwerte μ im Mittel -0.2 bis -0.5 betragen. Streng genommen reichen die Einflüsse natürlich über alle Stockwerke; praktisch genügt aber meist eine Berücksichtigung bis zum nächsten oder übernächsten Stockwerk durchaus, um schon eine gute Näherung zu bringen. Auf dieser Grundlage sind in Spalte 5 verbesserte Werte der gegenseitigen Verschiebungen geschätzt worden, die in Spalte 6a verzeichneten inneren Querkräfte hervorrufen. Wie die Spalten 6b und 6c zeigen, ist die Übereinstimmung gegen Spalte 1b mit einem größten prozentualen Fehler von 1,0% völlig ausreichend. Im übrigen dürfte es jedoch leicht sein, die Werte der 1. Näherung durch eine 2. Näherung weiter zu verbessern.

Begnügt man sich mit der 1. Näherung, so sind sämtliche Verschiebungen und Momente, die sich aus der 1. Näherung ergeben, noch mit dem Faktor

$$n = \frac{\text{äußere Querkraft}}{\text{innere Querkraft 1. Näherung}} = \frac{+ 3.30}{+ 23.775} = + 0.1388 \quad (\text{Richtwert!})$$

zu multiplizieren; damit werden die ihrem absoluten Zahlenwert nach zunächst willkürlich angenommenen Verschiebungen (und Momente) auf die den vorhandenen Kräften entsprechenden Werte reduziert.

Als wichtig erscheint es, darauf hinzuweisen, daß natürlich in der endgültigen statischen Berechnung nur die letzte Näherung auftaucht, so daß die Übersichtlichkeit der Rechnung gesteigert und ihre Kontrolle wesentlich erleichtert wird.

Im Falle eines besonders unregelmäßigen Verlaufs der äußeren Querkräfte und starker Besonderheiten der Biegesteifigkeiten wird eine gute gefühlsmäßige Schätzung der Form der Biegelinie erschwert. Es werden dann zweckmäßig Hilfsrechnungen durchgeführt, um sowohl die Ausgangsannahme für die Biegelinie als auch ihre Verbesserung in den darauf folgenden Näherungen schnell und genügend genau zu finden, was infolge der oben aufgeführten starken Abklingung im allgemeinen leicht möglich ist, z. B. in der Form des Ansatzes von Gleichungen, wie sie als dreigliedrige Elastizitätsgleichungen zur Untersuchung durchlaufender Träger usw. bekannt sind. Die Untersuchung der allgemeinen Fälle und Angabe der zweckmäßigen Hilfsrechnungen sollen in einer späteren Arbeit des Verfassers gebracht werden.

Es soll noch bemerkt werden, daß grundsätzlich auch bei Anwendung des Festpunktverfahrens dieselben Gedankengänge gelten; auch hierauf soll später eingegangen werden.

Tafel zum Rechenbeispiel:

Berücksichtigung der Knotenverschieblichkeit eines Stockwerkrahmens bei Windlast.

Geschoß	A. Äußere Belastung		B. Ausgangsannahme				C. 1. Näherung				
	Äußere Querkräfte Q_a		Gegenseitige Verschiebung Δx prop. cm	I. Nach 1. Ausgleich abgebrochen		II. Nach mehrmaligem Ausgleich		Gegenseitige Verschiebung Δx prop. cm	Innere Querkräfte $- Q_i$		
	Absolut t	Relativ		Absolut prop. t	Relativ	Absolut prop. t	Relativ		Absolut prop. t	Relativ	Fehler %
	1 a	1 b	2	3 a	3 b	4 a	4 b	5	6 a	6 b	6 c
0/1	+ 10,38	+ 15,73	+ 45,0	+ 70,525	+ 15,10	+ 75,350	+ 15,80	+ 44,2	+ 75,350	+ 15,85	+ 0,76
1/2	+ 9,78	+ 14,82	+ 75,0	+ 70,900	+ 15,15	+ 75,325	+ 15,80	+ 72,7	+ 69,975	+ 14,71	- 0,74
2/3	+ 9,00	+ 13,66	+ 75,0	+ 62,225	+ 13,30	+ 62,900	+ 13,19	+ 75,5	+ 64,375	+ 13,53	- 0,96
3/4	+ 8,04	+ 12,18	+ 70,0	+ 56,950	+ 12,18*)	+ 58,025	+ 12,18*)	+ 71,0	+ 58,000	+ 12,20	+ 0,74
4/5	+ 7,08	+ 10,73	+ 65,0	+ 47,000	+ 10,06	+ 47,625	+ 9,99	+ 67,5	+ 50,150	+ 10,83	+ 0,93
5/6	+ 5,94	+ 9,00	+ 60,0	+ 46,375	+ 9,92	+ 46,925	+ 9,84	+ 58,0	+ 42,525	+ 8,95	- 0,56
6/7	+ 4,62	+ 7,00	+ 50,0	+ 29,100	+ 6,24	+ 29,425	+ 6,17	+ 52,5	+ 33,150	+ 6,96	- 0,57
7/8	+ 3,30	+ 5,00	+ 40,0	+ 25,040	+ 5,36	+ 24,100	+ 5,06	+ 40,0	+ 23,775	+ 5,00*)	0
8/9	+ 1,98	+ 3,00	+ 25,0	+ 14,625	+ 3,13	+ 14,600	+ 3,06	+ 24,7	+ 14,350	+ 3,02	+ 0,67
9/10	+ 0,66	+ 1,00	+ 10,0	+ 4,375	+ 0,93	+ 4,250	+ 0,89	+ 10,55	+ 4,800	+ 1,01	+ 1,00

*) Richtwert

Brückenbesichtigungswagen aus Leichtmetall für jede Brückenkonstruktionsart*).

Von OBR. Dr.-Ing. Luitpold Schmerber, München.

Zur Untersuchung von größeren Stahlbrücken werden bewegliche, meist auf dem Untergurt der Brückenkonstruktion laufende Brückenuntersuchungswagen (Bild 1) verwendet.

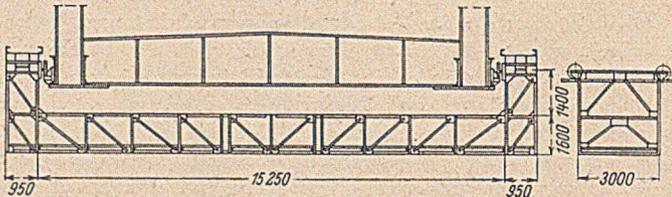


Bild 1. Besichtigungswagen der Straßenbrücke Neuwied (Rheinbrücke).

Bei kontinuierlichen Brücken laufen diese Untersuchungswagen oft nur von Feld zu Feld (Bild 2), an verschiedenen Brücken haben die Pfeiler zum Durchfahren besondere Öffnungen.

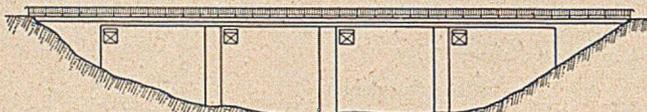


Bild 2. Übliche Anordnung der Besichtigungswagen in jedem Brückenfeld.

Die Brückenuntersuchungswagen werden elektrisch oder von Hand betrieben und haben ähnlich wie Feuerwehrlatern Auszugsvorrichtungen, mit denen Querträger, Konsolen usw. untersucht werden.

Die Kosten eines solchen Brückenuntersuchungswagens betragen etwa 20 000 bis 30 000 DM, wenn er elektrisch betrieben wird. Nach neueren Angaben kostete ein Brückenuntersuchungswagen für die Autobahnbrücke über die Donau bei Ingolstadt mit Handbetrieb 13 000 DM und der Brückenuntersuchungswagen für die Autobahnbrücke Gersthofen mit Handbetrieb (3,5 t Gewicht) u. 8,5 m Spur 8500 DM, für die Rheinbrücke Neuwied 9000 DM (Bild 1).

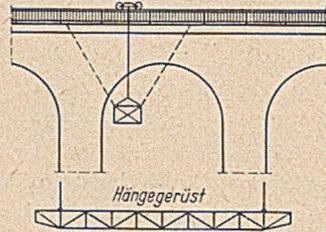


Bild 3. Neue Aufhängung des Besichtigungswagens.

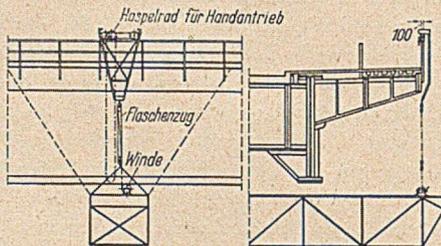


Bild 4. Anordnung der Aufhängung.

Diese Besichtigungswagen werden nur selten verwendet; meist nur bei den jährlichen Neben- und den dreijährlichen Hauptuntersuchungen von Stahlbauwerken. Dadurch kommt es, daß der elek-

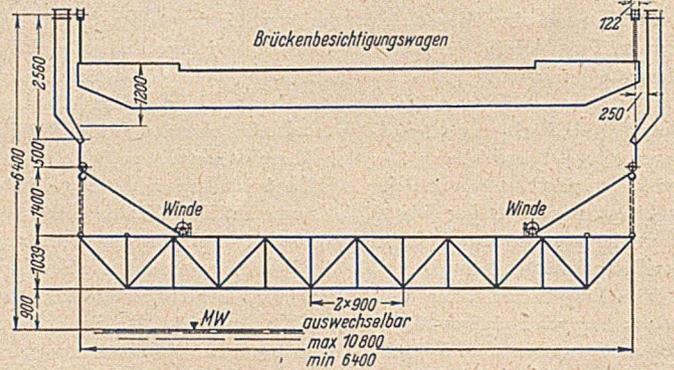


Bild 5. Ansicht des Brückenbesichtigungswagens.

trische Antrieb häufig versagt. Außerdem treten öfters Vereckungen durch ungleichmäßiges Verfahren auf. Erhebliches totes Kapital muß für diese Brückenuntersuchungswagen an jeder Stahlbrücke investiert werden, da sie für die Brückenunterhaltung notwendig sind.

Da bei Stahlbetonbrücken derartige mit der Brücke festverbundene Untersuchungswagen meist nicht vorgesehen sind, mußten bisher unter oder an diesen Brücken Gerüste gebaut werden, wenn sie untersucht werden sollten oder wenn Ausbesserungen erforderlich waren.

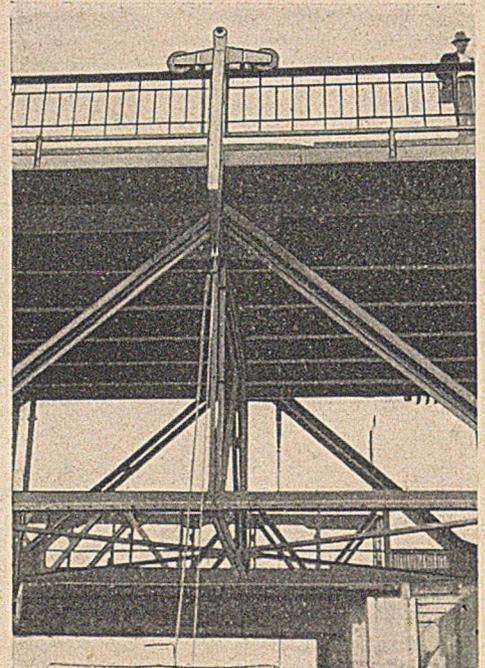


Bild 7. Besichtigungswagen hochgezogen.

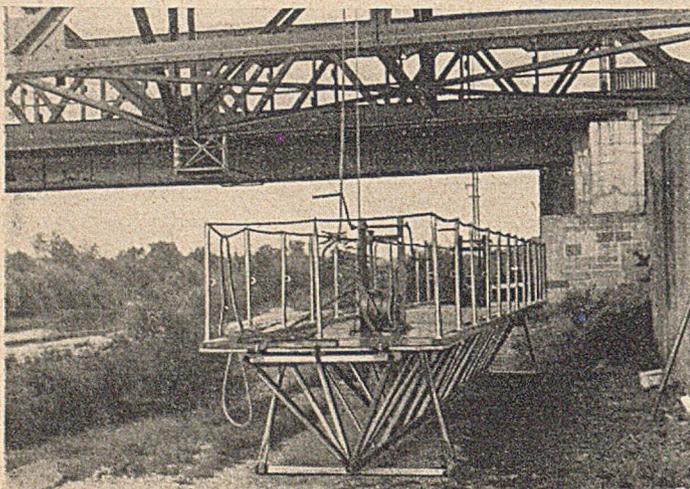


Bild 6. Besichtigungswagen vor dem Hochziehen.

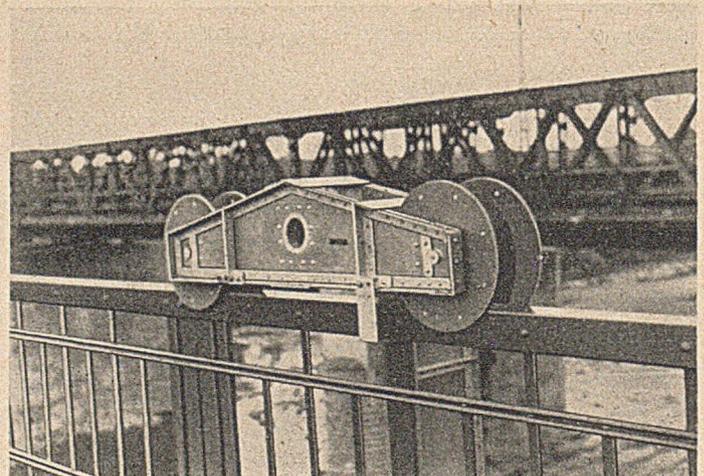


Bild 8. Laufwerk des Besichtigungswagens.

* Die Veröffentlichung dieses Beitrages erscheint uns aus zwei Gründen gerechtfertigt: erstens handelt es sich um eine Hilfskonstruktion, und zweitens werden die Stahlbaukonstruktoren der sich anbahnenden Entwicklung der Tragwerke aus Leichtmetall besondere Beachtung schenken. Die Schriftleitung.

Der Verfasser kam daher beim Bau von großen Straßenbrücken auf den Gedanken, ein Hängegerüst aus Leichtbaustoffen mit hängbahnartiger Aufhängvorrichtung, die auf den Geländern läuft, für

die Untersuchung von Bauwerken auszuarbeiten und dann zu erproben (Bild 3).

Es liegt nunmehr nach längerer Entwicklungsarbeit (Bild 4) ein durchkonstruiertes Hängerüst einfachster Art, System DR. Schmerber, vor, das in Leichtmetall von der Leichtmetallbau KG. Zarges in Weilheim angefertigt wurde (Bild 5).

Bild 6 zeigt einen Dreigurttfachwerkträger mit Aufstellvorrichtung, den abnehmbaren Bohlenbelag mit Leichtmetallgeländer und Halteseilen, ferner die 2 Winden. Im Hintergrund sieht man eine unmittelbar neben der Straßenbrücke liegende Eisenbahnbrücke, an deren Untergurt ein Untersuchungswagen alter Konstruktion hängt.

In Bild 7 ist das Laufwerk mit Hängearm, Hebegeschirr mit Seilen zum Verfahren des Brückenbesichtigungswagens auf dem Geländer der Stahlbrücke mit einer Stahlbetonfahrbahndecke zu sehen. Die Einzelheiten des Laufwerkes sind in Bild 8 dargestellt. Sind

die Geländerleisten zu schmal, müssen Halbrundscheiben eingesetzt werden. Auf Geländerleisten, die breiter als 122 mm sind, werden Hilfsvorrichtungen aufgesetzt.

Das Dreigurtttragwerk ist durch Seile an der Brücke zu verzurren, damit Schwingungen möglichst vermieden werden.

Die Kosten für den fachwerkartig vorgeschlagenen Dreigurttträger zur Aufnahme der Arbeiter und der Werkzeuge betragen in Leichtmetalllegierung 3000 DM, die Kosten für 2 Laufwerke mit Hängearmen zum Verfahren des Brückenbesichtigungswagens auf den Geländern der zu untersuchenden Brücke 1000 DM. Dazu kommen noch die Kosten für 2 Winden mit Seilen und Hebegeschirr.

Dieser Besichtigungswagen kann für jegliche Brückenuntersuchung und Reparatur, ferner für alle Anstricharbeiten wegen seines leichten Gewichtes und wegen der Einfachheit des Verfahrens für Brücken verschiedenster Konstruktionsart Verwendung finden.

Verschiedenes

Ausstellungshalle mit Leichtmetallkuppel in England*).

Zu der großen von Mai bis Oktober 1951 in London stattfindenden Ausstellung wird ein besonderer sogenannter „Dom der Entdeckungen“ gebaut, der das bedeutendste Leichtmetallbauwerk und der bisher größte Kuppelbau der Geschichte ist. Während das Pantheon

aus einem kreisförmigen Betonbau von 79 m Innendurchmesser mit einer 11 m über dem Boden angeordneten Galerie und einem selbsttragenden Leichtmetalldach, das an seinem Umfang auf 48 Masten aus geschweißten Stahlrohren ruht (Bild 3). Diese V-förmig aufgestellten Masten sind spindelförmige, gelenkig eingebaute Gitterträger, die eine freie Ausdehnung des Daches zulassen. In 14,4 m Höhe ist ein Stahlträger montiert, der die Kuppel mit ihren Bogenrippen, Sparren, Pfetten, Bedachungsblechen und einem Vordach aufnimmt. Diese Teile sind sämtlich aus Aluminium. Eine Verkleidungsdecke springt einseitig etwa 23 m über den Umfang der Halle vor und bildet über dem Haupteingang ein großes Vordach. Auch dieses ist aus Aluminium hergestellt.

Das Gerippe des Runddaches besteht aus 3 Reihen von je 7 bogenförmigen Rippen, die in einem Winkel von 60° in drei Richtungen zueinander angeordnet sind und hierdurch Dreiecke von 17 m Kantenlänge als Tragkonstruktion bilden. In der Mitte der Kuppel kreuzen sich drei Hauptrippen, während sechs weitere Rippen zwei ineinandergreifende Dreiecke bilden, die vom Umfang der Kuppel umschlossen werden. Die übrigen zwölf Rippen laufen im wesentlichen mit den Hauptrippen parallel. Die zwischen den Rippen befindlichen Sparren bestehen aus besonderen I-Profilen; die dreieckigen Rahmen sind mit Pfetten aus Aluminiumprofilen überspannt. Während die

Dachsparren und Pfetten gebogen angeliefert wurden, wurden die Bedachungsbleche flach zur Baustelle gefahren und auf den Pfetten in die richtige Krümmung gebracht. Die Hauptrippen sind Gitterträger von dreieckigem Querschnitt, haben einen Krümmungshalbmesser von 111,25 m und bilden einen großen Bogen über dem Gebäude. Sie wurden aus 8 vorgeformten Teilen verschiedener Länge an Ort und Stelle zusammgebaut. Der größte dieser Teile ist 17,4 m lang und hat 610 kg Gewicht. Mit metallischen Baulehren und Schablone wurde die erforderliche Krümmung gewährleistet. Die Rippensegmente sind aus verschiedenen Aluminium-Preßprofilen zusammengesetzt. Die Schenkel der Diagonalstreben der Rippen haben 2,8 mm Dicke, die der senkrecht dazu verlaufenden Streben 3,8 mm Dicke. Zusammgebaut wurden die Rippenträger mit kaltgeschlagenen Nieten von 16 mm Schaftdurchmesser aus der Aluminiumlegierung mit 3,5% Mg und 0,5% Mn. Die stranggepreßten Profile bestehen aus der vergüteten Aluminiumlegierung mit 1% Si, 0,6% Mg, bis 1% Mn. Diese Legierung hat eine Zugfestigkeit von 28 kg/mm² und 10% Dehnung. Für die Montage des Daches wurden besondere Nietpressen und Bandsägen entwickelt, die von einem einzigen Mann gehandhabt werden können.

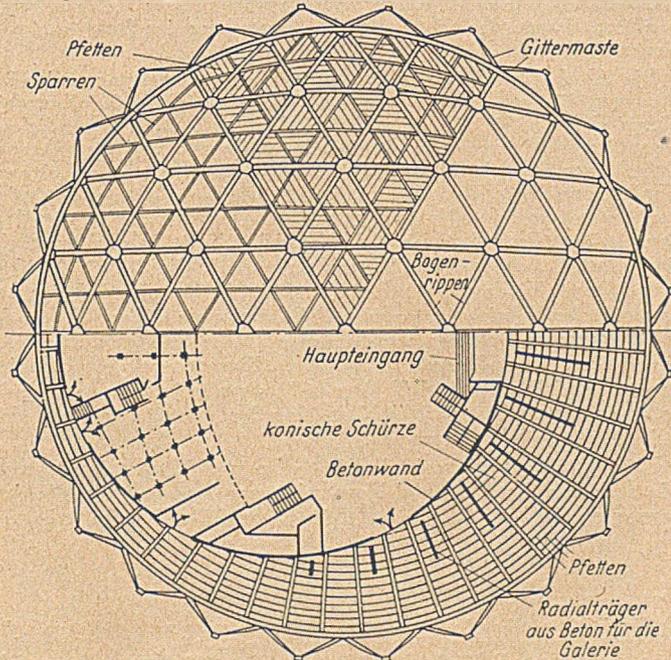


Bild 1. Grundriß „Dom der Entdeckungen“.

in Rom unter Kaiser Hadrian mit 44 m Kuppeldurchmesser gebaut wurde, der St. Peters-Dom in Rom 42 m Innendurchmesser und die Jahrhunderthalle in Breslau 65 m aufweist, hat das neue Gebäude einen Durchmesser von 111 m und bedeckt eine Fläche von fast 10 000 m² (Bild 1 u. 2)¹⁾. Das freitragende und im Mittelpunkt 27,5 m

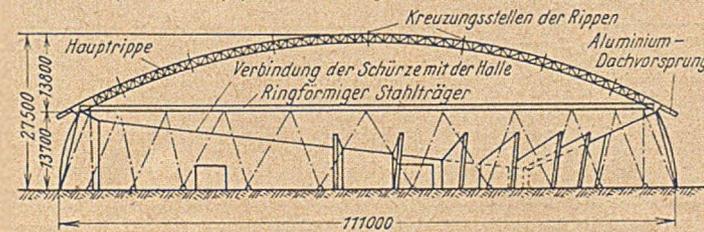


Bild 2. Aufriß.

hohe Dach hat 109 m Spannweite. Für den neuen Londoner Kuppelbau werden 232 t Leichtmetall erforderlich. Der Rundbau besteht

* Auszug aus Techn. Rundschau 43 (1951), Heft 2, IV. Blatt.
¹⁾ Die größten Stahlkuppeln waren: Die Ausstellungshalle in Lyon mit 110 m und die „Rotunde“ in Wien mit 105 m Durchmesser. Stahlbau 2 (1929), S. 117.
Die Schriftleitung.

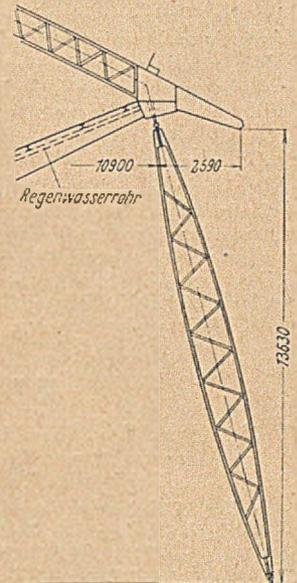


Bild 3. Einzelheit: Stülmaste und Kuppelrand.

Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn vom 22. 9. 1950 — 48.481 Ihu 8.

Fahrbahnabdeckung stählerner Eisenbahnbrücken.

Auf einer großen Eisenbahnbrücke an einer Hauptstrecke in der französisch besetzten Zone wurde kürzlich ein erheblicher Teil des hölzernen Bohlenbelages durch Feuer völlig zerstört. Die Brückenbalken sind dabei zum großen Teil so stark angebrannt, daß beide Hauptgleise vorübergehend gesperrt werden mußten. Ursache des Großfeuers war vermutlich Funkenflug bei großer Hitze und bei starkem Wind. Auf dieser Brücke waren auch die Kabelkanäle aus Holz hergestellt, und der Brand ist an den Kabelkanälen entstanden.

Nach § 39 der Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE) waren schon bisher bei stählernen Eisenbahnbrücken ohne durchgehende Bettung Holzbeläge bei Dampftrieb im allgemeinen nicht zu verwenden; mindestens aber mußte der Raum zwischen den Schienen mit Waffelblechen abgedeckt werden.

In Erweiterung dieser Vorschrift ersuchen wir, in Zukunft bei Dampftrieb auch außerhalb der Schienen und auf den Fußwegen keine Holzbeläge mehr anzuordnen, sondern Waffelbleche, Platten aus vorgespanntem Beton oder Gitterroste zu verwenden. Auf die Vorteile der einfacheren Befestigung und leichteren Abnahme von Holzbelägen muß zugunsten der Feuersicherheit verzichtet werden. Ebenso sind Kabelkanäle und ihre Abdeckungen in keinem Fall mehr aus Holz herzustellen. Wir verweisen auf das „Merkblatt für die Anordnung von Kabelkanälen auf Brücken“ (Rundschreiben des EZA München vom 16. 2. 1950 — 11/1203/1h —).

Die Verwendung von Holz für die Abdeckung von stählernen Brücken muß künftig auf wenige Ausnahmefälle beschränkt bleiben, wie z. B. bei der Abdeckung der Flächen zwischen den Pfosten und Streben von Fachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn, falls hier das Einpassen von Blechen, Betondielen oder Gitterrosten zu schwierig und unwirtschaftlich wäre.

Wir ersuchen, im Rahmen der verfügbaren Mittel baldmöglichst auch die vorhandenen Holz-Bohlenbeläge auf stählernen Eisenbahnbrücken durch stählerne oder massive Abdeckungen zu ersetzen.

Stahlbautagung.

Der Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband teilt mit, daß die für das Jahr 1950 in Karlsruhe als Tagungsort in Aussicht genommene Stahlbau-Tagung mit der des Jahres 1951 vereinigt werden wird. Tagungsort bleibt Karlsruhe, Zeit: 10. und 11. Mai 1951.

Die Geschäftsstelle des Fachverbandes Stahlbau ist Anfang Dezember 1950 nach Köln a. Rh., Ebertplatz 1, Fernsprecher: 7 76 42 und 7 58 68, verlegt worden.

Bücherschau

Geiling, E. u. Kollbrunner, C. F.: **Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen**. I. Teil. (Mitteilungen der T. K. V. S. B. — Nr. 3). Zürich 1950, Verlag Leemann. Geh. 7,70 DM.

In dem 72 Seiten umfassenden Buch mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen haben die Verfasser im Auftrage der Feuerschutzkommission der T. K. V. S. B. (Technische Kommission des Verbandes Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen) und im Hinblick auf die bevorstehende Revision der schweizerischen Feuerpolizei-Vorschriften einen sachlich begründeten Beitrag zur Diskussion über das Verhalten der Stahlkonstruktionen während eines Schadenfeuers gegeben.

Es wurde bewußt auf jede Polemik gegenüber anderen Bauweisen, deren Vor- und Nachteile den Verfassern nicht unbekannt sind, verzichtet.

Das Buch ist für den deutschen Baufachmann, Stahlbauer und Architekten wertvoll und anregend, einmal durch die gründliche Behandlung aller mit einem Schadenfeuer bei Stahlbauten im Zusammenhang stehenden Auswirkungen, zum andern, weil es einen interessanten Überblick über Vorschriften, Richtlinien und Erkenntnisse fast aller Kulturstaaten über einen wirksamen Feuerschutz von Stahlkonstruktionen vermittelt.

Beachtlich ist auch das umfangreiche Literaturverzeichnis. In einem zweiten Teil sollen die Materialien für Stahlverkleidungen auf Grund von Ofenversuchen behandelt werden.

Hammacher.

Kirchhoff, Rudolf: **Die Statik der Bauwerke**, I. Bd., 4. Aufl. VIII, 386 S. mit 494 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 21,— DM, geb. 24,— DM.

Die ungeänderte Neuauflage dieses in der Fachwelt seit Jahrzehnten geschätzten Buches wird erfolgreich an die Stelle der frühe-

ren Auflagen treten, da es, mit Ausnahme weniger Seiten, praktisch nie veraltet sein wird.

Der erste Band bringt die Grundlagen der Berechnung statisch bestimmter Bauwerke. Er ist besonders zur Einführung in die Berechnungsweisen solcher Bauwerke geeignet.

Ein breiter Raum ist der Ermittlung der Stabkräfte, Momente und Querkkräfte und der Theorie der entsprechenden Einflußlinien mit verschiedenen Methoden gewidmet. Neben einfachsten Systemen, werden solche besonderer Art, einschließlich Raumbauwerken, behandelt. Die kinematische Theorie des ebenen Fachwerkes, das Ersatzstabverfahren u. a. m. werden auch von erfahrenen Ingenieuren von Zeit zu Zeit gerne nachgelesen werden.

Die Ermittlung von Spannungen in beliebigen Querschnitten für verschiedene Belastungen, wie z. B. gerade und schiefe Biegung, die Ermittlung der Hauptträgheitsmomente, der Hauptträgheitsachsen, des Kernes usw. findet man ebenfalls ausführlich behandelt. Was das Buch wertvoll macht, ist neben der klaren Schreibweise die vielseitige Anwendung auf die verschiedensten Bauwerkssysteme, ohne eine große Linie dabei zu verlassen. Prof. Dr.-Ing. Sattler.

Abhandlungen aus dem Stahlbau. Herausgegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband. Heft 7: **Gegenwartsaufgaben für Betrieb und Montage des Stahlbaues**. 12 Vorträge, gehalten auf der Arbeitstagung der Betriebs- und Montage-Ingenieure in Iserlohn 1949. 204 S. mit zahlreichen Textabb. Bremen-Horn 1950, Industrie- u. Handelsverlag Walter Dorn GmbH. Halbleinen 8,— DM.

In dieser Neuerscheinung nehmen in 12 Vorträgen erfahrene Männer aus Betrieb, Montage und Materialprüfung zu den brennendsten Fragen der wirtschaftlichen Erstellung der Stahlkonstruktionen Stellung.

Die Abschnitte „Rationalisierung, Arbeitsvorbereitung und Förderwesen“ zeigen die außerordentliche Wichtigkeit der Kenntnis dieser Gebiete für die Wirtschaftlichkeit und die Notwendigkeit einer engen Zusammenarbeit zwischen Planung und Ausführung. Den Fragen des „Anstriches“ und der „Entrostung“ ist ein eigenes Kapitel gewidmet. Die Abhandlung „Neuzeitliche Montagen“ zeigt den hohen Stand der Montage von Stahlkonstruktionen mit modernen Geräten. Besondere Kapitel behandeln „Neue Schweißkonstruktionen“ und „Automatische Schweißverfahren“. Die „Übersicht über schweißbare Stähle und zerstörungsfreie Prüfverfahren“ in der Schweißtechnik bringt interessante Erkenntnisse über die zweckmäßige Verwendung der verschiedenen Stähle und Prüfverfahren. Allgemeine Abhandlungen über den „Einsatz von Körperbehinderten, Unfallschutz und Nachwuchs“ vervollständigen das Buch. Interessant ist auch ein Überblick über den derzeitigen Stand der Leichtbautechnik im Bauwesen.

Dieses Buch wird sowohl den Betriebs- und Montageingenieuren wie auch den Statikern und Konstrukteuren manche wertvolle Anregung geben. Prof. Dr.-Ing. Sattler.

Eingegangene Bücher

Federhofer, Karl: **Prüfungs- und Übungsaufgaben aus der Mechanik des Punktes und des starren Körpers**. In drei Teilen. I. Teil: Statik. 165 Aufgaben nebst Lösungen. V, 130 S. mit 243 Textabb. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 9,60 DM.

Federhofer, Karl: **Dynamik des Bogenträgers und Kreisringes**. VII, 179 S. mit 35 Textabb. und 26 Zahlentafeln. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 23,— DM.

Hundert Jahre Eisenbahndirektion Wuppertal. Beginn und Entwicklung Staatlicher Eisenbahnverwaltung in Nordwestdeutschland. 172 S. mit zahlreichen Abb. u. 2 Karten im Anhang. Wuppertal-Elberfeld 1950. Herausgegeben von der Eisenbahndirektion Wuppertal.

INHALT: Der Entwurf einer Brücke von Italien nach Sizilien mit der größten Spannweite der Welt. — Die Instandsetzung des Stahltragwerkes der Maxbrücke in Schweinfurt. — Einige Bemerkungen zur praktischen Anwendung des Cross'schen Verfahrens insbesondere bei Berücksichtigung von Knotenverschiebungen. — Brückenbesichtigungswagen aus Leichtmetall für jede Brückenkonstruktionsart. — **Verschiedenes:** Ausstellungshalle mit Leichtmetallkuppel in England. — Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn vom 22. 9. 1950 — 48.481 Ihu 8. — Stahlbautagung. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher.

„Der Stahlbau“. Lizenz Nr. 322. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Kurt Klüppel, (16) Darmstadt, Richard-Wagner-Weg 83. Monatlich ein Heft. Bezugspreis halbjährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 15,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Postcheckkonten: Berlin-West 16 88; Frankfurt/Main 493 38. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderhalbjahres. *Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:* E P P A C, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Sofort lieferbar:

EHLERS/WINKEL Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flußdeiche

Dritte ergänzte Auflage

DIN A 5. VIII. 72 Seiten mit 54 Textabbildungen. 1950.
Steif geheftet DM 5,—

Aus dem Inhalt:

Entstehung und Lage der Flußdeiche — Querprofil der Deiche — Die Deich-
erde — Querschnittsform — Herstellung der Deiche — Schüttung des Deich-
körpers — Deichkronen-Höhe — Setzen, Sacken oder Schwinden des Deiches —
Berasung — Deichverlängerung und Deichverstärkung — Unterhaltung der
Deiche — Nebendeiche (Sommerdeiche) — Deichrampen — Deichscharten —
Deichschleusen — Entwässerungsgräben — Künstliche Entwässerung —
Deichverwaltung — Deichverteidigung — Schließung der Deichbrücke —
Anhang: Gesetzliche Bestimmungen.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.

Nutzleistungen; Stromversorgung; Zubringerleitungen; Strecken-
ausrüstung; Haupt- und Zwischenschaltstellen; Signal- und Fern-
meldeanlagen; Ausführung der Arbeiten; El-Lokomotiven.

VIII o. Oberbau. 21 / Sonderheft „Oberbau“. EISENBAHN-
BAU 3 (1950), H. 5/6, S. 97—143. — Das Doppelheft umfaßt fol-
gende Arbeiten: Das Oberbauwesen bei der Deutschen Reichsbahn
zwischen den beiden Weltkriegen (Feil), das Oberbaulager
(Flöter), die Mechanisierung der Oberbauarbeiten (Kuhn), Holz-
schweller (Nowak), Schotter (Breyer), Oberbauschweißung (Wendt),
ferner Gleiswerker (Keßler), Oberbau-Lehrbauzüge, Vorteile des
durchgehend geschweißten Gleises (Schramm), Gleismessungen (Rose-
meyer), Spannbetonschwellen (Saller), Schrifttum.

IX c. Stahlskelettbau. 3 / Grimmeck, B.: Das George C. Marshall-
Haus in Berlin. STAHLBAU 19 (1950), H. 4, S. 32, 1 Abb., 1 Taf. —
Konstruktion und Bauausführung des Amerika-Hauses auf dem
Berliner Ausstellungsgelände mit Kinoanbau nach der Westseite und
ERP-Anbau von 50 m Länge an der Ostseite, abschließend mit einem
Rundbau von 18 m ϕ mit Fahnenurm. 8 m hohe Glaswände zwischen
Stahlkonstruktion.

IX h. Schweißkonstruktionen, Versuche mit Schweißungen. 4 /
Braithwaite, R. G. u. D. J. Davies: Welded highway
bridges. (Geschweißte Autobahn-Brücken.) J. INSTN. CIV.
ENGRS. 22 (1949/50), H. 6, S. 109—173, 39 Abb., 12 Taf. — S.
VII c. Stahlbrücken. 38.

IX v. Verbundkonstruktionen. 3 / Cornelius, W.: Entwick-
lungsmöglichkeiten des Stahlbaues durch die Verbundbauweise.
ZVDI 92 (1950), H. 24, S. 667—670, 16 Abb. — Konstruktive
Durchbildung der Verbindung von Betondruckplatte und Stahl-
träger durch eine Anzahl hakenförmig aufgebogener, am Stahlträger
angeschweißter Rundeisen oder durch zickzackförmig durchgehende
Rundeisen sowie kräftige Abschlußwinkel an der Stirnseite der
Betontafel. Berechnungsweise des Spannungszustandes nach dem
Ausrüsten. Als Mittel zur Verringerung der Zugkräfte an der Fahr-
bahntafel wird die Ueberlagerung von Drucklagerungen angegeben,
durch die die Zugspannungen in verschiedener Hinsicht ausge-
glichen werden. Abschließend Hinweis auf die Versuchsergebnisse
nach Angaben von Meyer-Leibnitz, Stuttgart.

IX v. Verbundkonstruktionen. 4 / Steinhardt, O.: Zur Be-
rechnung der Verbund-Fachwerkträger. BAUTECHN. 28 (1951),
H. 1, S. 9—12, 9 Abb. — Berechnung klassischer Verbund-Fachwerk-
träger mit zentrischem Plattenanschluß und weiterer Systeme für
Verbund-Fachwerkträger mit exzentrisch aufgelegter Platte. Ab-
schließend Hinweise auf die praktische Baudurchführung.

X a. Asphaltstraßen, Teer- u. Bitumenstraßen. 7 / di Renzo,
A.: Programmi di lavoro e attrezzature industriali a Milano. Gli
impianti per conglomerati bituminosi. (Bauprogramm und maschi-
nelle Ausrüstung in Mailand. Anlagen für die Asphaltmischungen.)
STRADE 30 (1950), H. 1, S. 16—22 u. H. 2, S. 44—54, 12 Abb. —
Anlieferung der Zuschlagstoffe in 3 bis 4 Korngrößen, ihre Trock-
nung in Trommeln mit Oelfeuerung, Aussieben, automatische Ab-
messung und Aufgabe an den Mischer, der 35 bis 40 Mischungen/h
leistet.

Xr. Rutschungen. 6 / Weiß, E.: Erdbeben in Westschweden.
BAUTECHN. 28 (1951), H. 1, S. 20—21, 1 Abb. — Kurzer Bericht
über Rutschungen in der Nähe des Bahnhofs Surte-Södra, die den
Göta-Fluß auf 400 m verdämmten, und die anschließenden umfang-
reichen geologischen und geotechnischen Untersuchungen des Staat-
lichen Geotechnischen Instituts in Stockholm.

XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 14 /
Keil, K.: Die ingenieurgeologische Baugrunduntersuchung im
Straßenbau. STRASS. U. TIEFB. 4 (1950), H. 7, S. 190—192. —
Methodik der Baugrunduntersuchung für den Straßenbau: Aus-
gangspunkt bildet die stoffliche Grundlage, Bewertung für die Tras-
sierung und insbesondere für die bauliche Ausführung; Auf-
gliederung des Baugrundes nach verschiedenen Baugrundtypen; ab-
schließend Grundelemente eines ingenieurgeologischen Gutachtens,
Kontrollmaßnahmen und Ausschreibungsunterlagen.

XI v. Versteinerungs-, Verdichtungs- und Gefrierverfahren usw.
11 / Simonds, A. W., F. H. Lippold, R. E. Keim: Treat-
ment of foundations for large dams by grouting methods. (Fundam-
entbehandlung großer Dämme durch Verfestigungsmethoden.)
PROC. AMER. SOC. CIV. ENGRS. 76 (1950), H. 3, S. 1—20, 6 Abb.
— Entwicklung der Verfestigungsmethoden seit 1930 und ihre
Durchführung am Hoover Dam und 20 weiteren großen Stau-
bauwerken, Einpreßverfahren „Teppich“- oder „Vorhang“-Ver-
festigung, Entlastungs-Drainagelöcher, Einspritzungen, Mischer,
Rührtanks, Druckmeßinstrumente, Füllrohre. Als Materialien
werden verwendet: Zement, gegebenenfalls mit Beimischung, As-
phalt bei Wassereinbrüchen, selten chemische Stoffe an schwer
zugänglichen Stellen.

MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHTUNG**
NACH DEM RÖTTELDRUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE


JOHANN KELLER
GEGR. 1860
FRANKFURT A. M. RENCHEN-BD. HAMBURG

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Mitte März 1951 erscheint:

Schenck

DER RAMMPFAHL

Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis

Mit Anhang: **Rammpfahltabellen**

DIN A 5. VIII, 112 Seiten mit 80 Textabbildungen
und 15 Tabellen.

Gehftet DM 10.—

Ganzleinen DM 12,50

Diese Arbeit bringt eine Fülle neuer Ergebnisse, die durch praktische Versuche untermauert und für Praktiker und Theoretiker mit Fug und Recht als neu zu bezeichnen sind. Das Werk zeigt, wie bei Stahlrammpfählen neuerdings zahlreiche Fragen einwandfrei beantwortet werden können, die bisher völlig ungeklärt waren und meist falsch beurteilt wurden. Sein hoher wissenschaftlicher Wert steht außer Frage. Darüber hinaus bietet es praktische Handhaben zur Ermittlung der Tragfähigkeit von gerammten Einzelfählen und Pfahlgruppen.

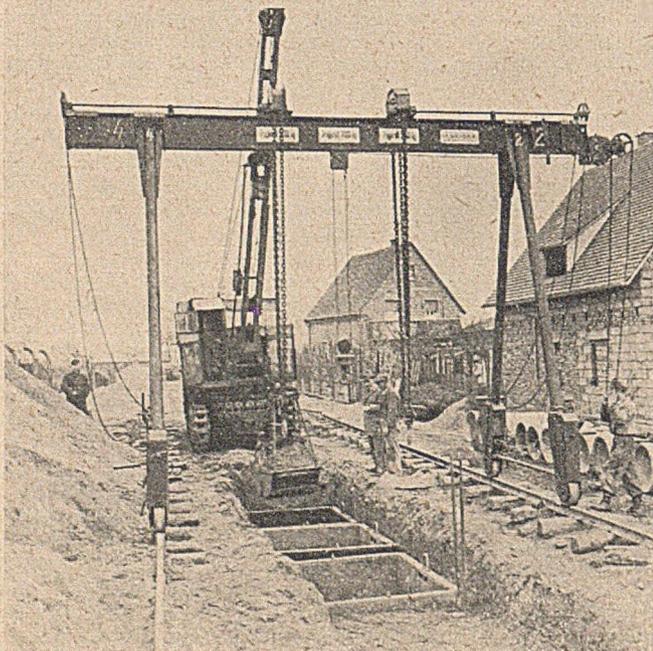
*Wer künftig Pfahlgründungen auszuführen hat,
wird ohne diese Neuerscheinung nicht auskommen.*

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

WIRTSCHAFTLICHER KANALBAU MIT DER SENKSCHALUNG

System Stengel-Klotz

Stählerne Dauerschalung ohne Sprießen. Maschinelles Baugrubenaushub. Vervielfachter Arbeitsfortschritt bei höchster Unfallsicherheit.



MASCHINENFABRIK
H. GEIGER KARLSRUHE

XVIII k. Kontinuierliche Tragwerke. 16 / Roik, K. H.: Zur Berechnung von Durchlaufträgern. STAHLBAU 20 (1951), H. 1, S. 10 bis 13, 10 Abb. — Es wird gezeigt, wie durch Stützenbewegungen die Summeneinflusslinie für das Biegemoment zur Berechnung von Durchlaufträgern so gesteuert werden kann, daß die Summe der Gurtquerschnitte ein Minimum wird. Genaue Ableitung und näherungsweise Berechnung. Zahlenbeispiel.

XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen, dynamische Wirkungen, Dauerbeanspruchung. 3 / Waliking, F.: Praktische Berechnung der Eigenfrequenzen von Hängebrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 6, S. 208—215 u. H. 7, S. 254—257, 8 Abb. — S. VII h. Hängebrücken. 14.

XVIII w. Winddruck. 6 / Woerber, W. A.: Der Berechnungswind in der Baustatik. Z. ÖST. ING. U. ARCHIT. VER. 95 (1950), H. 7/8, S. 53—59, 4 Abb. — Aerodynamische Grundlagen und meteorologische Aufgaben. Praktische Anwendungen der Auswertungsergebnisse mit Beispiel für die Bestimmung des Berechnungswindes für ein gegebenes Gebiet. Windänderung mit fortschreitender Höhe.

XIX g. Gewässerkunde, allgemeines, Gezeiten. 14 / Hermès, P.: Les projets d'aménagement de la baie du Mont Saint-Michel pour l'utilisation de l'énergie des marées. (Die Projekte der Ausrüstung der Bucht von St. Michel zur Nutzbarmachung der Gezeiten-Energie.) GÉNIE CIV. 127 (1950), H. 16, S. 311—313, 3 Abb., 2 Taf. — Nach Erörterung der Vorteile und Nachteile der Gezeitenenergie-Verwendung wird zunächst die Einrichtung des Cycle Bédidor-Decocour besprochen, nach dem bereits verschiedene Projekte durchgeführt wurden. Dann wird über die 3 Projekte für die Einrichtung und Ausrüstung der Anlage in der Bucht von St. Michel berichtet. Die Entwürfe sehen eine Deichlänge von 65 bzw. 42 bzw. 24 km vor. Ausbau der Deiche oder Stau-mauern, Wahl des Systems, Ausrüstung der Kraftanlage und Kosten.

XIX s. Stau-mauern. 34 / Knop, E.: Einfluß des Baugrundes auf die Verformung und Standsicherheit von Stau-mauern. WASSERWIRTSCHAFT 40 (1949/50), H. 6, S. 160—166, 5 Abb. — S. XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 11.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 51 / Hermès, P.: Les projets d'aménagement de la baie du Mont-Saint-Michel pour l'utilisation de l'énergie des marées. (Die Projekte der Ausrüstung der Bucht von Mont St. Michel zur Nutzbarmachung der Gezeiten-Energie.) GÉNIE CIV. 217 (1950), H. 16, S. 311—313, 3 Abb., 2 Taf. — S. XIX g. Gewässerkunde, allgemeines, Gezeiten. 14.

XIX w. Wasserkraft-Teilbauwerke. 6 / Firscher, E.: Die Ausbaugröße von Wasserkraftspeicherwerken. ÖST. BAUWIRTSCHAFT 5 (1950), H. 4, S. 64—68, 7 Taf. — Besprochen werden die Bestimmung der Ausbaugröße durch die wertbare Leistung, als Staukraftwerke ausgebildete Fernspeicher, Klein- und Groß-Speicherwerke mit ihren Ausbaugrößen. Graphische Darstellung der Ausbaugrade verschiedener Werke.

XIX w. Wasserwirtschaft. 3 / Hill, R. A., M. Elliot, E. B. Debler, W. W. Bowden, A. L. Cochran, R. J. Pafford, W. R. Nelson u. a.: Multiple-purpose reservoirs. (Mehrzweck-Wasserbecken.) PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 75 (1949), H. 3, Part. 1, S. 288—390. — Die Gemeinschaftsarbeit umfaßt 13 Abhandlungen über Entwürfe und Verwendung von Wasserbecken, insbesondere solcher Reservoirs, die gleichzeitig verschiedenen Zwecken dienen müssen: Flußkontrolle, Schifffahrt, Bewässerung, Wasserwirtschaft und Energiewirtschaft, der Koordinierung der Elektroindustrie durch Wasserkraftanlagen und Talsperren. Einfluß der Enneki-Kommission auf Entwurf und Ausführung der Wasserbecken und ihre Beziehungen zum Fischfang, zu Erholungsanlagen und dem hydrometeorologischen Dienst.

XX a. Wirtschaftsfragen, allgemeines. 14 / Dele Roi, R.: Die Entwicklung der Bautätigkeit im Jahre 1950. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 26, S. 2—4. — Im Vergleich zur Bautätigkeit des Jahres 1949 wird die Bautätigkeit des Jahres 1950 auf ein Volumen von 6,5 Milliarden geschätzt, von denen 33% auf die Bautätigkeit von Industrie und Gewerbe, 31% auf öffentliche und Verkehrsbauten und 29% auf den Wohnungsbau entfallen, während die restlichen Prozentziffern Trümmerbeseitigung und landwirtschaftliche Bauten betreffen.

XX c. Rechtsfragen, Baurecht. 15 / Beule, J.: Rechtsfragen aus der täglichen Praxis des Baubetriebes. BAUWIRTSCHAFT (Berl. Ausgabe) 4 (1950), H. 15, S. 241—243. — In der Artikelserie „Reihe der Rechtsfragen“ behandelt der erste Aufsatz den Abschluß von Bauverträgen (H. 11, S. 174), der zweite die Bedeutung der Kostenanschläge (H. 12, S. 190), der dritte den Schadensersatz des Unternehmers bei Betriebsunfällen (H. 14, S. 229). Die vorliegende Arbeit behandelt die Bauabnahme und ihre rechtliche Bedeutung.

4. Der Grad der Beimengung, besonders von feinen Korngrößen, wird sehr verschieden, aber selten richtig geschätzt.
5. Überwiegend werden die nichtbindigen Böden als gröber angesprochen, als sie sind.
6. Eine zahlenmäßige Unterscheidung der Stärke der Beimengung (als stark, mittel oder schwach), wie sie von verschiedenen Seiten vorgeschlagen ist, läßt sich ohne mechanische Analyse nur sehr ungenau durchführen.
7. Die einzelnen Teilnehmer an dem Versuch lassen außer in der Neigung zu einer Überbewertung der gröberen Körner kein ein-

- heitliches Verhalten in der Beurteilung der Proben erkennen, wie es etwa in der Vorbildung oder im Beruf begründet wäre.
 8. Der Versuch wurde mit in der Bestimmung von Bohrproben sehr erfahrenen Geologen und Ingenieuren durchgeführt — mit weniger erfahrenen Versuchspersonen wären die Ergebnisse noch viel ungünstiger ausgefallen.
- Die Versuchsergebnisse bilden eine wichtige Unterlage für die weitere Arbeit des Baugrundausschusses. Es ist erwünscht, daß auch von anderer Seite und in einem anders zusammengesetzten Kreise, besonders mit Bohrmeistern, der Versuch wiederholt wird. Für Mitteilung der dabei gewonnenen Erfahrungen sind wir dankbar.

Osterleden-Stockholm

Brückenbauliche Studien zum internationalen Wettbewerb 1949 und zur Ausstellung 1950.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Friedrich-Wilhelm Walting, Düsseldorf.

(Schluß aus Heft 2.)

10. Bogenbrücken: Stählerne Vollwandbögen.

Offenbar sind viele Architekten der Ansicht gewesen, daß sich eine Bogenbrücke besser in das Landschaftsbild einfügt als eine Hängebrücke. Das geht schon aus der Tatsache hervor, daß etwa ein Sechstel aller vorgeschlagenen Brücken stählerne Bogenbrücken sind, in der Mehrzahl vollwandige Bögen.

Unter den angekauften Vorschlägen und unter den Abbildungen im Jury-Bericht findet sich, wie bereits erwähnt, nur eine einzige dieser Bogenbrücken: Der im „1. Ankauf“ (J. Gollnow u. Sohn) alternativ mit einer Hängebrücke angebotene eingespannte Bogen nach Abb. 26 mit einer Spannweite von 525 m. Die beiden Bogen-

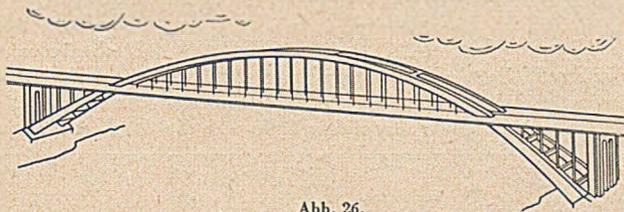


Abb. 26.

rippen wurden oberhalb der Fahrbahn parallel geführt in einem verhältnismäßig geringen Abstand, nämlich rechts und links der zweigleisigen Straßenbahn. Vier kurze, aber kräftige Querriegel waren die einzige Verbindung dieser Bogen oberhalb der Fahrbahn. Unterhalb der Fahrbahn waren die beiden Bögen weit gespreizt, um dem Bauwerk die nötige Standsicherheit zu geben. — Die Kraftwagenspuren und die Fußwege lagen außerhalb der Bogenstützen, ebenso die Radwege — diese jedoch in einem teilweisen zweiten Geschoß unter den Fußwegen. Die Bögen waren doppelwandig, im Scheitel von etwa 5,00 m und im Kämpfer von etwa 10,00 m Höhe. Die statische Berechnung schloß auch eine Untersuchung nach der „Theorie II. Ordnung“ ein.

Bei der Formgebung dieses Bogens erwies sich das Gesamtbild als außerordentlich empfindlich gegenüber Veränderungen der Spannweite und der Pfeilhöhe bei vorgeschriebener Höhenlage der Fahrbahn. — Aus diesem Grunde zeigten andere, im Prinzip ähnlich geformte Bögen (wie sie noch mehrfach angeboten waren), rein architektonisch ein wesentlich anderes Bild. Schon äußerlich ergab sich dadurch ein Nachteil, daß oft die gesamte Fahrbahn zwischen den Bogenrippen lag und diese durch eine ziemlich große Anzahl von Querriegeln oder durch einen engmaschigen K-Verband verbunden waren.

Auch andere Fälle ließen erkennen, wie wesentlich das architektonische Bild von geringen Änderungen der Hauptabmessungen abhängt, ein Umstand, der in den hier gegebenen Abbildungen wegen ihres Handkizzen-Charakters nicht ganz zur Geltung kommen kann. Abb. 27 und 28 geben Ausführungen als vollwandige Zweigelenbögen wieder, in zwei Fällen war ein solcher nach Abb. 28 mit einem

auffallenden Fachwerk-Fahrbahnträger kombiniert. — Der in Abb. 29 skizzierte Bogen hatte offenbare konstruktive Mängel (interessanter sei erwähnt, daß bei diesem Entwurf die beiden tragenden Bögen, deren Querschnitt aus Formstählen rechtwinklig zusammengesetzt war, jeweils innerhalb großer, mit Öl gefüllter ovaler Leichtmetallrohre liegen sollten.)

Eigenartig war auch der in Abb. 30 dargestellte Vorschlag: ein bogenförmig gekrümmtes Kreisrohr (Durchmesserangabe 10 m, Blechstärkenangabe 16 bis 45 mm) verzweigte sich in einem Punkte kurz oberhalb der Fahrbahn in zwei gespreizte „Beine“, die ebenfalls Kreisrohrquerschnitt hatten. Dieser Entwurf schien übrigens statisch und konstruktiv weitgehend durchgearbeitet zu sein. Der „Versteifungsträger“ und die durchlaufenden Seitenspannen waren in Fachwerkausführung vorgesehen.

Um die vorstehend erwähnten Schwierigkeiten architektonischer Art zu überwinden, ist in zwei Fällen ein besonders hoher Bogen vorgeschlagen worden, der in Abb. 31 dargestellte war nach einer „biquadratischen Parabel“ geformt. Aus dem Urteil des Preisgerichtes geht ein gewisses Lob der kühnen Konstruktion und des angestrebten ästhetischen Eindruckes hervor, wenn auch an eine Ausführung wegen der hohen Kosten nicht zu denken ist.

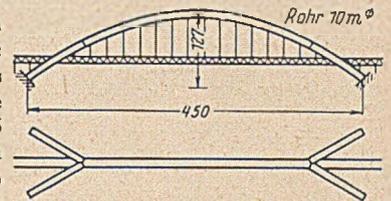


Abb. 30.

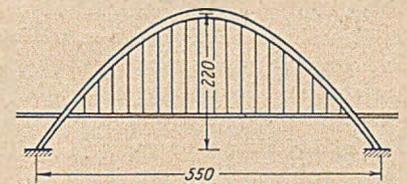


Abb. 31.

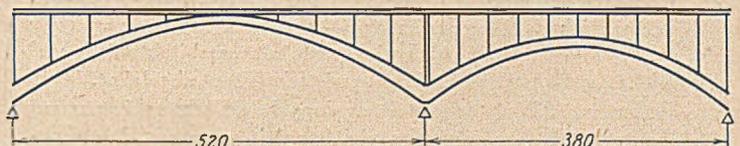


Abb. 32.

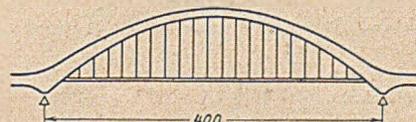


Abb. 33.

In Abb. 32 und 33 sind zwei weitere vollwandige Stahlbögen dargestellt. Bei dem Doppelbogen mit aufgeständerter Fahrbahn hat sich das Preisgericht auf die Feststellung beschränkt,

daß er „unwirtschaftlich zu sein scheint“. Der Bogen mit Kragarmen war stahlbautechnisch offenbar gut durchgearbeitet; der Entwurf fand jedoch Ablehnung, da sein Verkehrsnetz- und Städtebau-Teil unzureichend war.

Schließlich seien noch zwei weitgespannte Stahlbögen (Langersche Träger) erwähnt. Der in Abb. 34 dargestellte Entwurf zeigte einen sehr leichten Bogen über einem auffallend hohen Parallelfach-

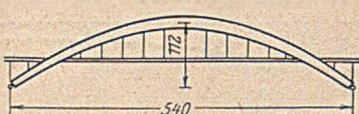


Abb. 27.

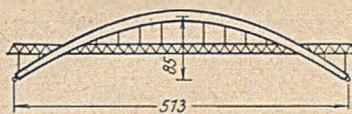


Abb. 28.

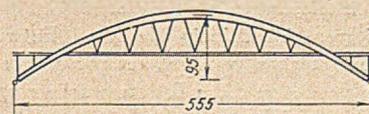


Abb. 29.

werk. Bei dem anderen (hier nicht wiedergegebenen) betrug die Spannweite des Stahlbogens 450 m. — Kleinere Stabbogenkonstruktionen sind in Ziff. 13 unter den Fachwerkbrücken erwähnt.

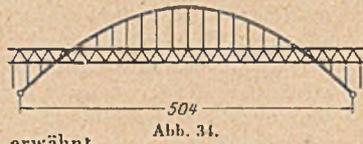


Abb. 34.

11. Bogenbrücken: Stählerne Fachwerkbögen.

Die Ausbildung des riesigen Bogens über den Saltsjö als Fachwerkkonstruktion lieferte einige Entwürfe, die Beachtung verdienen. — Der in Abb. 35 skizzierte eingespannte Fachwerkbogen von 650 m Spannweite war fachgerecht ausgearbeitet, eine Tatsache, die von der Jury hervorgehoben wird, wenn sie den Anblick auch als störend im Landschaftsbild bezeichnet. — Im Prinzip ähnliche Bogenbrücken (mit 520 m bzw. 500 m Spannweite) wurden noch in zwei weiteren Fällen angeboten, einer davon hatte das Fahrbahn-Tragwerk in Form eines zweiten, geradlinigen Parallelfachwerkes ausgebildet.

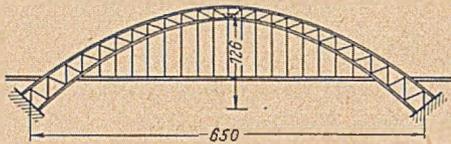


Abb. 35.

Ferner seien zwei Entwürfe von Fachwerk-Zweigelenkbögen erwähnt. Der in Abb. 36 wiedergegebene Entwurf war mangelhaft ausgearbeitet, der Sichelbogen (Abb. 37) wurde vom Preisgericht als

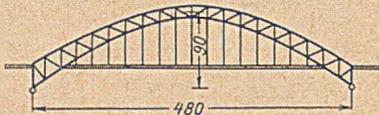


Abb. 36.



Abb. 37.

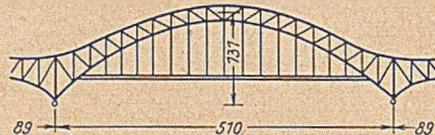


Abb. 38.

„unwirtschaftlich“ und „nicht in die Umgebung passend“ abgelehnt.

Das Urteil der Unwirtschaftlichkeit wurde auch für einen Fachwerk-Dreigelenkbogen mit Kragarmen ausgesprochen, wie er in Abb. 38 skizziert ist.

12. Bogenbrücken in Stahlbeton.

Von den Versuchen, den Saltsjö mit einem weitgespannten Stahlbetonbogen zu überspannen, scheint der in Abb. 39 dargestellte am besten geglückt zu sein.

Aus dem Bericht der Jury geht hervor, daß man diesen Entwurf einer genauen statischen Nachprüfung unterzogen hat; das Ergebnis waren gewisse Beanstandungen wegen nicht ausreichender Querschnittsabmessungen und ungenügender Seitensteifigkeit. — Eine ähnliche Brücke mit 600 m Spannweite und 125 m Scheitelhöhe erhielt das kurze Urteil „die Konstruktion ist ungeeignet“.

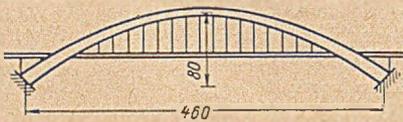


Abb. 39.

Eine dritte von 400 m Spannweite bot in der Ansicht dasselbe Bild, war jedoch als Dreigelenkbogen — und zwar aus drei parallelen Bogenrippen — gedacht. Auch sie wurde als „architektonisch und konstruktiv unbefriedigend, dazu unwirtschaftlich“ abgelehnt.

Auf den in Abb. 40 dargestellten doppelten Fachwerkbogen aus Stahlbeton hatte der Entwerfer viel Sorgfalt verwandt. Die Gurt-

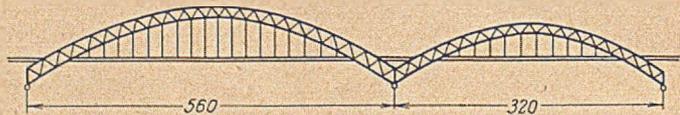


Abb. 40.

stübe dieses Fachwerkes hatten Kreisquerschnitt und waren in der Art umschnürter Säulen bewehrt. Das Preisgericht bezeichnete den Vorschlag als „für das Stadtbild wenig glücklich“, ohne sich über die Konstruktion selbst zu äußern.

Bei einigen weiteren Stahlbeton-Entwürfen waren durchlaufende Bogenreihen vorgesehen, z. B. eine Reihe von sechs Bögen mit aufgeständerter Fahrbahn und Einzelspannweiten von etwa je 130 m (Abb. 41). — Bei einem weiteren, im Prinzip ähnlichen Entwurf waren die einzelnen Spannen stärker variiert, es befand sich eine Hauptöffnung von 392 m darunter; diese Brücke wurde wegen ihrer guten Planung von der Jury gelobt.

13. Balken- und Durchlaufträger.

Unter den eingereichten bzw. ausgestellten Brückenentwürfen waren etwa 20 Balken-, Durchlauf- und Rahmenträger, teils vollwandig, teils in Fachwerkkonstruktion. Nur wenige davon waren technisch wirklich interessant, in der Mehrzahl wurden sie vom Preisgericht auch als „unzweckmäßig“, „unbefriedigend“ oder „störend für das Landschaftsbild“ bezeichnet, auch die Behinderung der Schifffahrt durch viele Zwischenpfeiler wurde beanstandet. Auf die technischen Schwierigkeiten der Gründung solcher Zwischenpfeiler bei großer Wassertiefe — ein Problem, das auch schon in Fällen wie Abb. 41 nicht leicht zu lösen ist — wird nicht weiter eingegangen.

Für den Grundgedanken der vorliegenden brückenbaulichen Studie ist es jedoch von großem Wert, daß Entwürfe dieser Art vorgelegt worden sind. Es gab nämlich nur einen einzigen unter diesen Entwürfen, der von der Jury als „unwirtschaftlich“ bezeichnet wurde, abgesehen von einem weiteren, sowieso absonderlichen Vorschlag. Bei den Hänge- und Bogenbrücken ist dagegen das Prädikat unwirtschaftlich“ ziemlich häufig ausgesprochen worden.

Dieser Umstand kennzeichnet die in Ziff. 5 erwähnte Tatsache des scharfen Konkurrenzkampfes zwischen den einzelnen Brückensystemen; er läßt erkennen, daß ein Durchlaufträger auch seine Vorteile hat, Vorteile, denen bei anderen Systemen vor allem die schönheitlichen Eigenschaften gegenüberstehen.

In Abb. 42 ist eine Deckbrücke mit vier stählernen Hauptträgern in Verbundwirkung mit der Stahlbeton-Fahrbahnplatte dargestellt. — Ähnliche Systeme von durchlaufenden Blechträgern auf

sehr hohen Pfeilern oder Pendelrahmen traten noch mehrfach in Erscheinung, wobei die Stützweiten sich von denen der Abb. 42 nicht wesentlich unterschieden. In einem Falle war die Stegblechhöhe mit

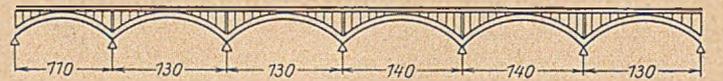


Abb. 41.

8,70 m angegeben, in einem anderen war ein Gerberträger mit Hohlkastenquerschnitt gewählt. Bei dem vorstehend als „absonderlich“ bezeichneten Entwurf war ebenfalls ein Gerberträger vorgesehen, die beiden an die Hauptschiffahrts-Öffnung anschließenden Pfeiler sollten jedoch nicht auf Fundamente, sondern auf schwimmende Pontons gestellt werden. — Bei dem anderen im voraus er-

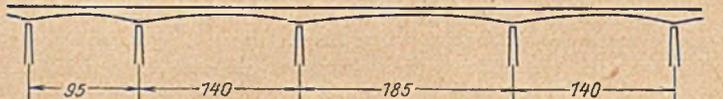


Abb. 42.

wähnten „unwirtschaftlichen“ Entwurf handelte es sich um einen Blechträger (3 vollwandige Hauptträger, bis zu 11 m hoch), der u. a. auch über zwei Spannen von 375 m und 240 m hinweggeführt werden sollte.

Ein Gemischt-System aus vollwandigen und Fachwerk-Teilen lag beim „3. Ankauf“ (dessen Brückenkonstruktion ja von der Jury

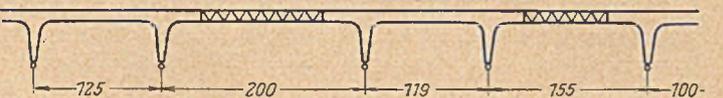


Abb. 43.

abgelehnt wurde) vor: in mehrfachem Wechsel Rahmenträger mit Kragarmen und eingehängte Fachwerkträger (Abb. 43). — In Abb. 44 ist eine sehr weitgespannte Konstruktion skizziert, die im Bereich der Mittelstütze Fachwerkgliederung hatte und im übrigen vollwandig war. — In mehreren Fällen hatte ein durchlaufendes Parallel-



Abb. 44.

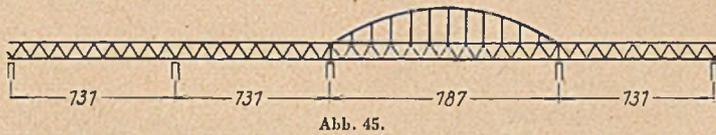
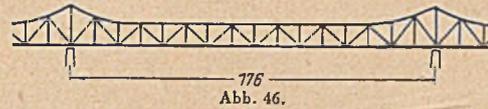


Abb. 45.
fachwerk über der Hauptöffnung einen Stabbogen (Abb. 45), z. B. mit 187 m, ein andermal mit 270 m Spannweite.

Ein Durchlaufträger mit 6 Spannen zwischen 120 m und 200 m, dessen Obergurt die in Abb. 46 dargestellte Linie hatte, fand beim Preisgericht wenig Beifall, natürlich waren auch bei Spannweiten von ähnlicher Größe



Fachwerkdurchlaufträger mit völlig parallelen Gurtungen angeboten. Die größte durch einen Fachwerkträger überbrückte Spannweite betrug 580 m; in einem anderen Falle — bei 435 m Spannweite — war die Fahrbahn nach Abb. 47 fünfgeschossig.

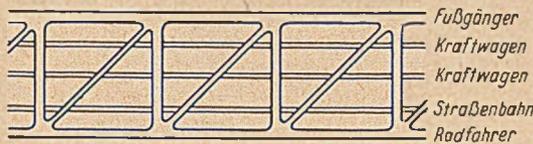


Abb. 47.

Schließlich war noch der Entwurf einer stählernen Fachwerkbrücke zu sehen, die neben einer Hauptöffnung von 350 m (Abb. 48) sieben Seitenöffnungen von jeweils etwa 100 m hatte. Die Eigenart dieser Brücke war, daß sie als „Dreigurtbrücke“, in einer Variante als „Mittelträgerbrücke“ ausgebildet war. Auf die Darstellung der diesbezüglichen Einzelheiten wird hier verzichtet, da sie aus den Veröffentlichungen des Patentinhabers bekannt sein dürften⁴⁾. Das Preisgericht hat sich in keiner Weise zu diesem Konstruktionsprinzip geäußert.

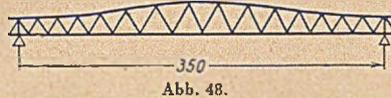


Abb. 48.

Durchlaufträger in Stahlbeton waren als Nebenbrücken, die ja im Verlauf der mehrere Kilometer langen Verkehrslinie erforderlich waren, nicht selten zu sehen. Als Hauptbrücke wurden sie nur zweimal vorgeschlagen. Während der eine dieser beiden Vorschläge nichts Neues enthielt, war der andere eine Spannbetonkonstruktion auf hohen Pfeilern, äußerlich ähnlich wie Abb. 42, jedoch mit fünf Öffnungen von je 204 m. In einer Variante waren die Spannweiten anders eingeteilt, wobei eine Hauptspanne von etwa 420 m vorgesehen war. Die Jury äußert zu diesen Entwürfen: „Die vorgeschlagene Brückenkonstruktion ist technisch interessant.“

Der Überblick über die Gesamtheit der vorgelegten Brückenvorschläge wäre nicht vollständig, wenn nicht auch die Unterwasserbrücken erwähnt würden. Die große Wassertiefe des Saltsjö legte den Gedanken nahe, einen Tunnel nicht ausschließlich in den festen Boden zu verlegen, sondern ihn auf eine bestimmte Strecke durch das Wasser zu führen, natürlich mit Rücksicht auf die Schifffahrt in einer vorgeschriebenen Mindesttiefe. Vielfach wurde in solchen Fällen der Tunnelkörper auf oder in einen angeschütteten Unterwasserdamm verlegt, eine Anordnung, die wegen der Wasserströmungen über der Sohle ihre Nachteile hat. Daher haben 20% aller Tunnelvorschläge eine Tunnelbrücke vorgesehen, meistens auf Pfählen oder Beton-Zwischenpfeilern, in einem Falle aber auch mit einer Spannweite von 270 m und einer Pfeilhöhe von 15 m.

Zum Schluß sei der Kuriosität halber ein Vorschlag erwähnt, der kaum ernst genommen werden kann, der auch in der Ausstellung nicht ausgehängt war (der Verfasser hatte übrigens nichts anderes

⁴⁾ Bautechn. 25 (1948), Heft 2, S. 25—31 u. Heft 3, S. 60—65.

als eine Skizze eingereicht). Die Brücke über den Saltsjö war darin als Schiffbrücke auf riesigen Pontons gedacht; in der Schifffahrtsöffnung sollten zusammenhängende Pontons mit innenliegenden Verkehrsbahnen in einer Unterwasserlage gehalten werden.

14. Über die Ausführung des Projektes.

Der Wettbewerb war, wie von Anfang an betont worden ist, ein Ideen-Wettbewerb; es wurde kein Hehl daraus gemacht, daß an eine Verwirklichung der Idee erst nach Jahren gedacht werden kann. Es handelt sich ja immerhin nicht nur um einen Brücken- oder einen Tunnelbau, sondern — z. B. im Falle der Brücke — um den Bau eines Systems von Straßenverbindungen, deren Kosten, für sich genommen, von der gleichen Größenordnung wie die Brückenbaukosten sind.

Die Jury hat einige Kostenvergleiche anstellen lassen und sie in ihrem Bericht veröffentlicht. Um einen Begriff⁵⁾ von den Zahlenverhältnissen zu geben, sei aus diesem Bericht folgendes entnommen:

- I. Preis: Hängebrücke über den Saltsjö, Linienführung z. T. im Tunnel
Totalkosten 139 Mio s. Kronen
- II. Preis: Tunnel, Totalkosten 232 Mio s. Kronen
- III. Preis: Hängebrücke über den Saltsjö, Linienführung oberirdisch
Baukosten 109 Mio s. Kronen
- IV. Preis: Tunnel, Totalkosten 147 Mio s. Kronen
(In den „Totalkosten“ ist zu den Baukosten der Kapitalwert der Betriebskosten hinzugerechnet; beim II. Preis beträgt dieser z. B. 33 Mio schwedische Kronen.)

Die wenigen weiteren Brückenvorschläge, für die die Zahlen noch veröffentlicht sind, liegen mit ihren Gesamtkosten zwischen 120 und 144 Mio Kronen, die weiteren Tunnelvorschläge zwischen 211 und 220 Mio Kronen (der zweitbilligste von diesen Tunnelvorschlägen war also bereits um 40% teurer als der des IV. Preises!).

Einerseits ist aus diesen Zahlen zu erkennen, daß derartige Baukosten in keinem Lande der Welt ohne langjährige Dispositionen bereitgestellt werden können. Andererseits dürfte feststehen, daß sich eine Tunnelverbindung mindestens um etwa 50 Mio Kronen teurer stellen wird als eine Brückenverbindung.

Brücke oder Tunnel? Diese Frage hat die Jury in ihrem Bericht offengelassen. Sie beschränkt sich auf die Feststellung, welche Trasse im Falle des Tunnels und welche im Falle der Brücke zu empfehlen ist (beide Trassen unterscheiden sich nicht wesentlich voneinander), und daß im letztgenannten Falle eine Hängebrücke den Vorzug verdiene.

Bei einem Brückenbau ist gewiß ein Eingriff in das Landschaftsbild unvermeidbar. Man scheint sich in Stockholm aber auch darüber Gedanken gemacht zu haben, daß mit einer solchen Beeinträchtigung auch ein Gewinn verbunden ist: Würde man sonst den I. Preis dem Entwurf zuerkannt haben, der über den Saltsjö eine Hängebrücke vorsieht, die besonders reizvollen Landschaftsbilder nördlich davon jedoch untertunnelt, also unberührt läßt? (Diese Trasse ist die in Abb. 1 eingezeichnete.)

Wenn auf der einen Seite schönheitliche Gründe, Gefühle und Empfindungen im Spiele sind, dann soll man sich auch auf der anderen Seite nicht nur an das Nüchterne und Sachliche halten!

Wer nämlich als Stahlbau-Ingenieur von einem geeigneten erhöhten Punkte aus, z. B. vom Skansen oder nur vom Katarinenhiss bei Slussen, den Blick über den Saltsjö genießt, dem drängt sich förmlich ein ganz bestimmter Gedanke auf: Dieser Meeresarm und diese Stadt bieten eine außerordentlich günstige und würdige Gelegenheit — sie sollten der Standplatz einer Spitzenleistung internationaler Brückenbaukunst werden.

⁵⁾ Weitere Einzelheiten sind wiedergegeben bei H. Jansson, Tävlingen om Österleden, Tekn. T. 80 (1950), S. 1173 bis 1188 (ein Aufsatz, in dem an Hand von 30 Abb. über die verkehrstechnischen und die brückenbaulichen Ergebnisse des Wettbewerbs berichtet wird).

Neue Bauweise für Abwasserkanäle.

Von Wilhelm Strickler, Karlsruhe.

Abwasserkanäle werden noch immer fast ausschließlich nach einem Verfahren gebaut, das sich seit langer Zeit kaum geändert hat. Da die Kanalsohle im allgemeinen tief unter Gelände liegt, muß die

Baugrube verschalt und ausgesteift werden. In der schmalen und durch die Aussteifung verengten Baugrube wird das Erdreich mit der Schaufel ausgehoben und vielfach mühsam von Stufe zu Stufe

hochgebracht. Wegen der Enge ist die Anwendung eines Baggers oft nicht möglich. An Stelle der Verschalung der Baugrube mit Holz, die nicht nur teurer ist, sondern auch einem starken Verschleiß unterliegt, sind neuerdings teilweise eiserne Schalungen getreten.

Der hohe Baukostenaufwand ist hauptsächlich durch folgende Einflüsse bestimmt:

1. Teures Lösen von Hand.
2. Hohe Förderkosten beim Aushub und bei der Wiedereinfüllung.
3. Zeitraubende, umständliche und kostspielige Verschalungsarbeit.
4. Hoher Verschleiß von Verschalung und Aussteifung.
5. Fehlen von leistungsfähigen Hebezeugen, die bei der Verlegung der Kanalrohre über die Baugrube laufen.

In einer beschränkten Zahl von Fällen bedient man sich in Deutschland für den Aushub mit Vorteil des Grabenbaggers, der jedoch nur bei standfestem Boden verwandt werden kann. Im Ausland, vor allem in Amerika, arbeitet man vielfach im freien Einschnitt und hat für diese Aushubart auch wirkungsvolle Großgeräte entwickelt. Diese Bauweise wird sich jedoch bei uns deshalb schwerer durchsetzen, weil sie nur dort anwendbar ist, wo zu beiden Seiten der Kanalgruben breite Flächen vorhanden sind. Erfordert der Baugrund, was meist der Fall ist, einen flachen Böschungswinkel, so muß zudem gegenüber der Bauweise mit Verschalung ein Vielfaches an Baugrund ausgehoben werden, was die Kosten wesentlich erhöht.

Bei einem von 2 Karlsruher Ingenieuren entwickelten neuen Verfahren erfolgt der Aushub mittels Greifer in der Weise, daß gegenüber der bisher üblichen Ausführungsart keinerlei Mehraushub erforderlich ist (Bild 1).

Zugleich entfällt auch die bisher übliche Baugrubenverschalung und Aussteifung. Das neue Verfahren beruht im wesentlichen darauf, daß mehrere rechteckige eiserne Senkkästen in Richtung der Kanalachse hintereinander abgesenkt werden.

Der Querschnitt dieser Kästen ist so gewählt, daß der Aushub bequem mittels der üblichen auf Raupen fahrenden Greiferkrane ausgeführt werden kann. Die sehr schweren, doppelwandigen Senkkästen bestehen je nach der Tiefe der Baugrube aus einem oder mehreren Ringen, die miteinander verschraubt sind; der unterste Ring ist, wie üblich, mit einer Schneide versehen.

Um bei festem Boden das Absinken zu fördern, kann auf dem obersten Ring eine Ballasttasche oder ein Ballastgewicht aufgesetzt werden.

Der Erfindungsgedanke beruht darauf, daß, wenn mehrere Kästen hintereinander Wand an Wand abgesenkt werden, der untere Teil der Zwischenwände als eine Art von Tür ausgebildet ist, die nach innen geöffnet oder herausgenommen werden kann. In der dadurch entstehenden fortlaufenden Baugrube können die Kanalrohre ohne Mühe verlegt werden. Je nach Größe des Kanalprofils und der Schalkörper verwendet man zweckmäßigerweise Fertigbetonrohre von 1 bis 3 m Rohrlänge, welche in der Baugrube auf schmale Sättel aus Fertigbeton verlegt werden.

In der Regel senkt man drei Schalkörper hintereinander ab und verlegt nach Öffnen der Zwischentüren in der dadurch entstehenden Baugrube das entsprechende Stück Rohrkanal. Während dieses Vorganges wird gleichzeitig ein 4. Schalkörper abgesenkt und der Aushub sofort wieder zum Füllen des ersten Schalkörpers benutzt. Die nötige Verdichtung des Erdreiches kann teilweise mit Hilfe des Greifers geschehen.

Außer den Schalkörpern für die Baustelleneinrichtung wird noch ein kräftiger Portalkran benötigt, der beiderseits der Baugrube auf kurzen Gleisstücken läuft, die dem Baufortschritt folgend vorgestreckt werden (Bild 2). Dieser Portalkran ist so bemessen, daß mit seiner Hilfe die eingefüllte Schalung wieder aus dem Erdreich herausgezogen werden kann. Die gehobene Schalung wird mittels des

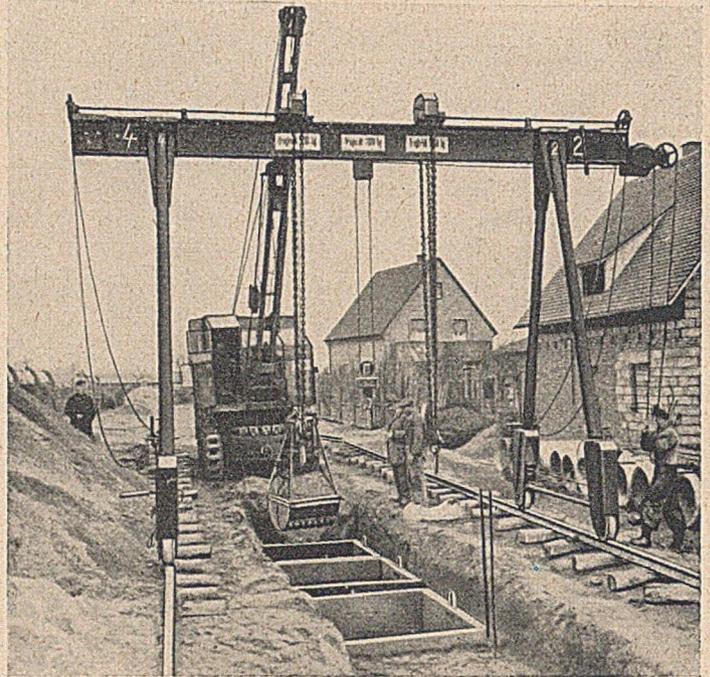


Bild 2.

Portalkranes über die abgesenkten Schalkörper hinweggehoben und hinter dem letzten Körper abgesetzt, wo sie erneut abgesenkt werden kann (Bild 3).

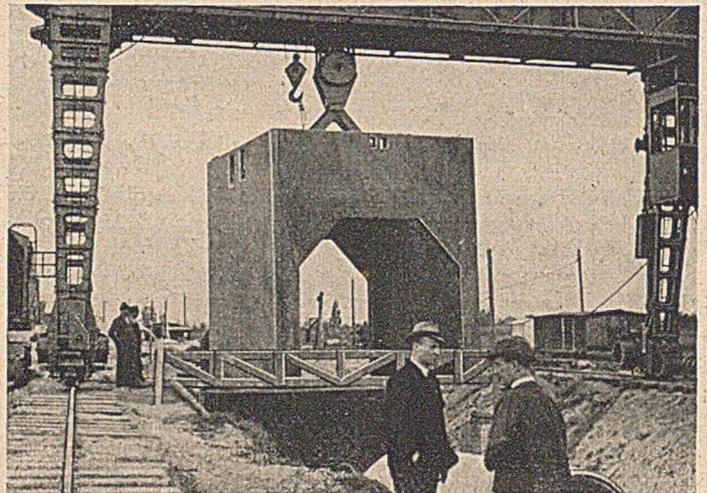


Bild 3.

Der Portalkran dient nicht nur zum Versetzen der Schalung, sondern gleichzeitig auch zum Verlegen der Betonrohre, wodurch der Arbeitsfortschritt beschleunigt wird (Bild 4).

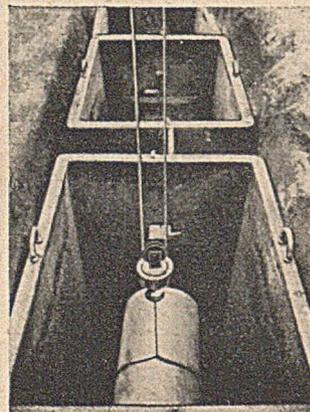


Bild 4.

Bei kleineren Kanälen und Kreisprofilen bis 0,8 m ϕ kann der Portalkran von Hand bedient werden. Für größere Kanaldurchmesser sind alle Hebezeuge sowie die Vorrichtung zum Verfahren elektrisch betrieben. Die Steuerung erfolgt hierbei von einem hochliegenden, geschlossenen Führerstand aus. Kontroll- und etwa erforderliche Kreuzungsschächte werden schon während des Baues gleichzeitig mit abgesenkt. Für kleinere Profile sind besondere Formstücke vorgesehen, die auf der Baustelle selbst hergestellt werden, wobei das unterste Formstück torbogenförmig ausgestaltet

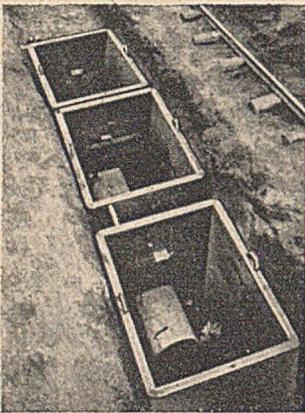


Bild 1.

ist. Es wird über die anstoßenden Rohre von oben abgesenkt, dann werden die weiteren Ringe aufgesetzt und schließlich die offenen Stellen ausgestampft. Dadurch wird der Baufortschritt in keiner Weise aufgehalten und zugleich auch ein Nachsacken der Schicht verhindert. Bei größeren Profilen formt man entsprechende Abgangsstufen an die Rohre an.

Bei dem beschriebenen Verfahren verwendet man am zweckmäßigsten kreisförmige Schleuderbetonrohre, die sich neben großer Oberflächengüte und hoher Festigkeit auch zufolge eines geringen Eigengewichtes besonders gut eignen.

Die Verlegung der Kanalrohre muß auch nach diesem Verfahren in trockener Baugrube erfolgen, wobei sich bei vorhandenem Grundwasser die Anordnung besonderer Absenkbrunnen neben der Baugrube als recht zweckmäßig erwiesen hat. Infolge der besonders geringen Länge der Baugrube, die beim kleinsten Gerät 8—10, beim größten 14—16 m beträgt, werden die Kosten für Wasserhaltung so stark vermindert, daß bei stärkerem Wasserandrang schon die dadurch entstehenden Ersparnisse eine wirtschaftliche Überlegenheit der neuen Bauweise sicherstellen. Bisher hat man mit dem Verfahren in größerem Umfang Kanalrohrleitungen bis zu 0,8 m I.W. verlegt. Ein Kanal von 2,00 m ϕ und 3 km Länge befindet sich zur Zeit im Bau.

Bei der Besichtigung der Baustelle fällt neben einem überraschend schnellen Baufortschritt vor allem die geringe Zahl der benötigten Arbeitskräfte auf. Außer dem Bagger-, dem Kranführer und dem Aufsichtspersonal sind nur wenige Arbeitskräfte zum Verlegen und Abdichten der Rohre sowie zum Vorstrecken der Gleise des Portalkranes erforderlich.

Zum Abdichten der großen Kanalprofile hat man ein besonders wirksames Verfahren entwickelt. Der Falz wird mit einer bituminösen Masse ausgestrichen und die Rohre durch Kabelwinden ineinander geschoben. Alsdann wird der Falz von außen und innen mit Zementmörtel ausgestrichen und der Stoß schließlich mit Bitumenpappe und eingelegter Aluminiumfolie geschützt.

Das Verfahren ist bisher nur in sandigem und kiesigem Erdreich erprobt, verspricht jedoch, abgesehen von felsigem Untergrund auch bei anderen Bodenarten guten Erfolg. Größere Steine und Findlinge können ohne Schwierigkeit nach innen in die Baugrube gezogen werden. In sandigem und kiesigem Baugrund wurde sowohl bei Verwendung des kleineren als auch des größeren Gerätes (Bild 5) bisher ein mittlerer Baufortschritt von 20 m je Schicht ohne Mühe erreicht. Dabei waren je nach Größe des Gerätes 12 bis 18 Mann eingesetzt. Dieser flotte Fortschritt wird durch eine ganze Anzahl zweckmäßiger Einzelmaßnahmen gefördert. So ist der Portalkran mit einem Hebezeug von besonderer Hubgeschwindigkeit versehen,

das zum Transport und Ablassen der Rohre und der sonstigen Werkstoffe dient. Die Rohre selbst werden von vornherein auf dem Gelände in Richtung der Kanalachse hintereinander abgelegt, so daß sie dort ohne jede Handarbeit vom Portalkran aufgenommen und unmittelbar an die Verwendungsstelle gebracht werden können. Ebenso werden die Schachtringe entweder an der Verwendungsstelle gefertigt oder bei fabrikmäßiger Herstellung dort gelagert.

Um ein schnelles und genaues Ausrichten der Rohre zu gewährleisten, schiebt man zwischen den Sätteln und Rohren Keilstücke vom Profil einer halben Mondsichel ein, durch deren Verschieben nach innen oder außen die Lage des Rohres wie mit einer Feineinstellung gehoben oder gesenkt werden kann. Sobald die Rohre richtig verlegt sind und der Stoß gedichtet ist, wird der Raum zwischen 2 benachbarten Sätteln an der Stoßfuge mit Beton unterstampft, so daß ein durchgehender, gut tragfähiger und enganliegender Sattel entsteht.

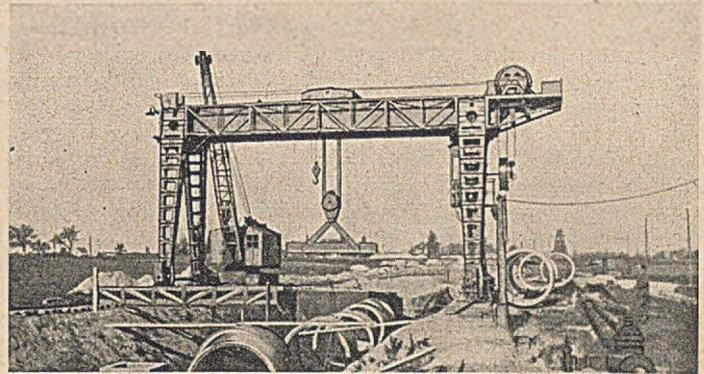


Bild 5.

Die neue Bauweise für Abwasserkanäle, die den Namen „Senkschalungs System Stengel-Klotz“ trägt, zeichnet sich nicht nur durch eine besondere Beschleunigung des Baufortschrittes, also hohe Wirtschaftlichkeit aus, sondern noch dadurch, daß die Unfallsicherheit gegenüber dem Verfahren mit verschalter und ausgesteifter Baugrube wesentlich erhöht wird. Die bisher alljährlich vor allem beim Herausnehmen der Aussteifung aufgetretenen zahlreichen, teils schweren oder gar tödlichen Unfälle werden mit Sicherheit vermieden.

Die Schalkkörper und Hebezeuge sind von der Maschinenfabrik H. Geiger, Karlsruhe, entwickelt, die auch Lizenzen für die Ausführung des in allen wichtigen Industriestaaten zum Patent angemeldeten Verfahrens vergibt.

Erläuterungen zum Entwurf für die Neufassung der DIN 1072*).

Von Baudirektor Dr.-Ing. Wilhelm Klingenberg, Offenbach a. M.

Der ständig steigende Straßenverkehr und die große Zahl der noch wiederherzustellenden Straßenbrücken haben den Deutschen Normenausschuß veranlaßt, die DIN 1072, Belastungsannahmen für Straßenbrücken, neu zu bearbeiten. Die bisherige Fassung hat erfahrungsgemäß unnötig schwere Hauptträger, dagegen oft zu leichte Fahrbahnglieder ergeben. So war es bei Probelastungen größerer Brücken meist nicht möglich, die rechnerisch vorgeschriebene Verkehrslast in Form von Fahrzeugen aufzubringen, während es andererseits bei vielen Brücken vorkam, daß schon ein einzelnes schweres Fahrzeug die Fahrbahnglieder überbelastete. Die bisherigen Belastungsvorschriften konnten auf eine lange Tradition zurückweisen und stammten aus einer Zeit, als Dampfwalze und Menschengedrange noch die maßgebenden Belastungen für Straßenbrücken darstellten. Sie sind im Laufe der Jahre soweit ergänzt, daß sie auch dem zunehmenden Fahrzeugverkehr gerecht wurden. Nachdem heute jedoch der Kraftverkehr allein entscheidend für Straßen und Straßenbrücken geworden ist, schien es angebracht, seine grundsätzlichen Merkmale, wie Spurbildung, Kolonnenverkehr usw. in die Vorschriften einzubauen. Dabei konnte auf die Belastung von Zwickeln und schmalen Streifen mit Menschengedrange verzichtet und dadurch die Berechnung vereinfacht werden. Dem Umstande, daß Straßen-

brücken in neuerer Zeit meist mit breiter Fahrbahn gebaut werden, um einen zügigen Verkehr zu gestatten, wobei erfahrungsgemäß nicht alle Spuren gleichzeitig mit schweren Fahrzeugen besetzt sind, wurde Rechnung getragen, wie dieses mit ähnlichem Erfolg auch in den Belastungsvorschriften anderer Länder geschieht.

Die neuen Vorschriften umfassen drei Belastungselemente:

a) als konzentrierte, örtliche Belastung ein schweres Fahrzeug (für die leichteren Klassen 2 leichtere Fahrzeuge). Hierfür wurde für jede Brückenklasse ein idealisiertes Regelfahrzeug festgelegt, das in seiner Wirkung alle jetzigen oder zukünftigen Fahrzeuge decken soll, dabei aber eine einfache Berechnung gestattet. Das Regelfahrzeug ist maßgebend für die Bemessung der Fahrbahnglieder und der Hauptträger kurzer Brücken. Mit zunehmender Spannweite verliert es für die Hauptträger an Bedeutung und ergibt dadurch eine erwünschte Herabminderung der gesamten Verkehrslast bezogen auf die Brückenfläche.

b) die erhöhte Belastung für eine Spur, um dem im modernen Lastverkehr des öfteren vorkommenden Fall des Aufrückens einer Kolonne schwerer Lastzüge gerecht zu werden. Diese linien- oder besser streifenförmige Belastung kann naturgemäß in jeder Spur auftreten und ist deshalb an beliebiger Stelle anzusetzen. Sie wird in der Vorschrift kurz *rechnerische Hauptspur* genannt.

*) Entwurf für die Neufassung: Straßen- und Wegbrücken, Belastungsannahmen, DIN 1072 s. Bautechn. 28 (1951), Heft 2, S. 37.

Sie gewährt zusammen mit dem in ihr anzusetzenden Regelfahrzeug die gewünschte Staffelung der Verkehrslast mit zunehmender Brückenbreite und ist von Einfluß auf die Bemessung der Hauptträger, der lastverteilenden Querträger usw. Da sie jeweils an ungünstigster Stelle anzusetzen ist und das über den Rahmen des normalen Verkehrs meist erheblich hinausgehende Regelfahrzeug enthält, deckt sie mit ausreichender Sicherheit auch den schon erheblich selteneren Fall, daß sich gleichzeitig mehrere Kolonnen auf der Brücke stauen, zumal mit großer Wahrscheinlichkeit dann nicht alle Kolonnen nur aus schweren Lastzügen bestehen.

c) gleichmäßig verteilte Belastung für die übrige Brückenfläche. Sie ist hauptsächlich von Bedeutung für die Bemessung der Hauptträger. Da sie gegenüber früher ermäßigt ist, wird damit die angestrebte Herabminderung der Gesamtverkehrslast besonders weitgespannter und breiter Brücken erreicht.

Die neue Fassung ist den ebenfalls neu bearbeiteten Belastungsvorschriften für Eisenbahnbrücken (BE) in Abschnitten, die für beide gleichermaßen von Bedeutung sind, möglichst angeglichen. Außerdem wurde sie mit der DIN 1183, Belastungsannahmen für Feldwegbrücken zusammengefaßt. Die DIN 1072 sah in der 6. Ausgabe 4 Brückenklassen und 3 Sonderklassen, DIN 1183 sogar 8 verschiedene Brückenklassen vor, beide zusammen also 15 Klassen, während die nunmehr im Entwurf vorliegende 7. Ausgabe der DIN 1072 die Straßen- und Wegbrücken zusammen nur noch in 6 Klassen unterteilt. Dabei ist angestrebt, die Vorschriften so zu fassen, daß auch die Durchführung der statischen Berechnungen gegen früher vereinfacht wird.

Die Neufassung der DIN 1072 ist in zwei Vollsitzungen des Arbeitsausschusses und mehreren Sitzungen eines zur genauen Festlegung des Wortlautes gewählten engeren Ausschusses eingehend beraten. Dabei standen im ganzen drei Vorschläge zur Diskussion, die das Problem von verschiedenen Seiten behandelten.

Ein Vorschlag ging davon aus, daß 2 getrennte Belastungsmöglichkeiten zu berücksichtigen sind, nämlich einmal der Fall des zügigen Verkehrs, bei dem die Fahrzeuge mit gewissen Mindestabständen über die Brücke rollen (Fahrlast), und zweitens der Fall des aufgestauten, aber ruhenden Verkehrs (Stehlast). Schwingbeiwerte sind dabei nur für die Fahrlast anzusetzen. Dabei ergibt sich, daß die Fahrlast im allgemeinen bestimmend ist für die Fahrbauteile und Hauptträger kurzer Spannweite, während mit zunehmender Spannweite die Stehlast allein ausschlaggebend wird. Der Ausschuß hat den logischen Aufbau dieses Entwurfs voll anerkannt, jedoch aus praktischen Erwägungen der Neufassung nicht zugrunde gelegt. Mit Rücksicht darauf, daß die Unterteilung in Fahr- und Stehlast in bestimmten Fällen, besonders bei sehr großen Brücken zweckmäßig sein kann, ist dieser Vorschlag im Abschnitt 3 als Ausnahmemöglichkeit aufgenommen worden.

Ein weiterer Vorschlag ging davon aus, die schwersten zurzeit vorkommenden Kraftfahrzeuge für die Bemessung der Straßenbrücken zugrunde zu legen, um die Belastungsannahmen mit den tatsächlichen Verhältnissen möglichst genau in Übereinstimmung zu bringen. So erstrebenswert dies auch ist, so stößt die Durchführung doch auf erhebliche Schwierigkeiten. Die Fahrzeuge, die auf den Straßen verkehren dürfen, sind mannigfaltig in bezug auf Abmessungen und Gewicht, Raddruck, Radstand und Spurweite. Sie sind ferner von viel kürzerer Lebensdauer als die Brücken. Aus diesem Grunde hat der Ausschuß sich diesem an sich naheliegenden Vorschlag nicht angeschlossen, sondern die Neufassung auf einen Entwurf aufgebaut, der die eingangs beschriebenen Regellasten für die Bemessung der Straßenbrücken anwendet.

Im einzelnen ist zu dem neuen Entwurf noch folgendes zu sagen:

Die Vorschriften für die ständige Last sind im wesentlichen unverändert geblieben. Erhöhte Bedeutung ist jedoch den Einflüssen aus Änderungen der Stützbedingungen beigemessen, deren Auswirkungen in den früheren Ausgaben als Zusatzkräfte angesetzt wurden. Dagegen zählen jetzt Einflüsse aus planmäßigen Änderungen der Stützbedingungen zu den Hauptlasten; desgleichen ungewollt eingetretene Änderungen der Stützbedingungen, wenn die planmäßigen Stützbedingungen nicht wiederhergestellt werden. Das ist sachlich begründet; denn wenn die Stützbedingungen sich geändert haben (z. B. durch ungleichmäßiges Setzen von Pfeilern und von Widerlagern bei Gewölben), so ist deren Einfluß ständig wirksam. Dieser Punkt

hat an Bedeutung gewonnen, da man mehr und mehr dazu übergegangen ist, Straßenbrücken über mehrere Öffnungen als Durchlaufträger ohne Gelenke auszuführen. Schwierig ist diese Vorschrift deshalb, weil sich solche Änderungen meist nicht genau vorher bestimmen lassen. Jede ausschreibende Dienststelle sollte deshalb vorher prüfen, ob nach den örtlichen Baugrundverhältnissen Änderungen der Stützbedingungen zu erwarten sind, und sollte gegebenenfalls in der Ausschreibung ein bestimmtes Maß hierfür vorschreiben. Bleibt das tatsächlich eingetretene Maß innerhalb dieser Grenzen, so ist der Vorschrift Genüge getan. Im anderen Falle sind entweder die Stützbedingungen (z. B. durch nachträgliches Anheben einzelner Stützen) wiederherzustellen, oder die Brücke ist, wenn die zulässigen Spannungen um mehr als 3% überschritten werden, bezüglich der Verkehrslast niedriger einzustufen. In jedem Falle ist, wenn bei statisch unbestimmten Systemen mit der Möglichkeit solcher Änderungen zu rechnen ist, gemäß Ziffer 16 das Bauwerk auf die Empfindlichkeit solcher Einflüsse hin schon bei der Aufstellung der statischen Berechnung zu untersuchen. Das ist für die vergebende Dienststelle bei der Auswahl des Systems von Wert und erleichtert eine schnelle Beurteilung später tatsächlich eintretender Änderungen.

Entsprechend den neueren Erkenntnissen geht die 7. Ausgabe genauer auf die Einflüsse aus Vorspannung, Schwinden und Kriechen ein. Für das Schwinden ist die Form der Erfassung durch Ansetzen eines bestimmten Temperaturabfalls beibehalten. Während aus dem Wortlaut der früheren Ausgaben jedoch nicht hervorging, ob in den anzusetzenden Werten das Schwindkriechen schon miteinfaßt ist, ist dies in der neuen Ausgabe klargestellt. Hierfür ist jetzt für alle Arten von Bauwerken nur ein einheitlicher Wert von 15° C angesetzt, während früher bei Gewölben mit verschiedener Bewehrung verschiedene Werte zu nehmen waren. Nach Untersuchungen von Prof. Dr.-Ing. R ü s c h ist der Grad der Bewehrung eines Gewölbes nur von sehr geringem Einfluß auf die Wirkung des Schwindens, so daß auch nach Ansicht von Prof. Dr.-Ing. M ö r s c h † auf die bisherige Staffelung nach dem Grad der Bewehrung verzichtet werden kann. Diese war auch wohl schon bei den früheren Ausgaben der DIN 1072 mehr daraus entstanden, daß auch aus anderen Gründen eine gewisse Mindestbewehrung von Betongewölben erwünscht ist. Es ist beabsichtigt, auf diesen Punkt und auf das Betonieren in Lamellen in der DIN 1075 hinzuweisen.

Einen viel größeren Einfluß hat die Lagerung der Bauteile (naß, feucht, trocken) auf das Schwindmaß. Andererseits gehört zu einem hohen Schwindmaß auch immer ein hohes Kriechmaß, so daß sich die Wirkungen zum großen Teil aufheben. Deshalb ist es möglich, den Wert für das Schwinden auch unabhängig von der Lagerungsart einheitlich festzusetzen.

Der Einfluß des Lastkriechens ist ebenfalls neu in die Belastungsvorschriften aufgenommen worden. Er ist bei der Berechnung der größten Durchbiegung, insbesondere zur Festlegung der Überhöhung, stets zu berücksichtigen. Der Einfluß des Lastkriechens auf die sonstigen Nachweise (z. B. statisch unbestimmte Größen, Spannungen) ist dann zu berücksichtigen, wenn er — je nach Art des Bauwerks — von wesentlichem Einfluß ist.

Die Bestimmungen über die Verkehrslast sind in der 7. Ausgabe völlig neu gefaßt. Die Dampfwalze, die früher einmal tatsächlich die schwerste Belastung der Brücken darstellte und die sich als maßgebende Verkehrslast bisher durch alle Belastungsvorschriften hindurch erhalten hatte, ist fallengelassen. In den Erläuterungen von 1944 ist schon erwähnt, daß es eine Dampfwalze von 24 t in Wirklichkeit nicht gibt. Sie war in den Vorschriften nur vorgesehen, weil sie die wirklich verkehrenden schwersten Fahrzeuge mit decken sollte.

Bestimmend für die Bemessung der Belastbarkeit von Straßenbrücken sind heute die Kraftfahrzeuge. Diese kann man unterteilen in solche, die nach der Straßenverkehrszulassungsordnung für den allgemeinen Verkehr zugelassen sind, und in solche, die hinsichtlich ihrer Maße und Gewichte über die Bestimmung derselben hinausgehen und die deshalb für jede einzelne Fahrt einer Genehmigung bedürfen, wie z. B. schwere Baugeräte, Spezialfahrzeuge für schwere Transformatoren, Culemeyer-Fahrzeuge der Eisenbahn usw. Zu dieser Gruppe zählen auch die schweren Fahrzeuge der Besatzungsmacht, die zwar nicht für jede Einzelfahrt einer Genehmigung bedürfen, die aber hinsichtlich Abstandhaltung besonderen Vorschriften unterliegen. Die Fahrzeuge des öffentlichen Verkehrs sind sehr mannigfaltig und unterliegen einer viel schnelleren Entwicklung als

die Straßenbrücken. Es sind deshalb für die einzelnen Brückenklassen idealisierte Fahrzeuge angenommen, die so bemessen sind, daß sie die Vielzahl der tatsächlich verkehrenden Fahrzeuge decken und andererseits eine einfache Berechnung ermöglichen. Es war ferner zu beachten, daß die Fahrbahnglieder viel öfter einer Vollbelastung ausgesetzt sind als die Hauptträger. Diesem Umstand ist dadurch Rechnung getragen, daß in den ersten drei Brückenklassen jeweils 1 und in den letzten drei Klassen jeweils 2 Regelfahrzeuge vorgesehen sind, deren schwere Raddrücke die Fahrbahnglieder bestimmen, während alle übrigen Verkehrslasten durch eine gleichmäßig verteilte Last berücksichtigt werden. Schon bei den früheren Ausgaben der DIN 1072 war die gleichmäßig verteilte Verkehrslast nicht so hoch, daß sie eine theoretisch mögliche Anhäufung schwerer Fahrzeuge ersetzte, sondern es war der Wahrscheinlichkeit der Lastherabminderung durch gemischten Verkehr Rechnung getragen. Dieses Prinzip ist auch bei der 7. Ausgabe beibehalten und eher noch verschärft worden. Die bisherige Vorschrift sah für Brücken von 25 bis 125 m Spannweite eine allmähliche Abminderung der Verkehrslast vor. Hiervon wurde abgesehen, um besondere Abstandsvorschriften für den schweren LKW-Verkehr zu vermeiden. Beobachtungen auf der Autobahn haben gezeigt, daß ein Aufrücken schwerer LKW's nicht selten ist. So kommt es fast täglich vor, daß ein Lastzug einen anderen, der Maschinenschaden hat, in Schleppe nimmt. Weil er dadurch seine Fahrt verlangsamen muß, rücken andere Lastzüge dicht auf, und es entsteht aus diesem oder ähnlichem Grunde eine geschlossene Kolonne schwerer Fahrzeuge. Nach den zur Zeit geltenden Vorschriften für die Zulassung von Kraftfahrzeugen können diese ein Höchstgewicht von etwa 1,85 t pro lfdm haben, und bei Überlastungen muß man mit 2 t pro lfdm rechnen. Wenn die Belastungsvorschrift dagegen bei den drei ersten Klassen für eine Spur von 3,00 m Breite eine Last von $3 \times 0,500 = 1,5$ t pro m vorschreibt, so ist darin schon ein gewisser Abschlag enthalten dafür, daß auch bei aufgerückten Kolonnen immer noch gewisse Abstände zwischen den Fahrzeugen erhalten bleiben. Wenn die neue Vorschrift also die Möglichkeit des Entstehens einer Kolonne noch berücksichtigt, so ist andererseits angenommen, daß das gleichzeitige Vorhandensein von zwei oder mehreren schweren Kolonnen dicht nebeneinander auf Brücken so unwahrscheinlich ist, daß dieser Fall bei der Bemessung der Brücken nicht voll in Rechnung gesetzt zu werden braucht.

Aus diesen Erwägungen sieht die neue Ausgabe der Vorschriften auf jeder Brücke nur eine Spur vor, die etwa einer schweren Kolonnenlast entspricht, die allerdings jeweils an ungünstigster Stelle anzusetzen ist und in der Vorschrift kurz *Hauptspur* genannt wird. In der Hauptspur befindet sich wiederum an ungünstigster Stelle das Regelfahrzeug.

Bei den drei ersten Brückenklassen ist das Regelfahrzeug so schwer, daß es nicht nur alle nach der Straßenverkehrszulassungsordnung frei verkehrenden Fahrzeuge deckt, sondern darüber hinaus dem Verkehr schwerer Sonderfahrzeuge entspricht. Da diese für jede einzelne Fahrt eine besondere Zulassung benötigen, ist mit einem Begegnen solcher Sonderfahrzeuge auf einer Brücke nicht gerechnet, wohl aber mit dem gleichzeitigen Vorhandensein allgemein zugelassener Fahrzeuge. Das Regelfahrzeug ist dabei so schwer und, da es immer an ungünstigster Stelle anzusetzen ist, sein Einfluß auf die Bemessung der Tragteile so dominierend, daß für diese Brückenklassen neben dem Regelfahrzeug kein weiteres Fahrzeug anzusetzen ist. Alle übrigen Flächen werden vielmehr mit der ermäßigten

gleichmäßig verteilten Verkehrslast belastet (Tafel III, Spalte 7). Bei den drei letzten Brückenklassen hält sich das Regelfahrzeug dagegen im Rahmen der für den allgemeinen Verkehr zugelassenen Fahrzeuge. Für diese Klassen ist daher neben dem Regelfahrzeug der Hauptspur noch ein zweites gleiches Fahrzeug anzusetzen. Die dann noch verbleibenden Flächen werden nach Tafel III, Spalte 7 belastet. Haben solche Brücken eine Fahrbahnbreite von weniger als 2mal der vollen Spurbreite von 3,00 m, so sind gegebenenfalls neben dem ersten Regelfahrzeug noch die Radlasten eines weiteren halben Fahrzeuges anzusetzen. Hierdurch soll die Möglichkeit, daß sich zwei schmalere — und damit leichtere — LKW's begegnen, gedeckt werden.

Für die Grundrißfläche des zweiten Regelfahrzeuges entfällt auf der Fahrbahn naturgemäß die gleichmäßig verteilte Last. Auf anschließenden Geh- und Radwegen ist diese jedoch stets voll anzunehmen, auch wenn die äußere Begrenzung des Regelfahrzeuges im Einzelfall die Bordkante überragt. Dasselbe gilt für Schrammborde, soweit sie nach Abschnitt 7.6 bei der Bemessung der Hauptträger nicht unbelastet bleiben. Letztere ist vorgesehen für den Fall, daß die Schrammborde von anschließenden Geh- oder Radwegen durch Gelände oder Konstruktionssteile getrennt sind. Sind neben einem Schrammbord keine besonderen Geh- oder Radwege vorhanden, ist der Schrammbord mit der Regellast nach Tafel III, Spalte 7, zu belasten.

Die Tafel III enthält in Spalte 2 auch Angaben über die Kennzeichnung der verschiedenen Brückenklassen durch entsprechende Schilder und in Spalte 8 Hinweise, auf welche Straßengattungen die einzelnen Brückenklassen Anwendung finden sollen. Beide Punkte werden in die Norm neu aufgenommen, weil die Zuständigkeit der Verwaltung heute mehr als früher aufgeteilt ist nach Zonen, Ländern und Gemeinden. Eine Eigenschaft des Verkehrs ist es aber, sie alle zu verbinden. Deshalb sollten die Brücken, die einheitlichem Verkehr dienen, auch nach einheitlichen Bestimmungen bemessen werden. Da der Deutsche Normenausschuß auf vierzonaler Basis arbeitet, ist die Aufnahme dieser Bestimmungen in die Norm geeignet, diese Einheitlichkeit zu gewährleisten. In der Spalte 8 ist den Städten und Gemeinden ein gewisser Spielraum gelassen, die Brücken je nach der Bedeutung des Straßenzuges, in dem sie liegen, einzustufen. Städtische Brücken im Zuge von Reichsstraßen sind dabei stets in die für letztere vorgesehene Brückenklasse (60) einzustufen. Brücken im Zuge von Ortsdurchfahrten von Landstraßen I. und II. Ordnung sind mindestens in die für diese vorgesehene Brückenklasse einzustufen.

Die Einflüsse aus Temperaturschwankungen, Wind- und Schneelast sind im wesentlichen unverändert beibehalten, desgleichen die Belastung der Geländer und die Reibungswiderstände der Lager. Bei der Ermittlung der Windangriffssfläche ist eine Angleichung an die BE vorgenommen. Außerdem sind Vorschriften über die Windlasten bei beweglichen Brücken neu aufgenommen. Die unter 10.1 Punkt a bis c angegebenen Windlasten gelten dabei für die Bemessung der tragenden Teile, Lager und Verriegelungen, nicht dagegen für den maschinellen Antrieb. Andererseits müssen auch bei diesem Vorgehen getroffen werden, daß während der Bewegungsvorgänge durch Windlasten in der angegebenen Höhe kein Schaden entstehen kann.

Die Vorschriften für die Standsicherheit gegen Umkippen sind eindeutiger festgelegt und durch Vorschriften für die Sicherheit gegen Abheben von den Lagern ergänzt.

Vermischtes

Oberbaurat Joseph Schäfer 60 Jahre.

Am 31. Januar 1951 beging der Leiter des Berliner Hauptstraßenbauamtes, Oberbaurat Joseph Schäfer, seinen 60. Geburtstag. Geboren in Bensheim in Hessen, vorgebildet am dortigen Gymnasium sowie auf der Technischen Hochschule Darmstadt, trat er in den hessischen Staatsbaudienst, um sich jedoch bald, im Herbst 1914, zur Dienstleistung bei der Stadt Berlin beurlauben zu lassen, deren unter der Aera des damaligen Stadtbaurates Geh. Baurats Krause eingeleitete großzügige Bauaufgaben auf allen Gebieten des Tiefbaues seine Schaffenslust besonders reizten. Seine Erwartungen wurden nicht getäuscht; hier in der Reichshauptstadt sollte er eine mannigfaltige und dauernde Tätigkeit finden, die nur vorübergehend durch Vollendung seiner Regierungsbauführerausbildung mit ab-

schließender Regierungsbaumeisterprüfung beim Hessischen Staatsministerium unterbrochen wurde. Zunächst als Bauleiter und später als „rechte Hand“ des Leiters des Neubauamtes für die Nord-Südbahn hatte er bei dieser ersten von der Stadt selbst gebauten Untergrundbahn reiche Gelegenheit, sich vor allem mit dem noch wenig erforschten Gebiet der Dichtung von Betonbauten unter Wasser sowie mit schwierigen Hausunterfangungen eingehend vertraut zu machen, Arbeiten, die ihn späterhin zu einem über die Grenzen Deutschlands hinaus gesuchten Spezialisten werden ließen.

Im Herbst 1923 zum Magistrats-Baurat ernannt und in die Haupttiefbauverwaltung der inzwischen neu geschaffenen Einheitsgemeinde Groß-Berlin berufen, entwickelte er auch hier eine sehr vielseitige

und fruchtbare Tätigkeit bei Sonderaufgaben (schwierige Gründungsarbeiten, Grundwasserschädenbeseitigung, zentrale Federführung bei Notstandsarbeiten u. dgl.), die bei der Zusammenschweißung der vielen einst selbständigen Gemeinden zu dem einheitlichen Stadtkörper in ständig wachsender Zahl anfielen.

In frühzeitiger Erkenntnis ihres wahren Wesens verhielt sich Schäfer, inzwischen zum Oberbaurat befördert, der nationalsozialistischen Herrschaft gegenüber sehr zurückhaltend, was eine gewisse „Kaltstellung“ zur Folge hatte. Um so mehr war es für ihn eine stille Genugtuung, daß trotzdem in diesen schweren Jahren seine Gutachtertätigkeit von den verschiedensten Seiten ständig mehr gefragt wurde.

So war es denn sehr naheliegend, daß Schäfer unmittelbar nach dem Zusammenbruch als in fachlicher und moralischer Hinsicht ge-

eignetste Persönlichkeit zum Leiter des Hauptstraßenbauamtes berufen wurde. Seiner mitreißenden Willenskraft und Organisationsgabe ist es in erster Linie zu danken, daß das durch die schweren Kämpfe um Berlin ungewöhnlich stark mitgenommene Straßenbild bereits nach verhältnismäßig kurzer Zeit wieder ein freundliches Gesicht zeigt. Das gilt insbesondere auch für die nach Kriegsende nahezu restlos zerstörte öffentliche Straßenbeleuchtung, die heute zu etwa 50% wiederhergestellt ist. Nicht weniger verdient hervorgehoben zu werden Schäfers energisches und zielbewußtes Auftreten gegen alle Art von Übertreibungen und Geschmacklosigkeiten auf dem Gebiete der Straßenreklame, eine Aufgabe, die in unserem Reklamezeitalter ein gut Teil Zivilcourage und Takt erfordert.

Mögen dem schaffensfrohen Jubilar noch viele erfolgreiche Jahre beschieden sein!

Dr.-Ing. habil. Hermann Blum 50 Jahre.

Dr.-Ing. Hermann Blum vollendet am 3. März d. Js. das 50. Lebensjahr. Unmittelbar nach Beendigung seines Studiums trat er als Statiker in die Spundwandabteilung der Dortmund Union (heute Dortmund—Hoerder Hüttenverein AG.) ein, deren technischer Leiter er heute ist. Am 12. Februar 1951 wurde er zum Prokuristen ernannt. Seine Doktorarbeit (1930) behandelte „Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken“¹⁾ und gab das heute weit über Deutschlands Grenzen hinaus übliche Verfahren für die Berechnung ver-

¹⁾ Berlin 1931, Wiltb. Ernst & Sohn.

ankerter Bohlwerke. Es folgten mehrere, in dieser Zeitschrift veröffentlichte Aufsätze aus seinem Arbeitsgebiet: über Dalben, Bohlwerksverankerungen, Flachstahl-Spundwände und zuletzt noch (1950) ein weiterer Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken. Dr. Blum hat sich in den über 25 Jahren, die er die Stahlspundwände der Bauart Larssen betreut, bleibende Verdienste um die immer weitere Verbreitung der Stahlwände und ihre Anwendung bei den verschiedensten Bauwerken sowie um die Verbesserung ihrer Berechnungsweise und die Durchbildung ihrer Verankerungen erworben und sich damit in der technischen Welt einen Namen gemacht.

Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hans Meyer-Heinrich, 40jähriges Dienstjubiläum.

Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hans Meyer-Heinrich, Vorstandsmitglied der Philipp Holzmann A.G., der im vergangenen Jahr seinen 65jährigen Geburtstag beging, konnte am 1. Februar 1951 auf eine 40jährige Zugehörigkeit zur Philipp Holzmann A.G. zurückblicken.

Nach dem Studium an den Technischen Hochschulen Karlsruhe und Hannover hat er seit 1911 als Bauleiter und Oberbauleiter der Firma Holzmann eine Reihe bedeutender Bauten auf den Gebieten des Erd- und Wasserbaues durchgeführt, unter denen 13 km Emscher-Regulierung bei Herne in Westfalen, der Bau des Ruhr-Wehres bei Duisburg und der Bau eines 15 km langen Loses des Mittellandkanals bei Peine hervorzuheben sind.

Seine auf der zuletzt genannten Baustelle durchgeführten betriebswirtschaftlichen Untersuchungen fanden ihren Niederschlag in seiner Dissertation, die von der Technischen Hochschule Hannover mit „Auszeichnung“ bewertet wurde. Von 1921 bis 1928 war er Niederlassungsleiter in Baden und in der Pfalz, und 1928 übernahm er nach dem Tode von Eduard Holzmann die Tiefbau-Abteilung in Frankfurt am Main, bis er 1936 in den Vorstand der Philipp Holzmann A.G. berufen wurde.

Unter seiner Leitung wurden zahlreiche bemerkenswerte Ingenieurbauten geschaffen, bei denen er wertvollste organisatorische und be-

triebswirtschaftliche Arbeit geleistet hat. Für die nach dem Kriege wieder erstandene und noch im Aufbau begriffene Auslands-Abteilung unternahm er in jüngster Zeit verschiedene Informationsreisen ins Ausland.

Auch außerhalb seines Arbeitsbereiches bei der Philipp Holzmann A.G. war Dr. Meyer-Heinrich in zahlreichen Organisationen der Bauwirtschaft tätig. In jüngster Zeit setzte er sich besonders für eine rationelle Entwicklung neuer Baumaschinen und für enge Zusammenarbeit zwischen Bauwirtschaft und Baumaschinenindustrie ein. Dr. Meyer-Heinrich ist Vorsitzender des Aufsichtsrates der Frankpahl-Baugesellschaft m. b. H., Düsseldorf, die er in ihrer weiteren Entwicklung jederzeit tatkräftig unterstützt hat, und Mitglied des Vorstandes der Türkisch-Deutschen Handelskammer.

1949 verlieh ihm die Technische Hochschule Karlsruhe die Würde des Dr.-Ing. E. h. in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens. In einer Verlautbarung der Fridericiana heißt es, daß er „durch seine Ingenieur-tätigkeit maßgeblich dazu beigetragen habe, dieser größten deutschen Bauunternehmung das hohe Ansehen zu verschaffen, das sie im In- und Ausland genießt“.

Wir wünschen dem Jubilar noch viele Jahre erfolgreichen Schaffens für den Wiederaufbau des deutschen Vaterlandes.



Riesensenkkasten beim Bau der Delaware-Gedächtnis-Brücke*).

Die Brücke liegt im Zuge der voraussichtlich Ende 1951 betriebsfertigen Autobahn von New York durch den Staat New Jersey über Delaware-Fluß unterhalb von Philadelphia (Abb. 1).

Die Gesamtlänge der 4 Fahrbahnen aufweisenden Brücke beträgt 10.750' (3.280 m). Dabei ist die als Hängebrücke ausgebildete eigentliche Strombrücke mit der 2.150' (656 m) breiten Mittelöffnung und den beiden 750' (229 m) breiten Seitenöffnungen allerdings nur die sechstgrößte ihrer Art in der Welt. Trotzdem ist der westliche Pfeiler für die Kabelverankerung der größte, der jemals gebaut wurde. Dieser sowohl wie die der beiden Pfeiler für die Pylonen wurden mit offenen Bagger-Senk-kästen (Abb. 2 u. 3) gegründet. Diese Gründung soll nachstehend kurz beschrieben werden. (Der östliche Kabelverankerungspfeiler wurde zwischen Spundwanddämmen gebaut.)

1. Konstruktion des westlichen Verankerungspfeilers. Der Senkkasten hat an der Unterkante eine rechteckige Grundform von $95 \times 221' = 29 \times 67,4$ m. Der Schneidekantenträger ist 13' (3,97 m) hoch, hat an den Außenseiten 4' starke Kastenträgerwände und an den Innenseiten als Versteifung 2' 9" starke Kastenträger-scheidewände (Abb. 2). 4 Längsscheidewände und 11 Quer-

scheidewände bilden Quadrate, welche die untersten Ringe von 60 Baggerschächten von je 15' (4,58 m) Durchmesser enthalten.

Ein Außenseitenwandrahmen (in senkrechter Richtung normal zu der Wandfläche) ist aus 3 starrgeschweißten Fächern hergestellt, in baulicher Hinsicht ein Dreieck, um am Boden die Schneidekanten zu bilden und darüber zwei 4' \times 4' messende Vierecke. Die Innenseitenscheidewandrahmen bestehen aus 2' 9" \times 4' messenden Rechtecken, eines auf dem anderen, in derselben Ebene wie die Außenseitenwandrahmenvierecke. Der Rahmenzwischenraum beträgt 2' 6" in den Wänden und 2' 2" in den Zwischenwänden. Alle Wand- und Zwischenwandrahmen sind an den Fächerspitzen durch horizontale Bauglieder verbunden. Stahlplatten machen das Kastenträgergerippe wasserdicht.

Die Schneidekante selbst besteht aus einem Winkel 8" \times 8" \times 3/4". An der 45-Gradverbindung mit den Grundplatten, dort wo sie an den Winkel angeschweißt sind, sind noch 2 Plattendicken als Verstärkung und gegen Abscherung angebracht.

Der Schneidekantenträger ist oben mit verspannten Stahlplattenwänden abgedeckt, die überall um 4" zurückgesetzt sind. Die Höhe des Senkkastens über alles beträgt 106' (32,3 m), welche ein Absenken bis Ordinate —96' erlaubt.

*) Engng. News-Rec. 144 (1950), Heft 3, S. 36/38.

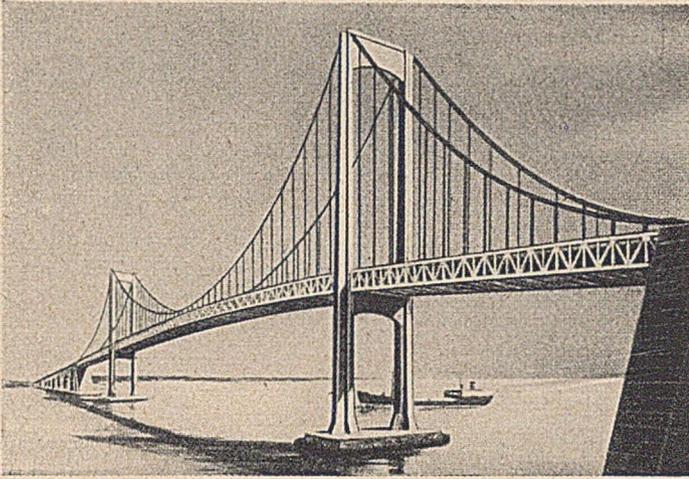


Abb. 1. Die im Bau begriffene Delaware-Gedächtnis-Brücke, die sechslängste Hängebrücke der Welt.

Wie aus Abb. 3 ersichtlich, tritt der Verankerungspfeiler bei $-20'$ an der Stromseite um $18'$ ($5,5$ m) zurück und hängt bei $-10'$ an der Uferseite um $20'$ ($6,1$ m) über.

Der Rest der Bauarbeiten — soweit es die mit den Gründungsarbeiten beauftragte Baufirma betrifft — besteht aus Betonieren zwischen den Baggerschächten, Einbringen von Betonpfropfen in den Schneidekammern und innerhalb der Schächte bis zur Ordinate $15'$ über der Schneidekante und schließlich aus Aufsetzen eines Verteilungsblocks aus Eisenbeton, der den ganzen Pfeiler bis Ordinate plus $15'$ ausfüllt.

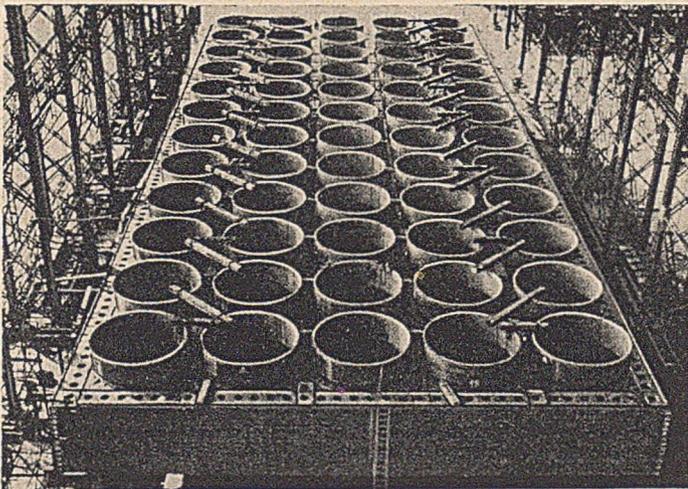


Abb. 2. Der Senkkasten für die westliche Verankerung auf der Schiffswerft. Bei einem Grundriß von $29 \times 67,4$ m enthält er 60 Baggerbrunnen von $4,58$ m Durchmesser.

Über die Kabelverankerung gibt der oben erwähnte Aufsatz keine nähere Auskunft, sondern deutet nur an, daß diese Arbeit von einem anderen Unternehmer nach Fertigstellung der Kabelverspannung vollendet wurde (offensichtlich durch Einbetonieren der Kabelstränge in den bis dahin offen gehaltenen Brunnenschächten).

Das Gesamtgewicht der westlichen Verankerung beträgt $200\ 000$ t, das der schwimmenden Baulichkeiten $64\ 000$ t. Der Gesamtkahelzug beträgt $19\ 000$ t; er greift 14° über der Horizontalen an, $90'$ hinter der Vorderseite der Schneidekante des Senkkastens. Bei voller Be-

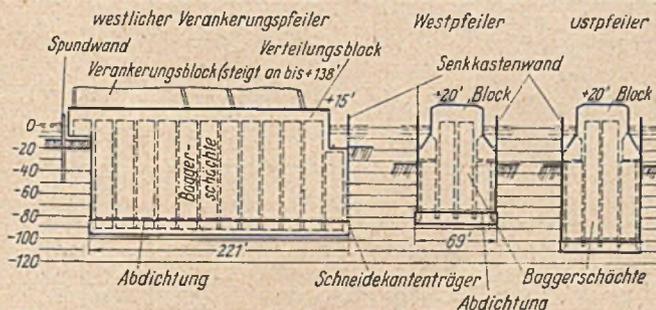


Abb. 3. Offene Bagger-Senkkasten der Pylonen-Pfeiler und des westlichen Verankerungspfeilers.

lastung schwankt die Bodenpressung in der Gründungssohle zwischen $4,8$ t pro Quadratfuß (rd. $4,7$ kg/cm²) an der rückwärtigen Kante bis zu $7,6$ t pro Quadratfuß (rd. $7,4$ kg/cm²) an der Vorderkante.

2. Vorarbeiten für die Absenkung. Für die Senkkastenabsenkung und den Pfeilerbau waren beträchtliche Vorarbeiten außerhalb und auf der Baustelle zu leisten, nämlich Schiffbauarbeiten und Absenkungsvorbereitungen. Mit dem Bau des Senkkastens wurde die New York-Shipbuilding-Corporation beauftragt, welche die Arbeit auf ihrer Werft in Philadelphia-Camden ausführen ließ. Nach Fertigstellung wurde der Stahlkasten wie ein Schiff vom Stapel gelassen und nach einem Pier in Philadelphia geschleppt, wo die Seitenwände $34\ 1/2'$ hoch aufgesetzt wurden, ehe er den Delawarefluß abwärts zur Brückenbaustelle geschleppt wurde. Diese Aufgabe beanspruchte ein Jahr. Der Senkkasten kam am 1. 11. 1949 auf der Baustelle an.

In der Zwischenzeit waren hier $30'$ lange Sandinseln und Dückdalben aus Stahlpfehlern erstellt, um so Führungspferde für den Senkkasten bereit zu haben (Abb. 4). 2 Sandinseln (kreisrunde

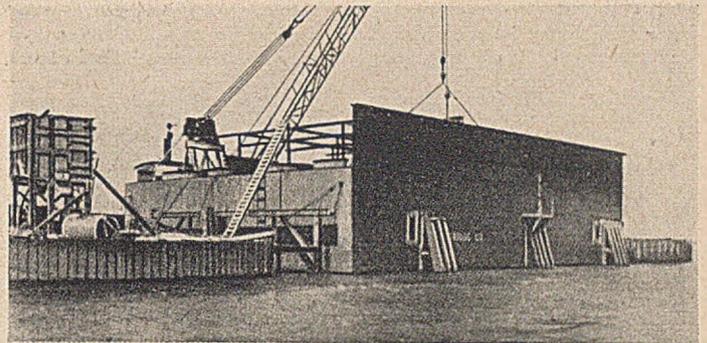


Abb. 4. Einbringen des Senkkastens. Ein Schwimmkran montiert einen Seitenabschnitt während der Versenkung im Führungspferch aus Sandinseln und Dalben. Teile einer neuen Verstrebung sind sichtbar.

Spundwandzellen mit Sand gefüllt) wurden an die Außenseite in Senkkastenslängsrichtung gesetzt, um dem Senkkasten zusätzliche Widerstandskraft gegen die Gezeitenströmung zu geben. Drei Stahlpfehlaldalben — jeder aus 3 lotrechten und 3 Schrägpfehlern bestehend — wurden an der dem Ufer zugewandten Seite angebracht. Die Inseln und Dalben wurden mit Federn umgeben, welche dem Senkkasten $4'$ breiten Spielraum geben.

3. Absenkungsvorgang. Sobald der Senkkasten von der offenen Flußseite her an seinen Platz geschleppt war, wurden noch 2 Dalben geschlagen und so der Pferch geschlossen.

Um die Schneidekante auf den Flußboden zu bekommen, wurde mit schwimmenden Mischanlagen Beton in den Senkkasten gefüllt und der Kasten bis zur Flußsohle um $21,8'$ abgesenkt. Dabei wurde der Senkkasten durch die Sandinseln und die Dalben in seiner Lage geführt. Die Lagekontrolle wurde durch Triangulationsmessungen von 4 an den Flußufern errichteten Beobachtungsstellen ausgeübt.

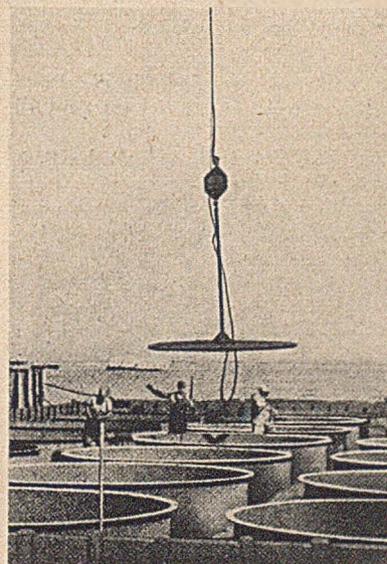


Abb. 5. Eine Gewichtssonde in Form eines umgekehrten Pilzes zur Nachprüfung der Baggerung vor Anbringung des Verschlusses.

Der nächste Schritt, das weitere Absenken durch Aushöhlen der Baggerschächte, Abtransport des Ausschachts mit Baggerprähen und Betonieren zwischen den Schächten, wurde Anfang 1950 begonnen.

Die weiteren Absenkungsarbeiten, die bei den im Bau weiter vorgeschrittenen beiden Turm- oder Pylonenpfeilern (Abb. 3, Grundfläche $69' \times 116'$, 4×7 Baggerschächte von $\phi 15'$ und Gründungstiefen $-87'$ bzw. $-112'$) erprobt sind, geschehen in folgender Weise:

Nachdem der offene Senkkasten den Boden erreicht hat, werden die Arbeitskammern durch den Wasserstrahl einer hängenden Unterwasserpumpe gesäubert; die Beschaffenheit des Bodens wird durch ein Gewicht in Form eines umgekehrten Pilzes (Abb. 5) geprüft. Die

Pumpe besteht aus einer 12" (30,5 cm) starken vertikalen Röhre, die einen doppelspritznasigen horizontalen Verteiler speist. Der Verteiler besteht aus einer 4-zölligen Röhre, die zu 1 1/2-zölligen Nasen an beiden Enden ausgezogen ist.

Die Wasserzuführung erfolgt mit einem Druck von 350 Pfund/Quadratzoll = rd. 25 kg/cm².

Zwei Satz an der Längsröhre angebrachte Querbalken halten die Röhre in der Mitte des Schachtes, wenn sie sich langsam dreht, um die Erde auf dem Boden zu lösen. Der Fortschritt des Bodenaushubs wird durch den Pilz mit seiner unter die Versteifungswände reichenden Auskragung nachgeprüft. Der Aushub wird durch Aufzüge beseitigt.

Sodann wurden Betonpfropfen eingebracht und der Senkkasten genügend entwässert, um die folgenden Arbeiten zu ermöglichen:

Baggereinrichtung zum Abtragen von Boden.

Diese Einrichtung (s. Abb.), mit der man normalgewachsenen, baggerfähigen Boden abtragen oder Massengüter von einem Haufenlager aufnehmen kann, ist im Prinzip ein kleiner, auf Raupen fahrender Eimerketten-Schwenkbagger mit einem Auslegerförderband,

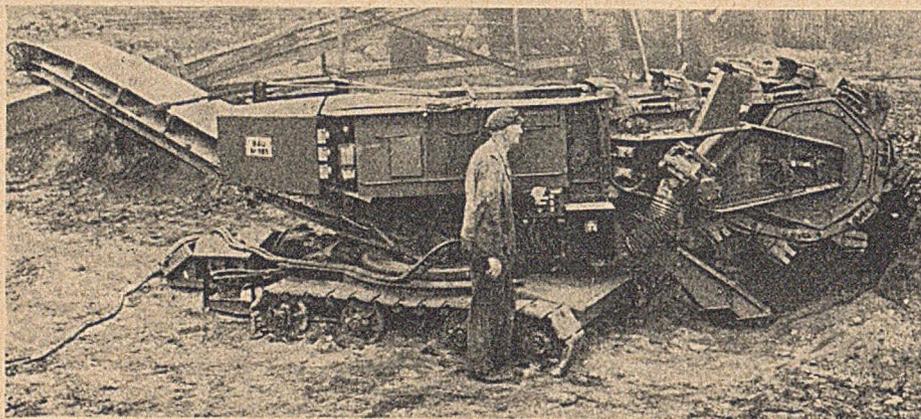


Abb. 1. Abtrageeinrichtung mit geschwenktem Aufbau. Hersteller: Lübecker Maschinenbau Ges., Lübeck.

Innerhalb des Senkkastens werden bei den Turmpfeilern die langen äußeren Schachtreihen bei Ordinate -30' abgeschnitten und die inneren Reihen bis zu + 5' verlängert, um dann durch 15' starke und 45' x 116' große Stahlbetonverteilerblöcke abgedeckt zu werden (Abb. 3).

Die größte Bodenpressung für die Turmpfeiler aus Eigengewicht, Temperatureinfluß und Wind (30 Pfund/Quadratfuß = rd. 145 kg/m² auf die hängenden Überbauten und 35 Pfund/Quadratfuß = rd. 170 kg/m² auf die Türme, Kabel und Hängestangen) beträgt 8,3 t pro Quadratfuß oder rd. 8 kg/cm².

Die Kosten für die Gründungsarbeiten der Brücke werden auf 16 Millionen Dollar, die für die Stahlüberbauten auf 13,7 Millionen Dollar, insgesamt also auf rd. 30 Millionen Dollar veranschlagt.

Strangmann

der entsprechend den Typennormen die Bezeichnung $R_s \frac{18}{0,1} 2,2$ hat

($R_s \frac{1}{t}$ h, J Eimerinhalt [l], t Baggertiefe [m], h Abtraghöhe [m]).

Das von der mit 0,8 m/sec Geschwindigkeit umlaufenden Eimerkette aufgenommene Material wird in einen Schütttrichter abgeworfen, aus dem es auf das 6,25 m lange, 0,65 m breite und um je 60° nach den Seiten von Hand schwenkbare Förderband gelangt. Die Eimerleiter kann auch um je 45° nach den Seiten geschwenkt werden. Das Schwenkwerk treibt ein 3,6-kW-Motor an. Da die Einrichtung nur 1,8 m hoch ist, kann sie auch zum Stollenvertrieb verwendet werden (bis 2,2 m Abtraghöhe). Das Hubwerk zur Eimerleiter wird durch einen Motor von 9 kW Leistung angetrieben. Aus der Schüttungszahl der Eimerkette mit 105/min (Motorleistung 30 kW) und dem Eimerinhalt ergibt sich eine theoretische Leistung von 110 m³/h. Die 1,9 m langen und 0,3 m breiten Raupenbänder verursachen bei dem Dienstgewicht der Einrichtung von 13 t einen spezifischen Bodendruck von 1,15 kg/cm². Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 2 oder 4 m/min (Motorleistung 3,6 kW). Dipl.-Ing. Riedig.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Wittstock: Allachsig unsymmetrische Querschnitte. Bautechn. 27 (1950), Heft 9, S. 295—296.

Der Verfasser hat in dankenswerter Weise eine für die Praxis sehr wichtige Gleichung mitgeteilt, die geeignet ist, viel umständliche Arbeit zu sparen.

Für den häufig vorkommenden Fall, daß man das gleiche Profil für mehrere Belastungen benutzen will, läßt sich die vom Verfasser gegebene Form der Spannungsgleichung noch zweckmäßig so umformen, daß man Profil-Festwerte erhält. Außerdem bedarf die Vorzeichenfrage noch eines Hinweises.

Nach Umformung wird

$$\sigma = -\frac{N}{F} + M_x \frac{x \cdot J_{xy} - y \cdot J_y}{J_x \cdot J_y - J_{xy}^2} + M_y \frac{y \cdot J_{xy} - x \cdot J_x}{J_x \cdot J_y - J_{xy}^2}$$

$$\sigma = -\frac{N}{F} + \frac{M_x}{W'_x} + \frac{M_y}{W'_y}, \text{ wobei die reziproken Werte der Brüche}$$

als reduzierte Widerstandsmomente W'_x und W'_y aufgefaßt werden.

Mit den Abkürzungen:

$$A = \frac{J_{xy}}{J_y}; B = J_x - A \cdot J_{xy}; C = \frac{J_{xy}}{J_x}; D = J_y - C \cdot J_{xy}$$

wird

$$W'_x = \frac{J_x \cdot J_y - J_{xy}^2}{x \cdot J_{xy} - y \cdot J_y} = \frac{J_x - J_{xy} \cdot \frac{J_{xy}}{J_y}}{x \cdot \frac{J_{xy}}{J_y} - y} = \frac{B}{A \cdot x - y}$$

$$W'_y = \frac{J_x \cdot J_y - J_{xy}^2}{y \cdot J_{xy} - x \cdot J_x} = \frac{J_y - J_{xy} \cdot \frac{J_{xy}}{J_x}}{y \cdot \frac{J_{xy}}{J_x} - x} = \frac{D}{C \cdot y - x}$$

Bei $J_{xy} = 0$ gehen obige Gleichungen in die bekannten Gleichungen für die wirklichen Widerstandsmomente über. Es ist hierbei zu beachten, daß die reduzierten Widerstandsmomente mit Vorzeichen behaftet sind, woraus sich das richtige Spannungsvorzeichen ergibt, wenn man als positive Richtung der Momente M_x und M_y die Richtung entgegen der positiven Richtung der y - bzw. x -Achse bezeichnet.

Als Beispiel wird das in „Stahl im Hochbau“, 11. Aufl., S. 214 durchgerechnete Profil berechnet.

$$J_x = 984 \quad J_y = 2036 \quad J_{xy} = +555$$

$$[J_{xy} = (+), \text{ da } x_{S_1} \cdot y_{S_1} \cdot F_1 \text{ und } x_{S_2} \cdot y_{S_2} \cdot F_2 \text{ positiv}]$$

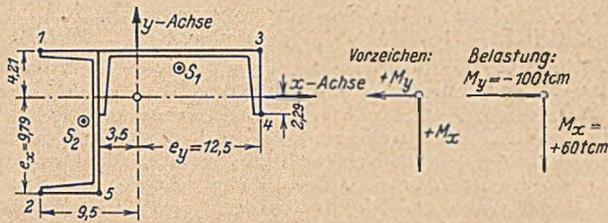
Hilfswerte:

$$A = +\frac{555}{2036} = +0,273 \quad B = 984 - 0,273 \cdot 555 = 832,5$$

$$C = +\frac{555}{984} = +0,565 \quad D = 2036 - 0,565 \cdot 984 = 1723$$

Berechnung der Spannungen.

Pkt.	x	y	A · x	Ax - y	W'x	C · y	C · y - x	W'y	σx	σ'y	σ
1	- 9,50	+ 4,21	- 2,59	- 6,80	- 123	+ 2,38	+ 11,88	+ 145	- 0,490	- 0,690	- 1,180
2	- 9,50	- 9,79	- 2,59	+ 7,20	+ 116	- 5,52	+ 3,98	+ 432	+ 0,517	- 0,232	+ 0,285
3	+ 12,50	+ 4,21	+ 3,41	- 0,80	- 1040	+ 2,38	- 10,12	- 170	- 0,058	+ 0,588	+ 0,530
4	+ 12,50	- 2,29	+ 3,41	+ 5,70	+ 146	- 1,30	- 13,80	- 125	+ 0,411	+ 0,800	+ 1,211
5	- 3,50	- 9,79	- 0,96	+ 8,83	+ 94	- 5,52	- 2,02	- 850	+ 0,638	+ 0,118	+ 0,756



Die berechneten Spannungen stimmen sehr gut mit den in „Stahl im Hochbau“ berechneten überein.

Mit den oben berechneten reduzierten Widerstandsmomenten W_x' und W_y' hat man sich für das betr. Profil Werte geschaffen, die nun für jede beliebige Belastung eine schnelle Berechnung der Spannungen gestatten. Herber.

Erwiderung.

Der von Dr.-Ing. Herber zu meiner Arbeit „Allachsig unsymmetrische Querschnitte“ gegebene Beitrag stellt eine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der praktischen Verwendung der Formel dar. Tatsächlich sind ja die Belastungen das Variable, und es ist richtig, die Formel so umzuformen, daß die Angriffsmomente eine exponierte Stellung in der Formel einnehmen, während die Querschnittsgrößen zu reduzierten Widerstandsmomenten zusammengefaßt werden, die Festwerte des Querschnitts bilden. Die Rechenarbeit schrumpft damit fast auf den Umfang der bei der Berechnung der Spannungen eines symmetrischen Querschnitts zu leistenden Rechenarbeit zusammen. Auch hinsichtlich der Vorzeichenfrage erscheint es besser, wenn man zwischen Druckspannungen (—) und Zugspannungen (+) unterscheidet und die positive Richtung der Momente entgegen dem Achsenpfeil wählt. Ich hatte in meiner Arbeit die Vorzeichenfrage nur soweit verfolgt, als sie die absolute Größe der Spannungen beeinflusste. K. Wittstock.

Weitere Zuschrift.

Dr.-Ing. E. h. Wansleben macht darauf aufmerksam, daß die von Dipl.-Ing. Kurt Wittstock veröffentlichten Gleichungen bereits von Beyerhaus im Bauingenieur 1922, Seite 530 entwickelt worden sind.

Wittstock hat jedoch, wie wir uns überzeugen, seinerseits die Gleichungen selbständig abgeleitet.

Dr. Wansleben gibt dem Wunsche Ausdruck, daß die sehr nützlichen Formeln durch Aufnahme in die Fachbücher Allgemeiner der Statiker würden. Die Schriftleitung.

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule München.

Regierungsbaumeister Josef Koder, Direktor und Vorstandsmitglied der Bauunternehmung Grün & Bilfinger A.G., Mannheim, wurde in Würdigung seines hervorragenden vierzigjährigen Wirkens in der Entwicklung des wissenschaftlich begründeten deutschen Ingenieurbauwesens und dessen Verwirklichung in großen Bauaufgaben am 13. Juli 1950 zum Doktor der Technischen Wissenschaften (Doktor-Ingenieur) ehrenhalber an unserer Hochschule ernannt.

Bücherschau

Löser, Benno †: Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Deutschen Stahlbeton-Bestimmungen vom März 1943 (Stand Mai 1949). 12., von Gottfried Brendel überarbeitete Aufl. (50. bis 55. Tausend). 300 S. mit 290 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 12,—, geb. 14,50 DM.

Die 12. Auflage ist gegenüber den vorhergegangenen Auflagen unter voller Wahrung des Charakters als Handbuch der Praxis umfassend überarbeitet und auf den gegenwärtigen Stand der Bestimmungen und Erkenntnisse gebracht worden. Neu aufgenommen wurden eine Übersicht über die wichtigsten Bestimmungen für die Berechnung von Stahlbeton-Bauwerken, ein Abschnitt über das Bruchmoment bei reiner Biegung (n-freies Verfahren) und das Stichwortverzeichnis am Schluß des Buches. Daneben sind mehrere Abschnitte umgearbeitet und z. T. erweitert worden, so der Abschnitt über Baustoffe, die Festpunktberechnung, Erddruck auf Stützmauern, die Knickberechnung der Säulen, die Berechnung der Schubspannungen bei veränderlicher Balkenhöhe und der Schubsicberung, ferner der Abschnitt über zweiachsige Biegung mit Längskraft und eine Reihe von Zahlenbeispielen. Im ganzen hat das Buch durch die Änderungen und Ergänzungen wieder den Stand erreicht, um seinen alten Ruf als bewährtes Handbuch der Praxis zu rechtfertigen. Schröder.

Holzschutzmittel, Prüfung und Forschung III. II. Folge, Heft 7 der Wissenschaftlichen Abhandlungen der Deutschen Materialprüfungsanstalten, Abteilung „Holzschutz“. Herausgegeben vom leitenden Direktor des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem. Ausgegeben am 6. März 1950, dem 100. Geburtstag von Prof. Dr. Adolf Martens, dem Begründer und ersten Direktor des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem. IV, 132 S. mit 62 Textabb. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1950, Springer-Verlag. Geh. 21,— DM

Mit dem vorliegenden III. Teil der Veröffentlichungen über Holzschutzmittel finden langjährige Forschungsarbeiten zur Entwicklung von Prüfverfahren und Untersuchung von Holzschutzmitteln im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem einen gewissen Abschluß. In den einzelnen Berichten dieses Heftes werden sehr umfangreiche und gründliche Untersuchungen über folgende Spezialfragen des Holzschutzes zusammengefaßt:

1. Wirksamkeit gegen Pilzbefall der verschiedensten Holzschutzmittel. Hierbei spielen die sogenannten Grenzwertzahlen ¹⁾ eine wichtige, aber nicht allein ausschlaggebende Rolle. Außerdem sind die Aufnahmefähigkeit des Holzes, die Möglichkeit der Schutzstoffeinbringung, die Auswaschbarkeit und andere (z. B. wirtschaftliche) Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Nach Gruppen ihrer chemischen Zusammensetzung geordnet, werden Grenzwerte von 384 verschiedenen Holzschutzmitteln für mehrere typische Pilzsorten zusammengestellt.
2. Insektentötende Wirkung von Holzschutzmitteln, wobei in Ergänzung früherer Ergebnisse vor allem die Wirkung auf größere Hausbocklarven untersucht wird.
3. Prüfung der „Tropeneignung“ gegen Termiten.
4. Prüfung gegen Meerwasser-Schädlinge.
5. Eindringvermögen von Holzschutzmitteln.
6. Prüfung von „Sperrstoffen“ für den Holzschutz, d. s. Mittel, welche meist in Form von nachträglichen Anstrichen die Auswaschbarkeit von Schutzmitteln herabmindern sollen.
7. Die Beeinflussung der Brennbarkeit des Holzes durch Holzschutzmittel.
8. Einwirkung von Holzschutzmitteln auf die Holzfasern.
9. Beeinflussung von Holzschutzmitteln durch Berührung mit Mörtel und eines etwaigen Durchschlagens ihrer färbenden Anteile.

Im Anhang ist ein Verzeichnis der bisherigen 98 Veröffentlichungen aus den Jahren 1936 bis 1949 über Holzschutz- und Werkstoffbiologie des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem beigelegt.

Diese Berichte beleuchten die Eigenschaften und Wirksamkeit der Holzschutzmittel von den verschiedensten Seiten, wobei die Ergebnisse rein wissenschaftlich nach der chemischen Zusammensetzung der Mittel ohne Handelsbezeichnung gruppiert sind, so daß der Praktiker keine unmittelbaren Rückschlüsse auf die Wirksamkeit der handelsüblichen Schutzmittel ziehen kann, wenn ihm deren chemische Zusammenstellung nicht bekannt ist ²⁾. Gattnar.

¹⁾ Sie geben die Menge des Schutzmittels in kg/m³ Holz an, welche mindestens zur Erreichung der erstrebten Schutzwirkung erforderlich ist.

²⁾ In diesem Zusammenhang sei auf eine Veröffentlichung von Dr. F. Geiger, Neue Methoden der Holzkonservierung im Bauwesen, „Der Bau“ 1950, Heft 9, verwiesen, in welcher eine Zusammenstellung aller zur Zeit erzeugten und geprüften Schutzmittel mit ihrer Handelsbezeichnung und der Art ihrer Wirksamkeit nach dem neuesten Stand zusammengestellt ist.

Fiesinger, Hans: Massivbögen und Viadukte, ihre Verstärkung und Wiederinstandsetzung. VIII, 88 S. mit 84 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 9,— DM, Ganzleinen 10,80 DM.

Das Problem der Wiederinstandsetzung und der Verstärkung von Massivbögen tritt gerade heute in vielfältiger Gestalt an den Bauingenieur heran. Es ist das Verdienst von Dr.-Ing. Fiesinger, das spärliche Schrifttum ausgewertet und auf Grund eigener, langjähriger Erfahrungen ergänzt zu haben.

Nach einer Übersicht über verschiedene Verstärkungssysteme wird im Teil II das Verfahren nach Spangenberg-Stöhr sehr ausführlich behandelt. Die Wiedergabe der Berechnungen für die ausgeführten Verstärkungen bei den Berliner Stadtbahnbögen dürfte dem in der Praxis stehenden Statiker manche Anregungen geben.

Nach Beschreibung einiger Hilfsverfahren für Verstärkungsarbeiten enthält der Teil III u. a. Beispiele für die Verstärkung stählerner Bogenbrücken durch Beton oder Stahlbeton zu Massivbrücken.

Die klare Gliederung des Stoffes lassen das Buch besonders auch als Hochschul-Lehrbuch geeignet erscheinen. Es bedeutet eine wertvolle Bereicherung unserer Ingenieurliteratur. Brendel.

Niemczyk, Oskar: Bergschadenskunde. 291 S. mit 266 Textabb., 6 Taf. u. 40 Zahlentaf. Essen 1949, Verlag Glückauf. Ganzleinen 36,— DM.

Das Verhalten des Gebirgskörpers von der Abbaustelle unter Tage bis zur Tagesoberfläche in seiner Gesetzmäßigkeit theoretisch genau zu erfassen, ist eine Aufgabe mit vielen Unbekannten, welche in die

verschiedensten Fachgebiete fällt. Es ist daher kein Zufall, daß die Forschung von der Beobachtung und markscheiderischen Messung der tatsächlichen Verformung ausgeht. Das Werk von Niemczyk bringt nun eine zusammenfassende Darstellung nicht nur der markscheiderischen Betrachtungen und Erkenntnisse, an welchen er maßgebend beteiligt ist, sondern auch eine mechanische und physikalische Deutung der Vorgänge.

Der erste Teil behandelt die Bewegung an der Erdoberfläche und auch den Bergschaden an Bauwerken. Nach Einführung in die berggesetzlichen und markscheiderischen Grundlagen wird die Theorie der Bodenbewegungsvorgänge oberhalb des Abbaues erläutert. Der Darstellung über die Auswirkung von Zerrungen und Pressungen, über Grundwasserstörungen und Gebirgsschläge folgt ein kurzer Abschnitt über die Beseitigung von Bergschäden und über die Sicherungsmaßnahmen an „Tagesgegenständen“, welche in Straßen, Mauern und Zäune, Leitungen, Eisen- und Straßenbahnen, Feuerungsanlagen und zuletzt auch allgemeine Bauwerke eingeteilt werden. Dieser Abschnitt ist, wie schon die erwähnte Einteilung zeigt, offenbar weniger als Leitfaden für das Baufach gedacht, vermittelt aber bereits einen Ueberblick über verschiedene technische Möglichkeiten. In der Betrachtungsweise weichen die Ausführungen naturgemäß teilweise vom Standpunkt des Konstrukteurs oder Statikers im Baufach ab. In neuerer Zeit ist man hauseitig bestrebt, die Bauwerke möglichst weitgehend der vertikalen Verformung des Baugrundes nachgiebig folgen zu lassen. Anschließend geht Niemczyk auf die scheinbaren Bergschäden ein, mit denen häufig der Bergbau belastet wird. Ausführlich werden sodann die Verfahren zur Vorausberechnung von Bodenbewegungen besprochen, welche in letzter Zeit wesentlich vervollkommen wurden. Dieser Fortschritt eröffnet dem Baufach die Aussicht darauf, daß bald ausreichendes Erfahrungsmaterial für die bisher noch spärlichen Angaben über den Krümmungshalbmesser und das Dehnungsmaß der Tagesoberfläche gesammelt und auch bekanntgegeben wird.

Der zweite Teil des Werkes untersucht den Bergschaden unter Tage und ist somit der Gebirgsdruckforschung gewidmet. Innerhalb des Baufaches treten im Tunnelbau ähnliche Probleme auf. Es ist zweifellos zu begrüßen, wenn auch der Bauingenieur sich mit den Forschungsmethoden des Bergbaues beschäftigt, da beide Fachgebiete einander befruchten.

Für den im Bergbaugewerbe tätigen Bauingenieur stellt die Lektüre dieses Werkes ohne Zweifel eine wertvolle Bereicherung seines Wissens dar.

L u e t k e n s.

J ä g e r, K a r l: Praktische Festigkeitslehre. Eine Aufgabensammlung. VIII, 220 S. mit 154 Textabb. Wien 1949, Manzsche Verlags- u. Universitätsbuchhandlung. Geh. 12,80 DM, Geb. 15,— DM.

In 180 Aufgaben aus Stahl, Stahlbeton-, Holz- und Maschinenbau wird gezeigt, wie die technische Festigkeitslehre in den wesentlichen Fällen der einfachen und zusammengesetzten Beanspruchung anzuwenden ist, um den jeweiligen Spannungszustand und die der Eigenart des Baustoffes entsprechende richtige Bemessung des untersuchten Bauteiles zu ermitteln.

Das Buch ist eine Hilfe für den Studierenden und eine Reminiszenz für den Praktiker an jene trefflichen Pädagogen, die ihren Vortrag der vielfach nüchternen Theorie durch Beispiele ihrer praktischen Anwendung so lebendig zu gestalten wissen, daß die notwendige Ordnung in die Vielzahl der abgeleiteten Formeln kommt, um sie zur Lösung einer gestellten Aufgabe richtig ansetzen zu können. Die klare Erkenntnis der Synthese von Wissenschaft und Praxis ist aber die Voraussetzung und die Grundlage zu eigenem Forschen und Untersuchen.

W ü s t.

M e l a u, E r n s t: Einführung in die Baustatik. X, 328 S. mit 242 Textabb. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 28,50, geb. 31,50 DM.

Auch aus diesem Buche spricht die Erkenntnis, daß es notwendig ist, die infolge des letzten Krieges allseits etwas lückenhaft gewordenen Grundlagen der Baustatik erneut zu unterhalten und zu beleben. Der bekannte Verfasser hat hier seine Vorlesungen in eine Form gebracht, die neben exakter und nicht zu breiter Darstellung der Theorie auch die praktische Anwendung des Gebotenen an Hand zahlreicher Rechenbeispiele vermittelt, was besonders zu begrüßen ist. Man spürt in allen Abschnitten und in jeder einzelnen Überlegung die vom Vater übernommene Tradition, mit Hilfe klarer Abbildungen das Wesentliche herauszuheben und zu verdeutlichen, ohne die Leichtfälligkeit zu beeinträchtigen. Das in 9 Abschnitte gegliederte Buch bringt in hervorragendem Druck die Eigenarten der statisch bestimmten sowie der statisch unbestimmten Tragwerke nebst den Formänderungen, Verschiebungen, Biegelinien und Einflußlinien, wobei auch die Fachwerke, die Bogen- und Rahmenträger sowie die durchlaufenden Konstruktionen behandelt sind. Die vielen beigegebenen Tabellen erleichtern die praktische Anwendung bedeutend.

K l e i n l o g e l.

R u c k l i, R o b e r t: Der Frost im Baugrund. XV, 279 S. mit 112 Textabb. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 37,50 DM.

Das Schrifttum über den Bodenfrost war bisher — abgesehen von den älteren Darstellungen von Taber (1929) und Beskow (1935) — in einer Fülle von Aufsätzen verstreut, was die neueren Erfahrungen und Erkenntnisse, insbesondere die während des Krieges im Ausland gesammelten, nur schwer zugänglich machte. Die Darstellung des Verfassers enthält in einer vorzüglichen, klaren und kritischen Schau alles Wissenswerte über die Ursachen und die Erscheinungsformen des Frostphänomens, über die bis in die jüngste Zeit durchgeführten Untersuchungen im Gelände und im Laboratorium zu seiner Erforschung, über die verschiedenen Kriterien zum Erkennen der Frostgefährlichkeit von Böden und über die praktischen Maßnahmen zur Verhinderung von Frostschäden. Besonders wertvoll ist für uns hierbei die Behandlung der neueren Arbeiten des Auslands. Den Schwerpunkt des Buches bildet aber eine völlig neue mathematische Behandlung des Frostproblems, die den Versuch unternimmt, Methoden zur Berechnung der Frosteinwirkung, des Wassernachschubs und der Frosthebung vor allem für den Straßenbau, aber auch für Kühlhausanlagen zu entwickeln. Benutzt wird hierbei eine neue Theorie des Verfassers über die Eislinienbildung. Diese wird auf einen Unterdruck im Porenwasser infolge der Kohäsion der Adsorptionswasserhüllen zwischen den Eiskristallen und den Bodenkörnern zurückgeführt.

Das gediegen ausgestattete Buch wird für jeden, der sich über Fragen des Bodenfrostes unterrichten muß, ein unentbehrliches Nachschlagewerk und für den, der sich vertieft mit den hierbei auftretenden Problemen beschäftigen will, eine ebenso unentbehrliche Quelle und Hilfe sein.

M u h s.

Eingegangene Bücher

A r n o l d, G e o r g: Städtischer Tiefbau. Straßenbau — Wasserversorgung — Stadtentwässerung. 9. Aufl. VII, 345 S. mit 337 Abb. im Text und auf XXXIV S. Anhang sowie 7 Taf. Leipzig 1950, Fachbuchverlag GmbH. Dr. Max Jänecke. Geh. 9,80 DM.

Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch. Wesergebiet, Abflußjahr 1946. Herausgegeben von dem Niedersächsischen Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, Landesamt für Gewässerkunde in Hannover. 61 S. mit Abb. im Text u. einer Uebersichtskarte. Erscheinungsjahr 1950. Zu beziehen durch Buchdruckerei Güdike GmbH., Hannover, Im Moore 33-34. Geh. 9,— DM.

Elsners Taschenbuch für den bautechnischen Eisenbahndienst 1951, 23. Jahrgang. 512 S. mit zahlreichen Textabb. Frankfurt (Main) 1951, Dr. Arthur Tetzlaff-Verlag. 5,— DM.

F i n n e r n, R.: Taschenbuch der Bauwirtschaft. 374 S. mit zahlreichen Abb. und Tabellen. Darmstadt 1950, Eduard Roether Verlag. Geh. 9,— DM.

F r i t s c h, J o s e f: Der heutige Stand der Massentektonik. (Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Heft 19.) 37 S. mit 15 Textabb. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 2,40 DM.

Fünf Jahre Straßenbau Schleswig-Holstein 1945—1950. Herausgegeben von der Abteilung Straßenbau im Ministerium für Wirtschaft und Verkehr, Kiel, Düsternbrooker Weg 64—68. 51 S. mit 84 Textabb. Druck und Verlag: Kieler Druckerei, Kiel, Bergstr. 9—13. Geh. 2,— DM.

„Hütte“: Hilfstabellen. Ein Hilfsbuch zur Ermittlung von Räderübersetzungen. 6. Aufl. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V. in Berlin. 202 S. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 9,50 DM.

M y l i u s u. I s p h o r d i n g / P a x m a n n, W a l t h e r: Der Wasserbau an den Binnenwasserstraßen. Teil I: Baukunde, 2., erweiterte Aufl., 1. Bd.: Baustoffe, Baugeräte, Bauweisen. VIII, 136 S. mit 250 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 14,— DM, geb. 16,50 DM.

S a l i g e r, R u d o l f: Die neue Theorie des Stahlbetons auf Grund der Bildsamkeit vor dem Bruch. 3., neubearbeitete Aufl. mit erweiterter Begründungen und Forderungen. X, 135 S. mit 92 Textabb. Wien 1950, Franz Deuticke. Geh. 11,— DM.

INHALT: Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1950 (1. Teil). — Die Frostschäden im Gebiete der Straßenbauverwaltung Württemberg. — Zur Beurteilung der Kornverteilung von Bodenproben ohne mechanische Analyse. — Österlede-Stockholm. Brückenbauliche Studien zum internationalen Wettbewerb 1949 und zur Ausstellung 1950 (Schluß). — Neue Bauweise für Abwasserkanäle. — Erläuterungen zum Entwurf für die Neufassung der DIN 1072. — V e r m i s c h t e s: Oberbaurat Joseph Schäfer 60 Jahre. — Dr.-Ing. Blum 50 Jahre. — Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hans Meyer-Heinrich, 40jähriges Dienstjubiläum. — Riesensenkanten beim Bau der Delaware-Gedächtnis-Brücke. — Baggereinrichtung zum Abtragen von Boden. — Zeitschriften an die Schriftleitung. — Hochschulaufsichten. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenschau.

„Die Bautechnik“ mit Beilage „Der Stahlbau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort. Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährlich 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Bestellungen für das Ausland sind zu richten an: E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2. Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.





HUMBOLDT

AUFBEREITUNG für Erz, Steinkohle, Braunkohle
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

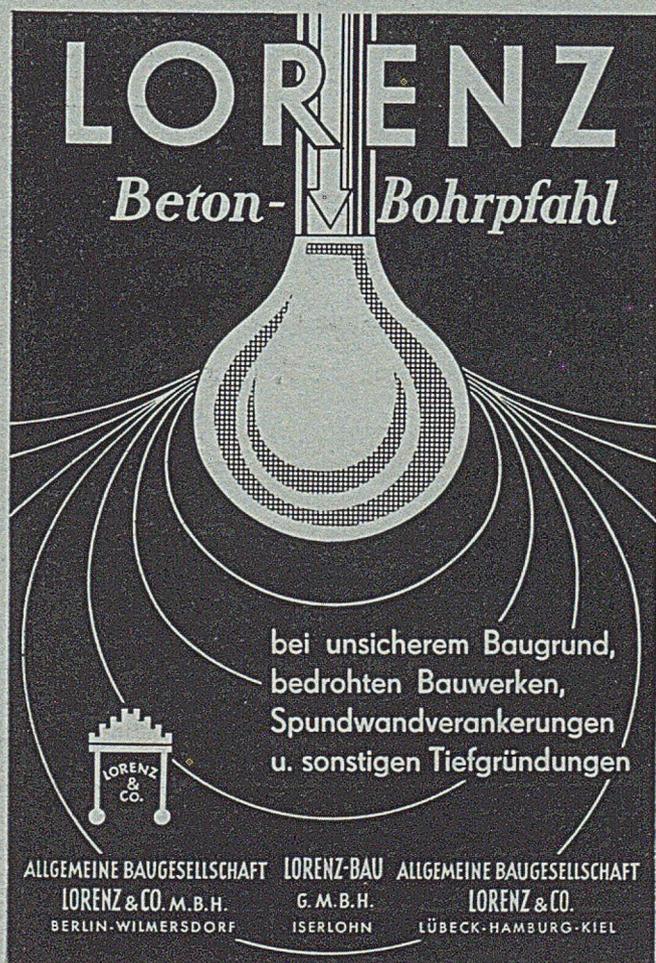
STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser
Stahlskelette für Industriebauten
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,
Schachthallen, Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN

LORENZ

Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESSELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M.B.H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESSELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LÜBECK-HAMBURG-KIEL

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton

Heft 102

Versuche über das Verhalten VON Beton und Zement im Seewasser

Bericht erstattet von
A. Eckhardt und Dr. phil. W. Kronsheim

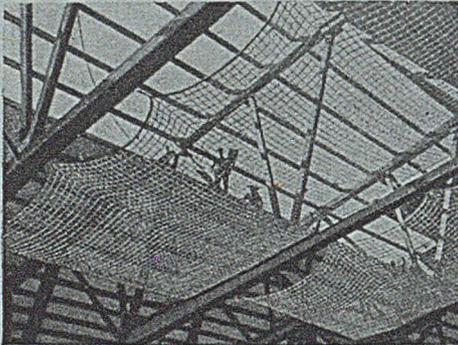
Format: 19x27,5 cm. 114 Seiten und 15 Ausschlagtafeln
mit insgesamt 27 Zahlentafeln und 39 Bildern. 1951.
Geheftet DM 6,50

In Kommissionsverlag

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Cropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.

Für absturzgefährliche Arbeiten*Alpica***FANGNETZE** Waren-Nr. 657884

zur Unfallverhütung und Einsparung von Gerüstholz



Für Dachkonstruktionen, Werkshallen, Bahnhofshallen, Lok-Schuppen, Entrostungs- und Anstricharbeiten an Werkshallen und Eisenkonstruktionen (Stahlgerüste), Traversen für Hochspannungsmasten, Brückenbauten. Abfangnetze für Oberlichtscheiben in Industriewerken, Sicherungsmaßnahmen bei Brückenkranen
Standard-Spannwelten: 5×5, 5×10, 10×10 m

**Wilhelm Gail'sche Tonwerke A.-G.
Giessen**

Wir liefern für

Industriebauten

Hochhäuser

helle farbig nuancierende

● *Fassadenklinker*
und klinkerharte● *Verblendplatten*

Sie sind jahrzehntelang haltbar und erfordern keine Unterhaltungs- und Säuberungskosten.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN / BERLIN-WILMERSDORF
(WEST-BERLIN)

Soeben — März 1951 — erschienen:

RÜSTUNGSBAU

von Professor H. KIRCHNER †

Zweite Auflage, neu bearbeitet von Professor ADOLF MÜLLENHOFF, Lübeck

I. BAND: Allgemeines — Gerüste für feste Stahlbrücken

Gr. 8° XI, 178 Seiten, mit 253 Textabbildungen 1951. Geheftet DM 21,50, Ganzleinen DM 24,—

II. BAND: Lehrgerüste — Hilfs- und Arbeitsgerüste

Gr. 8° XI, 136 Seiten mit 152 Textabbildungen 1951. Geheftet DM 16,50, Ganzleinen DM 19,—

Aufstell- und Lehrgerüste
für Stahl- und gewölbte
Brücken nebst Schal-, Ar-
beits- und Hilfsgerüsten

Die zunehmende Verwendung der neueren Verbindungsmittel, der Ersatz hölzerner Rüstungen durch stählerne, die Einführung neuer Bauweisen, insbesondere der Stahlrohrgerüste, vor allem aber der Bau vieler bedeutender Brücken der letzten 25 Jahre erforderten eine weitgehende Neubearbeitung und Erweiterung. Hinzu kamen die Hebungen und Verschiebungen von Brücken anlässlich der Wiederherstellung von Kriegsschäden. Die Brückenbauten beim Bau der Reichsautobahnen, die nur mit Hilfe großer Rüstungen möglich waren, brachten neuere Konstruktionen mit sich, die im wesentlichen dargestellt wurden. Dabei sind auch die neueren Fortschritte des Rüstungsbaues im Ausland, besonders in der Schweiz, berücksichtigt worden. Entsprechend der zunehmenden Anwendung der Balken und Rahmen aus Stahlbeton wurde die Ausführung einiger Schalgerüste solcher Bauten aufgenommen. Den Abschluß bildet die Darstellung von Arbeits-, Förder-, Kran- und sonstigen Hilfsgerüsten, die bei der wachsenden Mechanisierung aller Baubetriebe immer wichtiger werden.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die GROPIUS'SCHE BUCHHANDLUNG,
① Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168