

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: VII. Anwendung des Stahles im Brückenbau, Hochbau und Wasserbau

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 20.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

VII

Anwendung des Stahles im Brückenbau, Hochbau und Wasserbau.

Application de l'acier dans la construction des ponts et charpentes
et dans la construction hydraulique.

Application of steel in bridge and structural engineering and in
hydraulic construction.

VII a

Anwendung des Stahles im Brückenbau und Hochbau.

Application de l'acier dans la construction des ponts et charpentes.

Application of steel in bridge and structural engineering.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIIa

Generalreferat.

Rapport Général.

General Report.

Dr. Ing. K. Klöppel,

Leiter der technisch-wissenschaftlichen Abteilung des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Berlin.

Neben dem steten Bestreben um Steigerung der Wirtschaftlichkeit einer Bauweise haben in den letzten Jahren die Bemühungen um die schönheitlich befriedigende Gestaltung unserer Brückenbauten die Entwicklung und Anwendung der Stahlbauweise entscheidend gefördert. Heute wird in Würdigung des kulturellen Wertes einer Brücke nicht selten der schönheitlich überragende Entwurf einer Brücke auch dann ausgeführt, wenn er nicht die billigste Lösung der vorliegenden Aufgabe darstellt. Damit soll natürlich nicht gesagt sein, daß den ästhetischen Forderungen des Brückenbaues früher noch nie genügend Beachtung geschenkt worden sei; denn jenen Brückenbauern, die Ingenieur und Architekt in einer Person waren, aber auch die volle Entscheidungsfreiheit eines eigentlichen Bauherrn besaßen, verdanken wir Brücken, deren schönheitliche Werte über jeden Zweifel und Zeitgeschmack erhaben sind. Darüber hinaus bewundern wir auch die Kühnheit der Ingenieure, die um die Mitte des vorigen Jahrhunderts weitgespannte Brücken, wie etwa die Britannia-Brücke oder die Weichselbrücken im deutschen Osten erbaut haben. Wir wollen uns in Anerkennung des überragenden Wertes der künstlerischen Gestaltung einer Brücke heute auch nicht über diejenigen Ingenieure stellen, die, mitgerissen von dem begeisternden Aufschwung der Statik vor und um 1900, in der Beherrschung statisch schwieriger Tragsysteme und in der Wahl des Tragkörpers geringsten Baustoffaufwandes ihr Hauptziel erblickten. Ein heute nahezu vollendeter, in erster Linie am Eisenbau entwickelter Ausbau der Statik ließ die Schwierigkeiten jener Zeit, die zwangsläufig zu einer Trennung von Ingenieur und Architekt führen mußte, nur zu leicht vergessen. Eine solche Einstellung schützt vor überheblicher Betrachtung mancher alten Fachwerkbrücke, die, wie etwa die klassische Auslegerbrücke Gerbers über den Main bei Haßfurt wohl in ihrer „mathematischen“ Form überlebt ist, aber einen außerordentlich wertvollen und damit auch achtunggebietenden Markstein in der Geschichte des Großbrückenbaues darstellt. Gegenüber dieser statisch fruchtbaren Zwischenzeit sind wir heute auf Grund des hohen Entwicklungsstandes der Eisenhütten- und Walzwerkstechnik, sowie des Stahlbaues und der Statik in der glücklichen Lage, die Bewältigung technischer Schwierigkeiten den gestaltenden Brückenbauaufgaben weitgehend unterzuordnen. Erinnert sei z. B. an die Einhaltung gleichgroßer, gut wirkender Abstände der lotrechten Stegblechsaussteifungen an den Außenseiten vollwandiger Brücken,

indem die stellenweise zusätzlichen lotrechten Aussteifungen und die bei großen Biegebungsbeanspruchungen hoher Träger besonders wirksamen waagerechten Aussteifungen an die Innenseite der Stegbleche verlegt werden. — Das Auge ist wieder klar für die Schönheit reiner Formen. So entstand auch wieder der Drang zu einer Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt. Diese erschöpft sich aber nun nicht mehr nur in der Angabe architektonischer Zutaten, sondern der Architekt hilft jetzt selbst *Einzelkonstruktionen* stählerner Brücken, wie z. B. Fußwegauskragungen als Seitenabschlüsse des Tragwerkes gestalten. Darin darf wohl ein wesentlicher Fortschritt, vielleicht sogar die entscheidende Wendung auf diesem heiß umstrittenen Gebiet erblickt werden. Damit wäre zum Segen des Stahlbaues die Zeit überwunden, da der Stahl dem Architekt ein fremder Baustoff war, an dessen Konstruktionen er sich nur ungern und dann vielfach nicht glücklich vergriff. Dieser letztjährige Fortschritt hatte allerdings eine bereitwillige Vertiefung des Architekten in statische und konstruktive Grundfragen des Ingenieurs zur Voraussetzung.

Unbeschadet der subjektiven Einstellungen zur Frage des schönheitlichen Wertes einer Brücke gelten die ehernen Gestaltungsgesetze der Natur: Eurythmie und Symmetrie. Ihre Erfüllung,

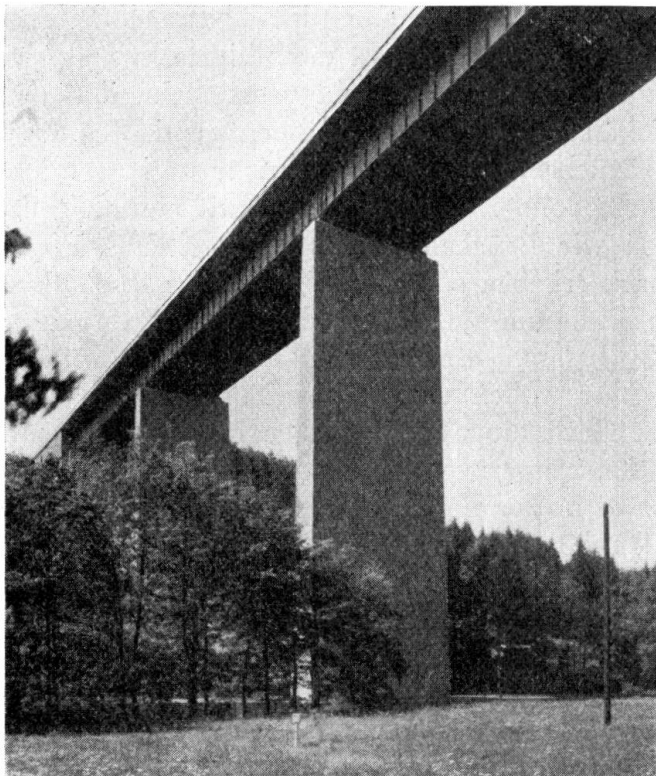


Fig. 1.

Reichsautobahnbrücke bei Siebenlehn.

die den Baumeistern die Anerkennung aller Zeiten sichert, wird naturgemäß mit der einfachsten Form des Tragkörpers am ehesten erreicht. Hier paaren sich Schönheit und Zweckmäßigkeit, sofern man unter dieser nicht die Lösung der vorliegenden Aufgabe mit dem Geringstaufwand an Baustoffen versteht, sondern die in ihrer Bedeutung vom Fachmann meist weit unterschätzte Allgemeinverständlichkeit der Wirkungsweise des Tragwerkes. Daher ist es folgerichtig, wenn im Zuge der Reichsautobahnen der Balken als einfachster Tragwerkskörper vorherrscht, nachdem uns nunmehr der Entwicklungsstand der Technik die wirtschaftliche und schnittige Ausführung balkenförmiger Überbauten mit oberliegender Fahrbahn auch für

solche Spannweiten erlaubt, die früher Bogenbrücken oder kombinierten Tragwerkssystemen vorbehalten blieben. In Deutschland sind Meisterwerke dieser Brückenart entstanden, z. B. die Mangfallbrücke bei Darching (s. Fig. 10, S. 1374 des Vorberichtes). Bei dem später entstandenen ähnlichen Talviadukt in der Nähe von Siebenlehn (Fig. 1) ist man zur Umkleidung der schlanken Betonpfeiler mit

Naturstein übergegangen, die mit ihrer lebhaften Gliederung und abwechslungsreichen Farbtönung zu der ruhigen Fläche des straffen Bandes der stählernen Brücke in einem reizvollen Gegensatz stehen. Neuartig ist auch die Ausbildung stählerner Brückenstützen als vollwandige einfache Portale (s. Fig. 17, S. 1381 des Vorberichtes). Überwältigend kühn und schlank wirken diese hohen, insbesondere dem Waldcharakter gut angepaßten Stützen, gleichsam die Leichtigkeit der Bewältigung des Kräftespieles verkörpernd und die bei weitem nicht ausgenutzte Leistungsfähigkeit des Stahles andeutend.

Ermöglicht die organische Gestaltung der Deckbrücke eine solche Vergrößerung der Hauptträgerhöhe, daß ein Fachwerk in Betracht kommt und sprechen Höhen- und Längenabmessungen des Profiles nicht dagegen, so sollte das Fachwerk nicht nur etwa aus Gründen der Baustoffersparnis, sondern auch

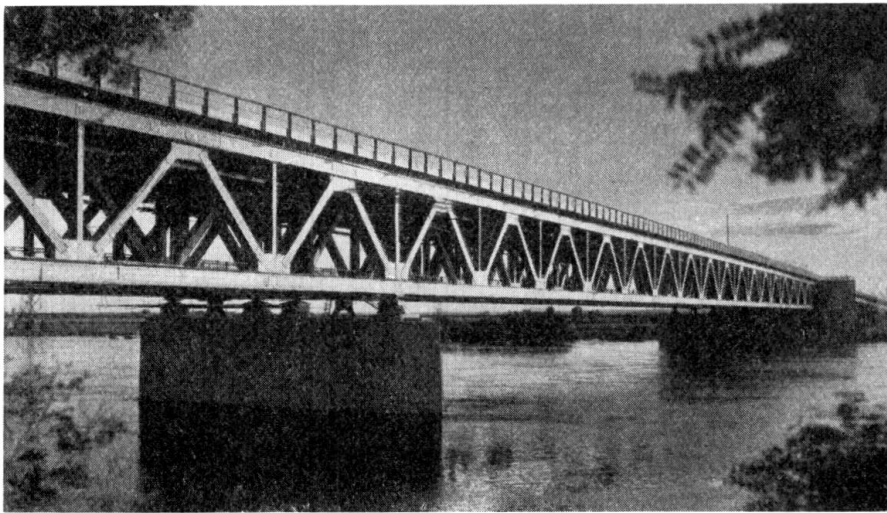


Fig. 2.

Reichsautobahnbrücke bei Hohenwarthe.

wegen seiner schönheitlichen Wirkung in Erwägung gezogen werden, weil es darin vollwandigen Deckbrücken offenbar nicht unterlegen ist (s. Fig. 2). Irrtümlicherweise wird allgemein angenommen, die Architekten seien schlechthin Gegner des Fachwerkes, während sie aber in Wirklichkeit dessen abwechslungsreiche Ausdrucksfähigkeit schätzen und diese ornamental wirkende Beherrschung des Kräftespieles bewundern. Gerade in der Wahl der harmonischen Gliederung des Fachwerkes — unter Beachtung der leider früher oft vernachlässigten Rücksichtnahme auf das von der Umgebung diktierte Maßstabsverhältnis — könnten der Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur schöne Erfolge beschieden sein. Vielleicht scheute man sich auch nicht, einmal am passenden Ort auf engmaschige Fachwerke zurückzugreifen. Die bekannten Einwände gegen diese Tragsysteme, die sich in unübertrefflicher Bescheidenheit in schöne Waldtäler einfügen, sind heute nicht mehr stichhaltig. Unverständlich wäre es, wenn die Stahlbauingenieure das Fachwerk als ureigenste und rechnerisch am besten beherrschbare Tragwerksform des Stahlbaues gestaltlich nicht weiter pfleglich entwickeln würden. Bei größeren Spannweiten, wo der balkenförmige Hauptträger nur oberhalb der Fahrbahn liegen kann und das Fachwerk ohnehin nicht

zu entbehren ist, wurde seine Durchbildung schon meisterhaft vervollkommenet (s. Fig. 22, S. 1383 des Vorberichtes).

Von den übrigen Grundformen der stählernen Überbauten ist der fachwerkartige Bogen mit aufgehängter Fahrbahn bei sehr großen Spannweiten (etwa 500 m) im letzten Jahrzehnt mit Vorteil angewandt worden (z. B. Sidney-Brücke). Hier entscheidet — wie einst in weiter zurückliegenden Zeiten schon bei 100 m weitgespannten Brücken — die Bewunderung der Kühnheit des Überbaues über den Erfolg der augenscheinlichen Beurteilung. Bei Stützweiten von etwa 300 m würden sicherlich auch schlanke *vollwandige* Ausführungen des Bogens ästhetisch sehr befriedigen. Wo sehr kleine Bauhöhen und Beschränkungen des Hauptträgerüberstandes über der Fahrbahn (Sichtmöglichkeit) selbst Balkenbrücken mit mehr als zwei Hauptträgern ausschließen,

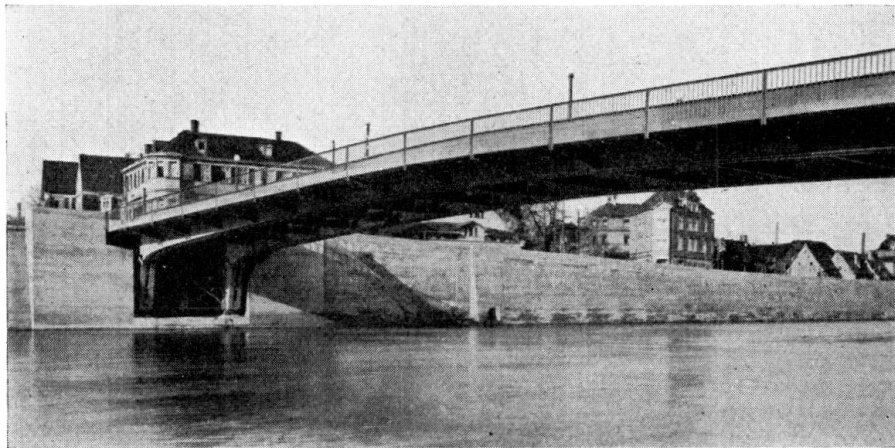


Fig. 3.

Wilhelmsbrücke über den Neckar in Cannstatt.

sollte sich der reine Bogen mit aufgehängter Fahrbahn auch bei Spannweiten unter 100 m wieder mehr durchsetzen. Offenbar wegen Baugrundschwierigkeiten begegnen wir hier in letzter Zeit öfter dem *Langer'schen* Balken.

Schwedens Mälarseebrücke, bereits z. T. geschweißt, deren lehrreicher internationaler Wettbewerb noch in bester Erinnerung sein dürfte, stellte den Stahlbau vor die dankbare, aber leider so seltene Aufgabe, eine breite Wasserfläche im Bogen mit aufgeständerter Fahrbahn zu überspannen (s. Fig. 1, S. 1351 des Vorberichtes). Hier gefallen auch die schönen Formen der Einzelkonstruktionen (s. Fig. 4, S. 1353 des Vorberichtes), unter denen die rohrförmigen Ständer, wozu die Schweißtechnik anregte, besonders bemerkenswert sind. Vielleicht wird das Rohr mit Hilfe der Schweißtechnik auch im Brückenbau wieder einmal eine größere Bedeutung erlangen.

Bei kleineren Spannweiten tritt in neuerer Zeit, da z. B. bei schiffbaren Wasserstraßen meist das größtmögliche rechtwinklige Lichtraumprofil unter der Brücke ausgenutzt wird, häufig die *Rahmenbrücke* (s. Fig. 3) an die Stelle des Bogens. Manche baulich, verkehrstechnisch und wasserbaulich schwierige Aufgabe konnte nur durch solche raumsparende Stahlbrücken befriedigend gelöst werden.

Schließlich wären noch kurz die *Hängebrücken* zu erwähnen. Amerika mit seinen überragenden Aufgaben des allein den Hängebrücken vorbehaltenen Großbrückenbaues begeistert die Fachwelt mit dem derzeitigen Bau der größten Brücke der Welt, die als Kabelhängebrücke die Bucht von San Francisco mit der gewaltigen Stützweite von 1280 m überspannt (s. Fig. 4). Die Beliebtheit der Hängebrücken bei der Allgemeinheit und bei den Statikern im besonderen ist Grund genug für die letztjährigen Versuche, die Kosten dieser Überbauten so weit zu vermindern, daß sie auch für kleinere Spannweiten, wie sie auf dem europäischen Festlande zu überbrücken sind, wettbewerbsfähig werden. Durch Verfeinerung, Ergänzung und Anwendungserleichterung der „deflection-theory“,¹ die der Tatsache Rechnung trägt, daß die elastischen Formänderungen den Versteifungsträger entlasten und seine Durchbiegung verringern, sind selbst bei im



Fig. 4.

Golden Gate-Brücke.

Boden verankerten Hängebrücken von 200 m Spannweite (ursprünglicher Entwurf der Wiener Reichsbrücke s. Fig. 2, S. 1300 des Vorberichtes) beachtliche Ersparnisse erzielbar. Bekanntlich ergibt diese wirklichkeitsgetreue Berechnung, die in entgegengesetzter Weise bei weitgespannten reinen Bogenbrücken zu einem — im Vergleich zu Hängebrücken allerdings geringeren — Mehraufwand an Baustoff führt, schon bei Spannweiten von etwa 350 m gegenüber der Näherungsrechnung eine Verringerung der Momente des Versteifungsträgers von mehr als 30 % und der Durchbiegung von sogar 50 %. Berücksichtigt man noch die Ersparnismöglichkeiten durch Verwendung von Leichtfahrbahnkonstruktionen (Verkleinerung des Verhältnisses von Verkehrs- zur Eigengewichtslast), so läßt sich eine häufigere Anwendung kleinerer Hängebrücken erwarten, vor allem dann, wenn es auch gelingt, den auf die Kabel entfallenden Preisanteil zu vermindern.

Damit ist schon der Übergang zu Wirtschaftlichkeits- und Entwicklungs-

¹ H. Bleich: Berechnung verankerter Hängebrücken; Verl. Springer 1935. — F. Stüssi: Abhandlungen IVBH, 4. Band 1936. — W. Blick: VDI-Zeitschrift 1933, Bd. 77, Nr. 34, S. 921.

fragen des Stahlbaues hergestellt. Hier werden der *hochwertige Stahl*, dem wir im übrigen manche durch ihre Schlankheit schön wirkende Balkenbrücke verdanken, die *Schweißtechnik* und als Folge davon der *Leichtbau* die wichtigsten Rollen spielen.

Nach neuzeitlichen Dauerversuchen² bieten die Güteziffern des statischen Versuchs keinen Maßstab für die Dauerfestigkeit der verschiedenen Baustahl-sorten und Stahlbauelemente. So ist bei reiner Ursprungsbelastung die ertragbare Schwingungsweite der Beanspruchungen bei St. 52 nicht sehr viel größer als bei St. 37. Andererseits ist die Eignung des St. 52 für Dauerbeanspruchungen mit so großer Grundspannung erwiesen, die bereits über der Streckgrenze des St. 37 liegt. Deshalb wird dem St. 52 z. B. in den deutschen Vorschriften für Eisenbahnbrücken durch den Verlauf der Linie seiner zulässigen Spannungen in Abhängigkeit vom Verhältnis der Größt- zur Kleinstspannung (s. Fig. 5)

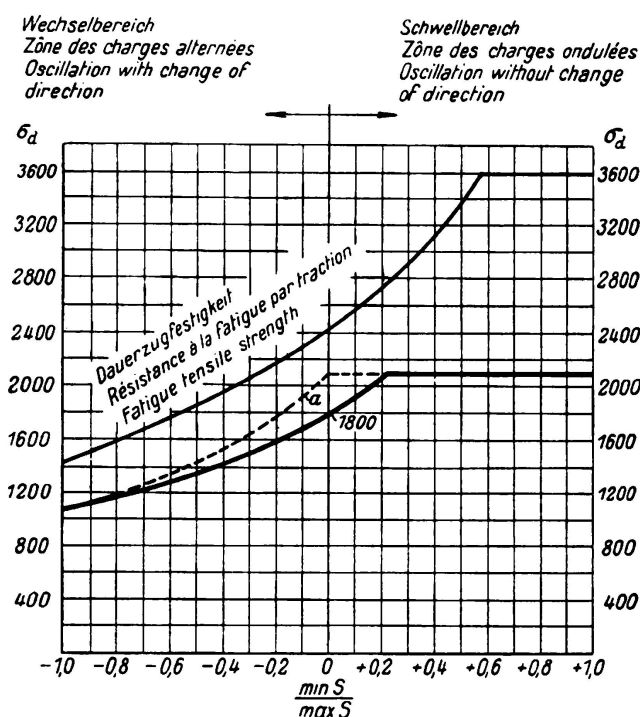


Fig. 5.

Zulässige Beanspruchungen nach BE „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ (starker Verkehr) und Dauerzugfestigkeit für genietete Stäbe aus St. 52/14. Kurve a gilt, wenn max S eine Druckkraft ist.

Prüfkörpern gewonnenen Ergebnisse auf die Konstruktionen und Beanspruchungsverhältnisse des Bauwerkes. Wenn wir auch wissen, daß die Belastungsfrequenz in den uns interessierenden Bereichen und vielleicht auch die Betriebspausen keine Rolle spielen, bleiben noch viele Fragen offen. Platzmangel verbietet das nähere Eingehen auf diese Dinge, die letzten Endes auch die Weiterentwicklung unserer Vorschriften entscheidend beeinflussen werden. Es sei nur festgestellt, daß wir uns nach den Erfahrungen mit der heutigen Verwertung der Dauer-

sein hauptsächliches Anwendungsgebiet für Tragteile mit großer Grundspannung (z. B. infolge ständiger Last) zugewiesen, wofür er auch seinerzeit aus den Bedürfnissen des Großbrückenbaues herausgeschaffen wurde. Für diese Beanspruchungsverhältnisse wäre durchaus — selbstverständlich unter ausreichender Berücksichtigung der Stabilitätsfragen — eine Erhöhung der zulässigen Spannungen des St. 52 mit demselben Recht zu vertreten, mit dem die zulässigen Beanspruchungen des St. 52 bei Eisenbahnbrücken im Wechsel- und unteren Schwellbereich herabgesetzt werden mußten. Folgerichtig hätten davon auch Straßenbrücken und Hochbauten ihren Nutzen.

Problematisch ist nach wie vor der Übertragungsmaßstab der auf Pulsationsmaschinen an kleinen

² U. a. Klöppel: Gemeinschaftsversuche zur Bestimmung der Schwellzugfestigkeit voller, ge-
lochter und genieteter Stäbe aus St. 37 und St. 52; „Stahlbau“ 1936, Heft 13/14, S. 97.

versuchsergebnisse für die Bemessungsvorschriften auf der durchaus sicheren Seite befinden.

Mit den bisherigen Begriffen: Streckgrenze, Bruchfestigkeit, Bruchdehnung und Einschnürung können wir das unterschiedliche Verhalten unserer Stähle bei Dauerbeanspruchung und manche andere die Zuverlässigkeit einer Konstruktion bestimmende Beobachtung nicht erklären, wie etwa die Tatsache, daß die Wirkung der Spannungsspitzen wächst, wenn die Größe der Prüfkörper unter Wahrung ihrer geometrischen Ähnlichkeit und der gleichmäßigen Kräfteinleitung zunimmt. Diesen Fragen, die die Grundlagen des Stahlbaues angehen, ist nur mit Hilfe der *Werkstoffmechanik* beizukommen. Ihre Heranziehung als Beurteilungsgrundlage für die Sicherheit einer Konstruktion setzt sowohl deren Beherrschung im Sinne der mathematischen Elastizitätslehre als auch die Kenntnis der allgemein statischen, konstruktiven und herstellungstechnischen Grundlagen des betreffenden Anwendungsgebietes voraus. Daher ist der Stahlbauingenieur für die nützliche Anwendung der Werkstoffmechanik auf seinem Fachgebiet unentbehrlich. Er allein ist in der Lage festzustellen, welche der von ihm zu erarbeitenden Ergebnisse geeignet sind, die erkannten Lücken der Grundlagen des weiter zu entwickelnden Stahlbaues zu schließen. Er muß sich damit befreunden, daß die Werkstoffmechanik von den physikalisch-strukturellen Gegebenheiten ausgeht, die aber in Abhängigkeit von dem Verformungsmechanismus, der über die Begrenzung der Widerstandsfähigkeit durch Kohäsionsfestigkeit oder Gleitwiderstand entscheidet, die Wirksamkeit der nur gestaltlich bedingten Spannungsspitzen an Kerben beeinflussen. Auch um mit der voraus-eilenden Verfeinerung unserer Berechnungsverfahren wieder Schritt halten zu können, ist eine Vertiefung unserer Kenntnisse über den jeweiligen tatsächlichen Widerstand des Werkstoffes erforderlich. In dieser Hinsicht gewinnt auch die Plastizitätsforschung über den engeren Zweck des Kongreßthemas I hinaus einen mittelbaren, zusätzlichen Wert.

Die Möglichkeiten der Wirtschaftlichkeitssteigerung des Stahlbaues durch die *Schweißtechnik* sind durch die erfreulichen Gewichtseinsparungen nur angedeutet. Hier stehen wir erst am Anfang der Entwicklung, die in stärkerem Maße umstürzlerisch sein wird, als es in dem Ersatz des Nietanschlusses durch Schweißnähte bisher zum Ausdruck kommt; denn die Schweißtechnik wird, wo es sich als vorteilhaft erweist, den Stahlbau zur monolithischen Bauweise entwickeln, die sich schon in den Ansätzen zum Leichtbau ankündet. Zu diesem Ziel führt ein beschwerlicher Weg, wozu aber die Erfolge der bisherigen außerordentlich raschen Entwicklung ermutigen, deren Stand durch die Anwendung vollständig geschweißter Baustellenstöße vollwandiger Eisenbahnbrücken (Rügendamm) und des alleinigen Stumpfstoßes bei Hauptträgern großer Reichsautobahnbrücken (z. B. Rüdersdorf) gekennzeichnet ist. Mit der zunehmenden Sicherheit im Schweißen von Stumpfnähten ist auch zu erwarten, daß stumpfgeschweißte Zug- und Biegeglieder auf Dauerfestigkeit spezifisch höher beansprucht werden dürfen als genietete, weil deren zulässige Beanspruchung die beträchtliche Kerbwirkung des Nietloches berücksichtigt, während gut durchgeschweißte Stumpfnähte mit sauber bearbeiteter Nahtoberfläche nahezu kerbfrei sind. Erst recht gilt diese Forderung für Walzträger, die an hochbeanspruchten Stellen nicht gebohrt sind.

Fast auf allen metallverarbeitenden Gebieten steht die konstruktive Entwicklung im Zeichen des *Leichtbaues*, der bereits zu einem Begriff neuer umwälzender Bestrebungen geworden ist. Keinesfalls sollte man darunter eine Art „Ersatzbauweise“ verstehen, vielmehr eine höhere Stufe der Werkstoffausnutzung durch sinnvolle, den jeweiligen Eigenschaften der Werkstoffe angepaßte Formgebung der Konstruktionen, die dadurch leichter und dennoch widerstandsfähiger und formsteifer werden können als bisherige Tragwerksformen gleicher Zweckbestimmung. So wird durch Werkstoffentnahme eine Gütesteigerung erreicht! Bei einer umfassenden Betrachtung der Anwendung des Stahles darf an dieser Tatsache nicht vorübergegangen werden, zumal wir uns in der Entwicklung einiger Konstruktionselemente des Stahlbaues bereits dem Ziele des Leichtbaues nähern. Seine Bauelemente werden in erster Linie Bleche, Breitflachstähle, Rohre und Schweißnähte sein. Sofern nicht versuchsmäßig festgelegte Tragfähigkeitstabellen eingeführt werden können, erfordert die rechnerische Erfassung seiner tatsächlichen u. a. durch Monolithität und räumliche Wirkungen bedingte größere Tragfähigkeit die Elementarisierung schwieriger Berechnungsverfahren und die vorschriftsmäßige Zulässigkeit solcher Näherungsverfahren. Die Erfolge des Flugzeugbaues z. B. mit geschlossenen verdrehungssteifen Trägerquerschnitten sowie mit Stützen oder Tragwänden aus welligem Blech ermutigen trotz abweichender Forderungen des Stahlbaues über sparsamere aber nicht weniger widerstandsfähige Konstruktionsformen des Stahles nachzudenken. Eine solche Entwicklung auf lange Sicht nach derzeitigen Erfahrungen endgültig beurteilen zu wollen, wäre verfehlt, denn die wirtschaftliche Anwendung des Leichtbaues erfordert weitgehende betriebliche Umstellungen. Schon jetzt tauchen große Abkantmaschinen in den Stahlbauanstalten auf. Kalte Verformungen der Bleche — wodurch übrigens auch Walzprofile an Bedeutung stark zurücktreten werden — lenken die Aufmerksamkeit auf alterungsbeständigen Stahl. Ebenso verdient die Rostsicherheit dünner Bleche erhöhte Beachtung. Die Überwindung der Schwierigkeiten des Übergangsstadiums sollte auch durch die Erkenntnis erleichtert werden, daß der Stahlbauweise durch den Leichtbau sicherlich Neuland erschlossen wird.

Im Straßenbrückenbau interessiert besonders die Entwicklung von *Leichtfahrbahnkonstruktionen*. Zu den Zielen dieser Bestrebungen gehört vor allem die zweckmäßige Anwendung des statisch plattenartig wirkenden, engmaschigen Trägerrostes, der erst seit Einführung der Schweißtechnik zur Erörterung steht. Wohl besitzen wir im Hängeblech (Buckel- und Tonnenblech) ein Traglelement, das die Platte im Stahlbau entbehrlich machen könnte, aber das Hängeblech hat doch einige Mängel, die gerade der Gewichtsverminderungen unserer Fahrbahnen im Wege stehen; einerseits ist es das beträchtliche Gewicht des Füllbetons und andererseits die Korrosionsgefahr, die gegeben ist, wenn die Hängebleche in größeren Grundrißabmessungen verwendet werden als bisher. Wesentlich größere Abmessungen der Hängebleche als bisher strebt man deshalb an, weil dadurch Träger des Fahrbahnrostes eingespart werden können, ohne daß der Vergrößerung des Hängebleches — zumal hierfür im allgemeinen kein rechnerischer Nachweis erfordert wird — festigkeitstechnische Schwierigkeiten entgegenstehen. Es ist dann jedoch zu befürchten, daß sich unter un-

günstigen Belastungen infolge zu starker Verformungen des Bleches, insbesondere des weniger formsteifen Tonnenbleches, der Beton vom Blech löst und Wasser eindringt. Wir kommen hierauf später nochmals zurück.

Um das tote Gewicht des Füllbetons der Hängebleche einzusparen, liegt es nahe, als Membranen wirkende Flachblechabdeckungen zu wählen, wie sie früher schon mehrfach bei beweglichen Brücken angewandt wurden. Sie erfordern bekanntlich einen sehr kleinen Längsträgerabstand. Zur Lösung solcher Aufgaben eignen sich geschweißte Trägerrostplatten, vielfach „Stahlzellendecken“ genannt (Fig. 6). Ihre Tragfähigkeit und Formsteifigkeit, an Körpern der im

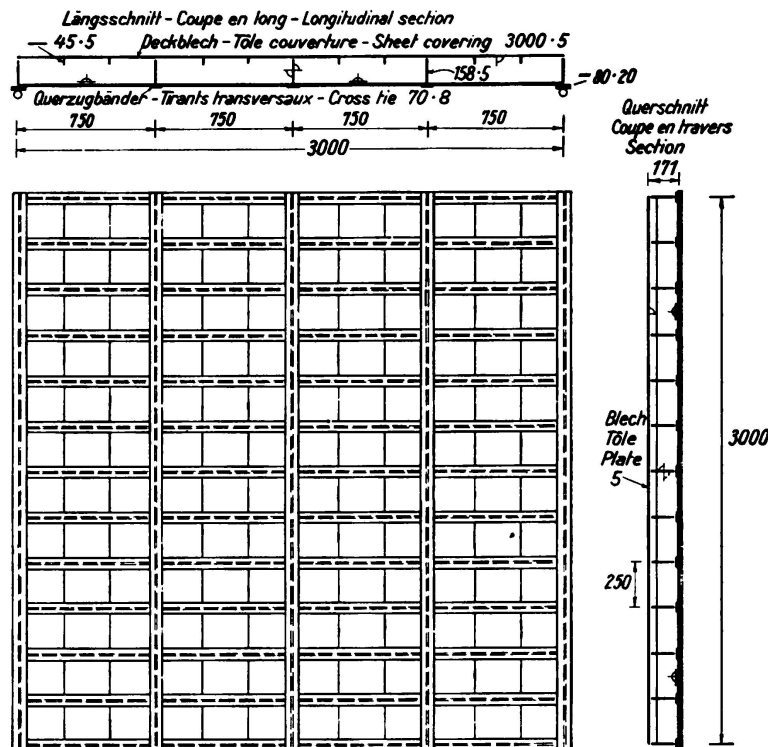


Fig. 6.

Prüfkörper. Versuche mit Trägerrostplatten.

Bild dargestellten Art ermittelt, sind hervorragend, ihre Herstellungskosten jedoch leider sehr hoch, wie allein schon die große Anzahl der geschweißten Anschlußpunkte erkennen läßt. Ähnliche Flachblechabdeckungen wurden aber doch schon mit wirtschaftlichem Erfolg bei Feldwegbrücken über Reichsautobahnen verwandt. Die geringe Bauhöhe der Leichtfahrbahnkonstruktionen ermöglicht auch eine Ersparnis an Kosten für Anrampungen und weitere Erdarbeiten, die mitunter bei kleineren Überführungsbrücken den Wirtschaftlichkeitsvergleich verschiedener Bauweisen zu Gunsten des Stahlbaues entscheiden kann. Der Prüfkörper (110 kg/m^2) nach Fig. 6 dient zunächst der Entwicklung eines einfachen Berechnungsverfahrens für derartige Trägerroste. Dabei kommt es vorerst auf die Feststellung der lastverteilenden Wirkung des plattenförmigen Körpers in Abhängigkeit von seinen Lagerungsbedingungen und konstruktiven Eigenarten an, damit ein einfaches wirklichkeitsgetreues und sparsames Berechnungsverfahren ähnlich demjenigen für kreuzweis bewehrte Eisenbeton-

platten in den Vorschriften verankert werden kann. Die ersten einschlägigen Stuttgarter Versuche lassen erhoffen, daß die Anwendung der in den deutschen Eisenbeton-Vorschriften enthaltenen Näherungsformeln für Platten mit Drillungssteifigkeit berechtigt ist, die bei diesen Tragkörpern durch geschweißte,

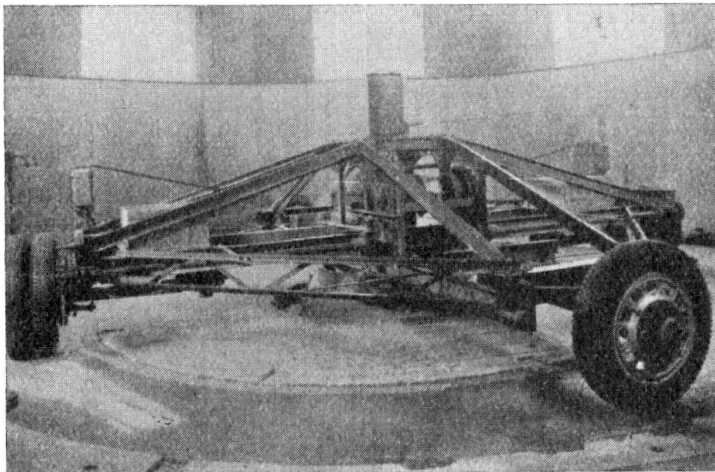


Fig. 7.

Rundlauf zur Prüfung von Fahrbeläge auf Flachblechen.

Fahrbeläge mit Eisenbetonplatte, wurde ferner untersucht, inwieweit man bei Flachblechabdeckung lediglich mit einer 4 cm dicken Binderschicht aus Gußasphalt und einer 3 cm dicken Verschleißschicht aus Hartguß-Asphalt mit Basaltspitt, Brech- und Quarzsand als Zuschlagstoffe auskommen kann. Diese Prüfung erfolgte in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart auf einem Rundlauf (Fig. 7). Die Flachbleche waren abschnittsweise unterschiedlich steif

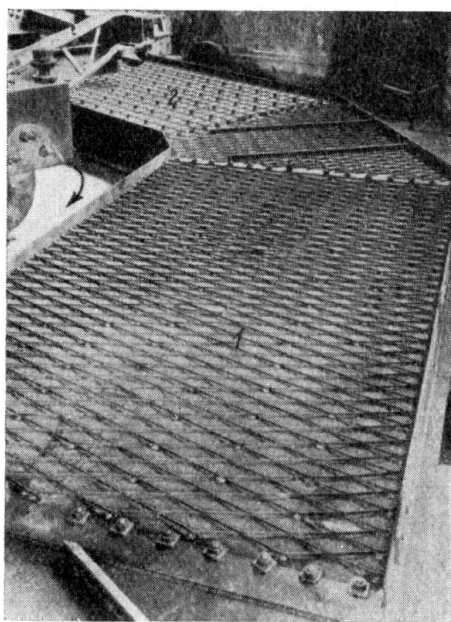


Fig. 8.

Flachblech mit aufgeschweißtem Streckmetall.

verdrehungssteife Anschlüsse und Flachstabverstreben in den Plattenecken un schwer erreichbar ist. Es liegt auf der Hand, daß solche Flächentragwerke ganz allgemein ein wichtiges zusätzliches Tragelement des Stahlbaues darstellen, das vor allem auch im Hochbau Bedeutung erlangen kann.

Da auf Pflaster, Sand-, Eisenbetonschutz- und Isolierschicht ein Gewicht von etwa 450 kg/m^2 entfällt, also ungefähr die Hälfte des Gewichtes einer normalen

gelagert, so daß unter gleicher Last die Durchbiegungen 0,11 und 0,6 mm betrugen. Nach einer Versuchsdauer, die etwa einem vierjährigen Verkehr einer stark befahrenen Straße entspricht, hatte sich der Belag, sofern er mit dem Blech durch Streckmetall verbunden war (Fig. 8), an keiner Stelle gelöst. Es ergaben sich auch keine Wellenbildungen, selbst an der weichen Platte nicht. Witterungseinflüsse, die unter strengen Bedingungen nachgeahmt wurden, bewiesen die überraschend große Widerstandsfähigkeit dieser Beläge. Danach sind Leichtfahrbeläge mit 80 mm Höhe und 280 kg/m^2 Gewicht (ohne Längsträger) herstellbar (Fig. 9). Daß solche Ausführungen auch griffig, steif und wasserundurchlässig sein müssen ist selbstverständlich. Eine Reihe weiterer bemerkenswerter Sondervorschläge für Leichtfahrbelagkonstruktionen wird gegenwärtig geprüft. In Amerika, wo auch schon Stahl-

roste im offenen Zustand als Fahrbahnabdeckungen angewandt wurden, sind auch bereits Fahrbahnkonstruktionen aus Leichtmetall ausprobiert worden. Es fragt sich, ob diese Leichtmetallkonstruktionen die erforderliche Dauerfestigkeit aufweisen.

Bedenkt man, daß die Gewichte für Fahrbahnkonstruktionen einschl. Längsträger zwischen 1050 und 300 kg/m² schwanken können, so dürfte die Not-

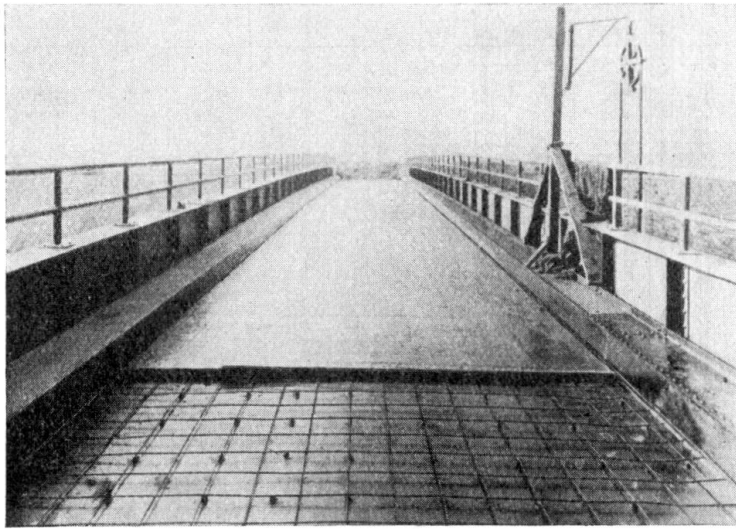


Fig. 9.

Leichtfahrbahndecke — Bauart Schaper.

wendigkeit dieser Bestrebungen außer Zweifel stehen, unbeschadet dessen, daß die Kosten für die leichteren Ausführungen häufig sehr viel größer sind als für die bisher übliche Fahrbahn. Man erfaßt das Wirtschaftlichkeitsproblem

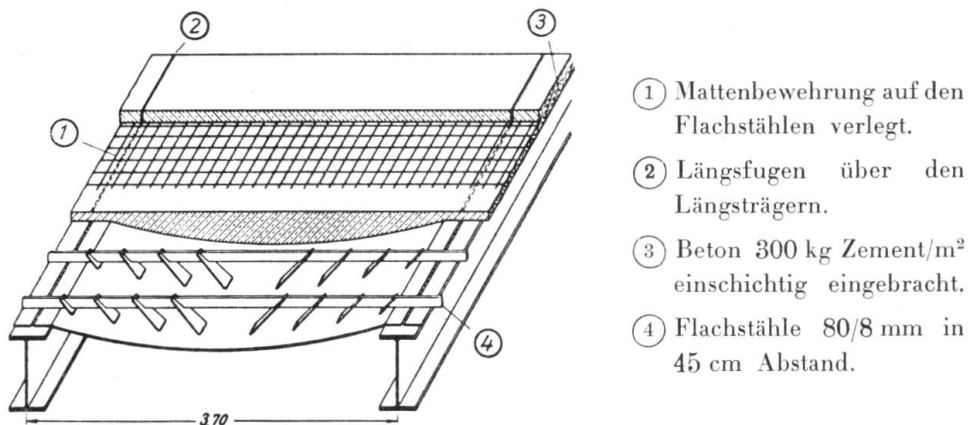


Fig. 10.

Versteiftes Tonnenblech.

jedoch keineswegs erschöpfend durch die Fragestellung, ob sich das Gewicht und damit die Kosten des Hauptträgers infolge Verminderung des Fahrbahngewichtes im gleichen Maße verringern wie sich die Fahrbahnkonstruktion durch Wahl einer leichteren Ausführung verteuert, denn wie bereits angedeutet, kann

in manchen Fällen schon der Gewinn an Bauhöhe entscheidend sein. Und vor allem ist wesentlich, daß die Wirtschaftlichkeit dieser neuen Bautechnik eine heute bei weitem noch nicht ausgereifte besondere Herstellungstechnik in der Werkstatt zur Voraussetzung hat. Deshalb hat man sich jetzt in der Praxis in

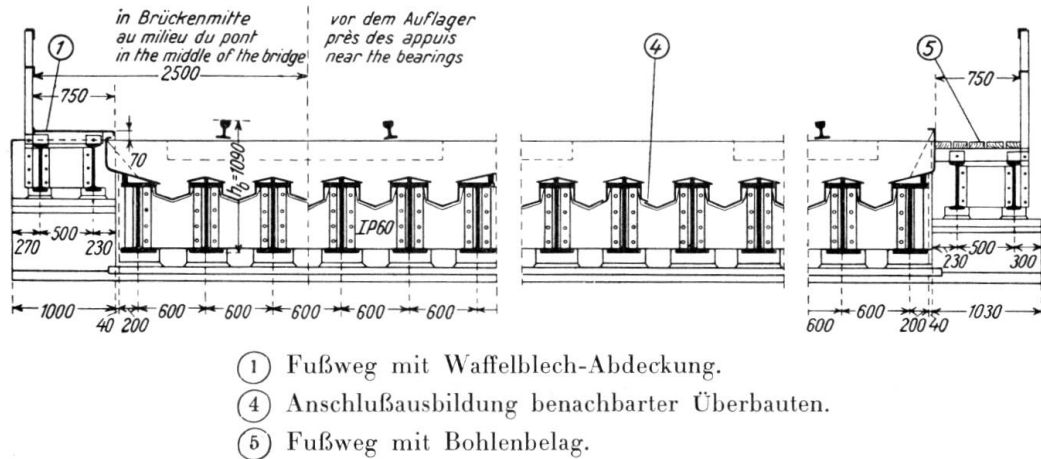


Fig. 11.

Querschnitt durch die Brücke.

stärkerem Maße der Verwendung der bereits erwähnten weitgespannten Tonnen- und Buckelbleche zugewandt. Um das Gewicht des Füllbetons zu vermindern, sind diese Bleche gegenüber den bisherigen Ausführungen überdies sehr flach gewölbt.

Zur Verhinderung der Bewegung zwischen Füllbeton und Blech muß dieses bei Tonnenblechen mit Schublechen ausgesteift werden, wie z. B. bei den

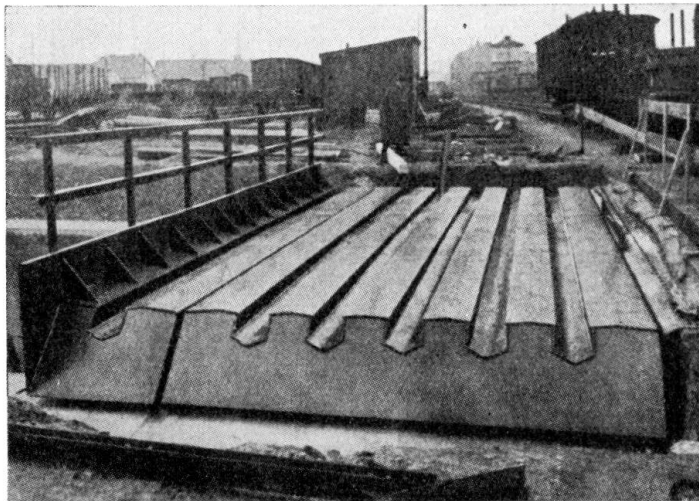


Fig. 12.

Die eingebaute Fahrbahntafel — Bauart Schröder.

240 cm weitgespannten, 8 mm dicken, verhältnismäßig flachen Tonnenblechen der Sulzbachtalbrücke (Fig. 10 und Fig. 16; S. 1380 d. V.). Waagrecht angeordnete Flachstäbe sorgen dafür, daß nur lotrechte Auflagerkräfte entstehen. Versuche ergaben, daß dieser Verbundkörper, wenn er nach der Eisenbetontheorie berechnet wurde, für die vorgeschriebene Belastung eine mindestens achtfach statische Bruchsicherheit aufweist. Er wiegt ohne Längsträger 470 kg/m². Dieses geringe Gewicht erklärt sich aus dem Verzicht auf Dichtungs- und Schutzschicht. Die Verschleißschicht aus einschichtig aufgebrachttem Beton, die unmittelbar auf dem Füllbeton liegt, ist 40 mm dick. Auf Wasserdichtigkeit des Betons muß besonderer Wert gelegt werden. Die Fahrbahnoberfläche wird

durch ihr Quergefälle von 1,5 v. H. entwässert. Solche Fahrbahntafeln können auch die Aufgabe des Windverbandes mit übernehmen und ersparen im übrigen die sonst bei Eisenbetonfahrbahnen erforderlichen Schalungen.

Inwieweit auch bei weitgespannten *Buckelblechen* ($3,5 \times 5$ m) Blechauseistungen notwendig sind, wenn für die unmittelbare Abdeckung des Bleches

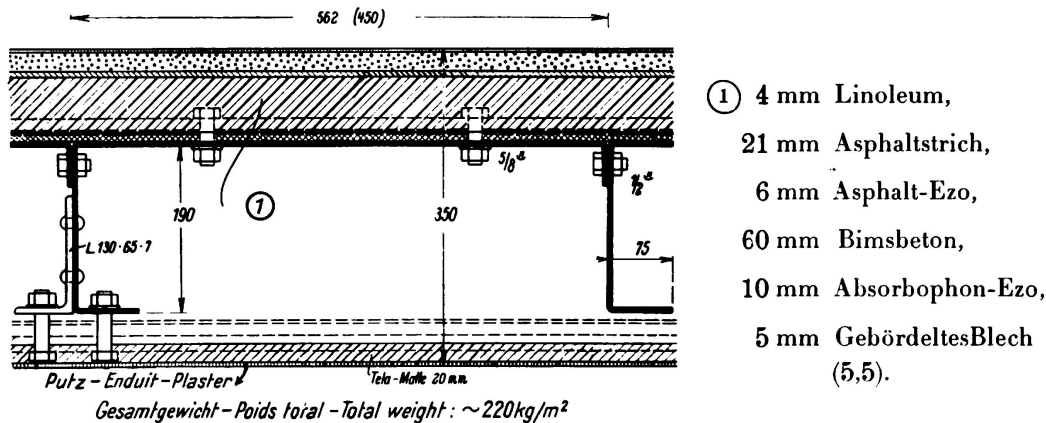


Fig. 13.

Leicht-Stahldecke.

besondere Materialien — vielleicht auch unter Zuhilfenahme von Drahtgeflecht — und besondere Arbeitsverfahren gewählt werden, sollen weitere Versuche klären, die bereits die außerordentlich günstigen, durch elementare Berechnungsverfahren nicht erfaßbaren Spannungsverhältnisse im Buckelblech erwiesen haben. Die Frage der unterhaltungstechnisch einwandfreien Ausbildung der dünnen Kontinuitätsschicht des Betons oberhalb der Träger des Fahrbahnrostes kann beträchtliche Schwierigkeiten bereiten, wenn nicht zur Anordnung einer Fuge gegriffen wird.

Als eine Art Leichtbau kann schon die stählerne Brückenkonstruktion (siehe Fig. 11 und 12) bezeichnet werden, die an Stelle der Überbauten mit einbetonierten Trägern ausgeführt worden ist. Durchbiegungsmessungen an diesen aus IP-Trägern und aufgeschweißten Blechen bestehenden Brücken haben gezeigt, daß

Träger und Bleche etwa nach der Art der Plattenbalken im Eisenbetonbau zusammenwirken. Es ist deshalb zu hoffen, daß künftig beim Durchbiegungsnachweis, der bei der Bemessung dieser Überbauten ausschlaggebend sein kann, eine mittragende Breite des Bleches berücksichtigt werden darf oder für die Träger allein eine größere Durchbiegung, etwa $1/700$ statt $1/900$ zulässig ist.

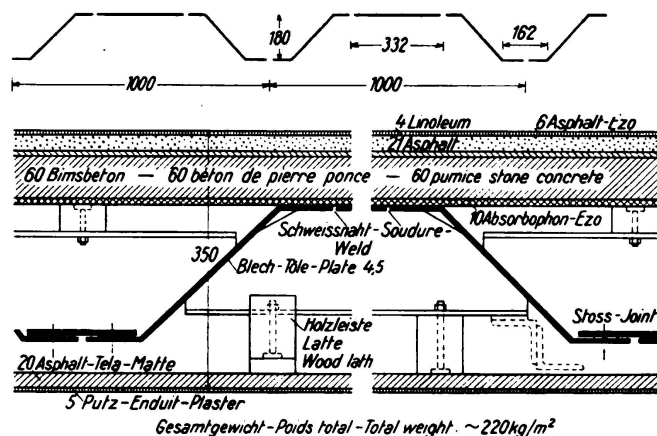


Fig. 14.

Leichtstahldecke mit Doppelwinkeln.

Im Hochbau sind stählerne *Leichtdecken* nach Fig. 13 und Fig. 14 verwendet worden, nachdem durch eingehende Belastungsversuche, sowie schall- und wärmetechnische Untersuchungen der Eignungsnachweis erbracht war. Ihr Eigengewicht betrug bei etwa 6,50 m Spannweite, 350 mm Bauhöhe und 500 kg/m^2 Nutzlast nur ungefähr 220 kg/m^2 . Sie lassen sich leicht in sparsamster Weise

durch Veränderung der Blechdicke und der sonstigen Abmessungen den jeweiligen Belastungen und Stützweiten anpassen. Das geringe Deckengewicht unterstützt die zweckmäßige Ausbildung neuartiger, teilweise geschweißter Stahlhochbauten, wie z. B. der zweistöckigen Befehlsstelle in Mainz (Fig. 15), deren raumabschließende Blechwände zugleich den Kragträger bilden.

Wegen neuartiger Flugzeughallen sei auf Fig. 25, S. 1348, und Fig. 24, S. 1345, des Vorberichtes verwiesen. Hängebleche als Dachabschluß haben die Amerikaner bereits unter Verwendung der Schweißtechnik für die Be-

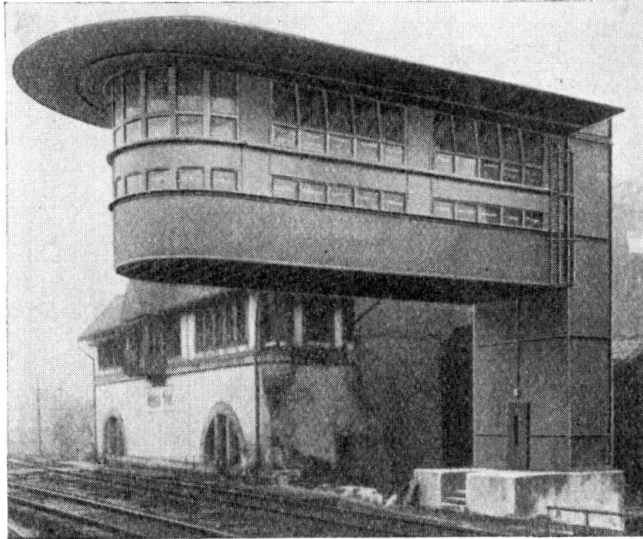


Fig. 15.

Stellwerk am Bahnhof Mainz.

dachung eines Bunkerraumes verwendet.³ Fig. 16 zeigt ein Beispiel für die Entwicklung des Flugzeughallenbaues in Deutschland. Die aus Doppelwinkeln bestehende selbsttragende Dachhaut mit Zugbändern bildet zugleich den Obergurt der leichten für die Aufnahme von Einzellasten geeigneten Fachwerke, deren Untergurt die Zugbänder sind. In Anbetracht der Vorteile, die eine stählerne Dach-

haut bieten kann, ist das erzielbare Gewicht dieser Konstruktion überraschend gering. Flächentragwerke — z. B. zur Überwölbung von Hallen —, die über ihren tragenden Querschnitt vornehmlich auf Druck beansprucht werden und einem kinematisch empfindlichen Tragsystem angehören, erfordern besondere Stabilitätsuntersuchungen (Theorie II. Ordnung), da bereits verhältnismäßig kleine Abweichungen zwischen ursprünglicher und tatsächlicher Form



Fig. 16.

Selbsttragende Dachhaut aus Doppelwinkeln.

³ „Stahlbau“, 1933, S. 152, Heft 19.

des Tragsystems den Sicherheitsgrad entscheidend beeinflussen können. Dabei schalten im Stahlbau Verformungserscheinungen, die durch den Werkstoff selbst bedingt sind, erfreulicherweise aus.

Den Großhallenbau beherrscht — wie z. B. die neuen Luftschiffhallen in Frankfurt a. M. und in Rio de Janeiro zeigen — nach wie vor die Fachwerkbauweise.

Die Zusammenwirkung von Stahlkonstruktionen und Beton wurde weiterentwickelt. In der Schweiz sind bei kleinen Straßenbrücken (Fig. 17) die Obergurte der Hauptträger und die Fahrbahnlängsträger in die Eisenbetonfahrbahnplatte eingebunden worden. Die Verbundwirkung ermöglicht leichtere Längsträger und begünstigt auch die Eigenschwingungsverhältnisse der Brücke. Außerdem kann in gewissen Fällen (z. B. bei St. 52), wo die Durchbiegungsbestimmung einen Mehraufwand an Stahl erfordern würde, durch Berücksichtigung der Verbundwirkung an Stahl gespart werden. In Deutschland gestatten die Eisenbeton-Vorschriften die rechnerische Ausnutzung solcher Verbundwirkung zwischen stählernen Walzträgern — sofern diese nicht völlig in der Zugzone liegen — und Beton nicht. Außerdem fordert die Reichsbahn die stete Zugänglichkeit der Gurtmiete, übrigens zum Vorteil der geschweißten Ausführung.

Im Stahlskelettbau, der besonders in Frankreich und England in den letzten Jahren viel angewandt wurde und in Berlin z. Zt. durch den Reichsbankneubau vertreten ist, wird die rechnerische Ausnutzung der gemeinsamen Tragwirkung von Stahlstütze und Betonkern⁴ eine Wirtschaftlichkeitssteigerung zur Folge haben. Auch die Anwendung der Leichtdecken hat sich hier in bestimmten Fällen sehr vorteilhaft ausgewirkt. Schließlich haben umfangreiche Brandversuche⁵ mit belasteten ummantelten Stahlstützen natürlicher Größe wertvolle Aufschlüsse vermittelt und den Nachweis erbracht, daß mit geringen Mitteln Hochfeuerbeständigkeit ummantelter Stahlstützen (nach DIN 4102, Bl. 1) erreicht werden kann.

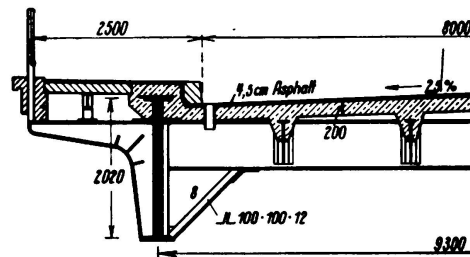


Fig. 17.

Brücke über die Limmat in Engstringen (Schweiz).

⁴ „Stahlbau“, 1934, S. 49, Heft 7 und 8. „Zentralblatt der Bauverwaltung“, 1935; Heft 23.

⁵ Bericht über die XXIX. Wissensch. Tagung des Reichsvereins Deutscher Feuerwehringenieure; Verlag R.D.F., Berlin N 15.

VIIa 1

Formgebung stählerner Brücken.

L'esthétique des ponts métalliques.

The Aesthetics of Steel Bridges.

F. Eberhard,

Direktor der M.A.N. Mainz-Gustavsburg.

Der Formgebung stählerner Brücken wird neuerdings erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet, so daß es reizt, aus der Fülle des Vorhandenen einige Beispiele und Gegenbeispiele herauszugreifen und sie kritisch zu betrachten.

Die Grundforderung aller Baukunst, den Zweck des Bauwerkes klar erkennen zu lassen, heißt für den Brückenbauer: das Hinübertragen der Fahrbahn über ein Hindernis deutlich zu zeigen. Am besten wird dieser Forderung entsprochen, wenn die Fahrbahn oben auf dem Tragwerk ruht, aber es ginge zu weit, jede

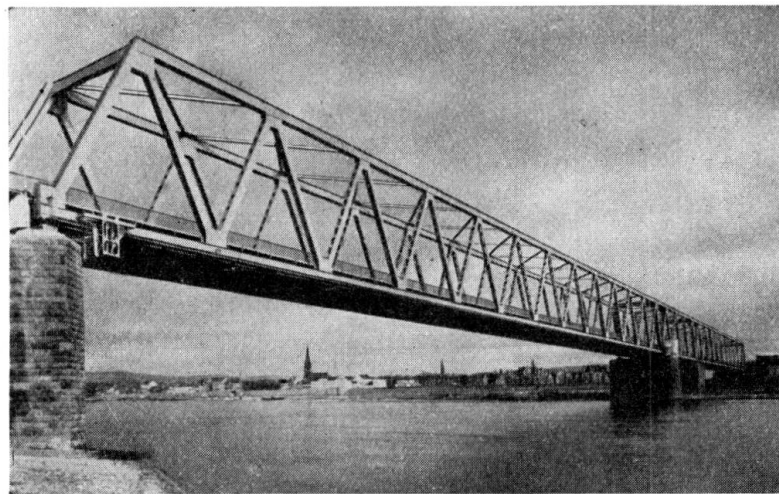


Fig. 1.

Straßenbrücke über den Rhein bei Neuwied.

untenliegende Fahrbahn abzulehnen. — Wollte man bei der Rheinbrücke Neuwied (Fig. 1) die Fahrbahn hoch oben auf das Tragwerk legen, so müßten die Rampen mehrere Kilometer lang werden; sie würden herrschen, anstatt als dienendes Glied die Straße heranzuführen. Das Ganze zerrisse als störender Fremdkörper die flache Landschaft. Die Gestaltung einer Brücke darf nicht am Widerlager aufhören, sie muß die Weiterführung des Verkehrsweges einschließen; nur dann wird sie in die Landschaft sich einfügen, einerlei, ob sie im Gebirge oder im Flachland zu bauen ist.

Als typische Flachlandbrücke gilt der schlankgestreckte Blechbalken der Reichsautobahn über den Main bei Frankfurt (Fig. 2) und der Straßenbrücke über die Elbe in Meißen (Fig. 3). Die Meißener Brücke mit der malerischen Albrechts-

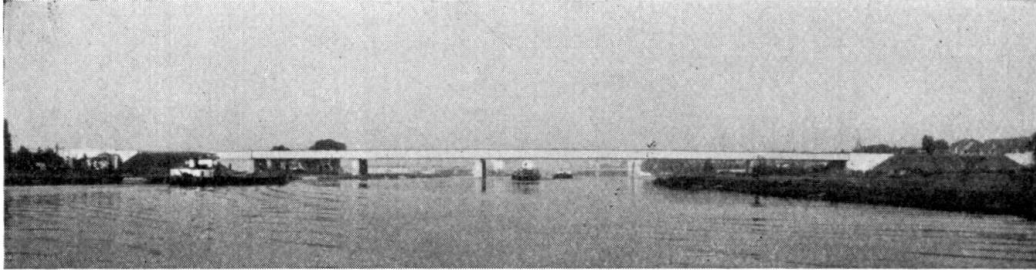


Fig. 2.

Autobahnbrücke über den Main bei Frankfurt.



Fig. 3.

Straßenbrücke über die Elbe bei Meißen.

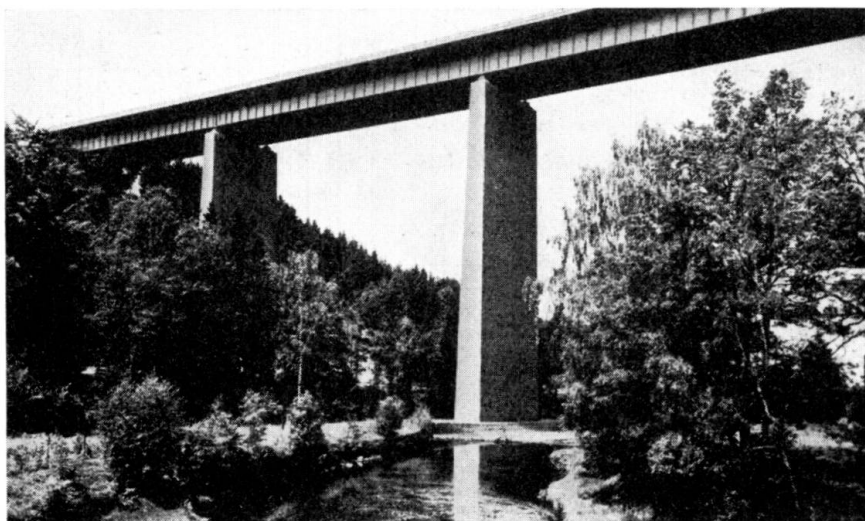


Fig. 4.

Reichsautobahnbrücke über die Freiburger Mulde.

burg im Hintergrund beweist, daß wir keine altertümelnden Formen hervorzukramen brauchen, um Alt und Neu zusammenzustimmen.

Daß sich der Blechbalken ebensogut in die gebirgige Landschaft einpaßt, sehen wir an der Autobahnbrücke über die Freiburger Mulde (Fig. 4).

Auch der gegliederte Balken fügt sich gut in die Flachlandschaft und in das Gebirge ein. Dies zeigt uns die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel

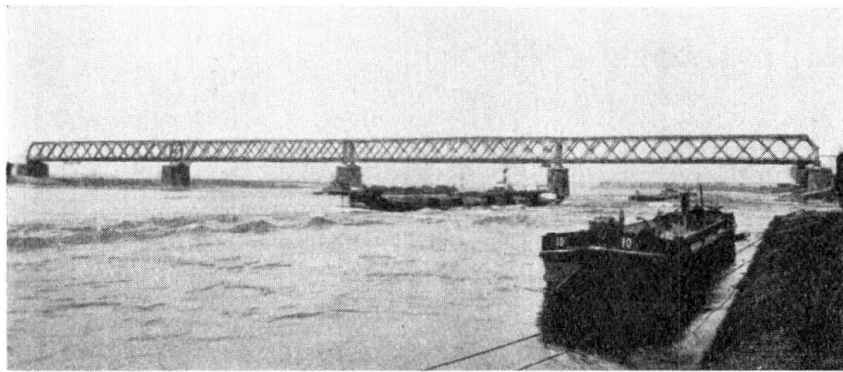


Fig. 5.

Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

(Fig. 5) und die Eisenbahnbrücke bei Freudenstadt (Fig. 6). *Nicht vollwandig oder gegliedert, nicht Flachland oder Gebirge ist das Entscheidende*, die Kunst liegt in der peinlich sorgfältigen Abstimmung der Trägerhöhen, Stützweiten und Pfeilermassen, der Brückenbreite und Auskragungen.

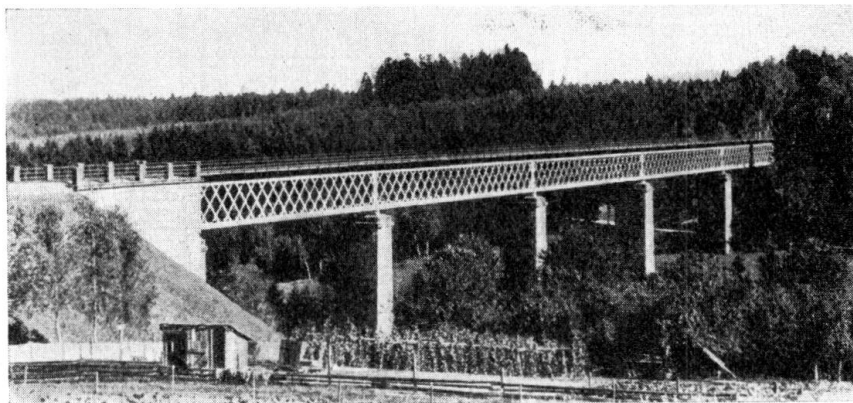


Fig. 6.

Lauterbadbrücke bei Freudenstadt.

Bei hochliegenden Brücken kann der Parallelträger sehr wohl neben dem Bogenträger bestehen. Der Bogen wirkt nur dann überzeugend, wenn zwischen dem Widerlager und dem Bogen ein für das Auge erkennbares Gleichgewicht besteht. Die sonst so wohlgelungene Brücke über den Mälarsee bei Stockholm (Fig. 7) leidet darunter, daß an den Widerlagern zu wenig Masse sichtbar ist.

Die Brücke über den Nordostseekanal bei Grünthal (Fig. 8) verdankt ihre Kühnheit und Eleganz der eindeutig richtigen Wahl der Kämpferpunkte. Das

scharfe Hervortreten der Fahrbahnlinie läßt den Nachteil des Wechsels von obenliegender zu untenliegender Fahrbahn zurücktreten.



Fig. 7.

Straßenbrücke über den Mälarsee bei Stockholm.

Weit weniger glücklich erscheinen die Bogenbrücken, bei denen der Bogen die Fahrbahn zwar überragt, aber sich nicht klar von ihr löst. Sie sehen die

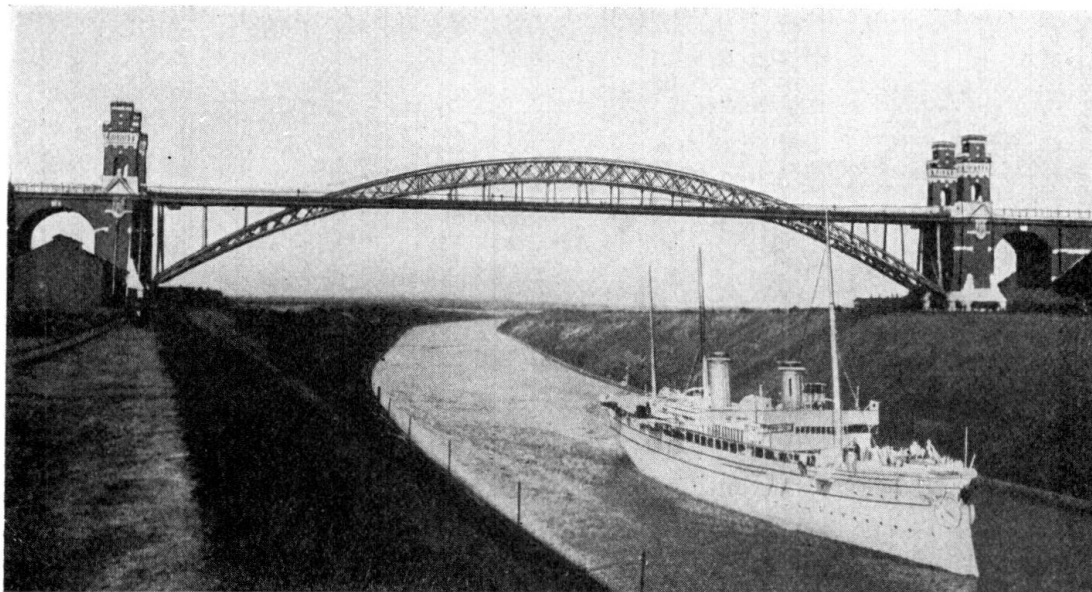


Fig. 8.

Straßenbrücke über den Nordostseekanal bei Grünthal.

Straßenbrücke bei Koblenz vor dem Umbau (Fig. 9) und sehen, wieviel die Brücke durch Hebung und Verbreiterung der Fahrbahn gewonnen hat (Fig. 10). Während bei dieser Brücke alle drei Öffnungen gleichgroße Stützweiten von 96 m haben, wachsen bei der Mainzer Rheinbrücke die Stützweiten vom Ufer zur Mitte von 87 auf 102 m an. Den meisten Beschauern wird es gar nicht zum Bewußtsein kommen, daß die unübertreffliche Harmonie der Mainzer Brücke

in dieser Steigerung der Stützweiten begründet liegt. Fig. 11 zeigt die Brücke nach ihrem Umbau. Ursprünglich trugen die Widerlager Zollhäuschen und die

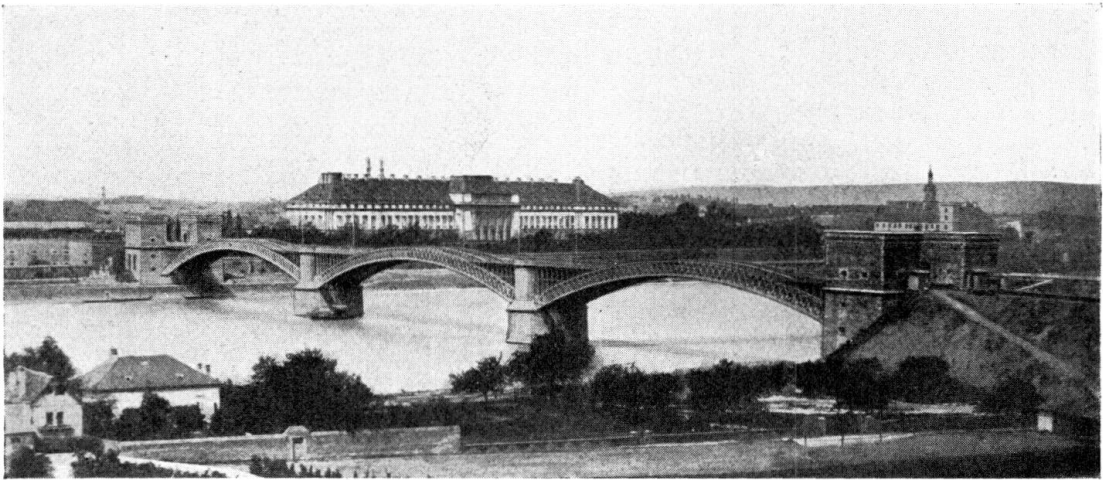


Fig. 9.

Rheinbrücke Koblenz vor dem Umbau.

Pfeiler ornamentale Aufbauten (Fig. 12). Dadurch war der schöne Schwung der Fahrbahn zerrissen und ebenso der Zusammenhang mit den Rampen. Horizontale und Vertikale durchdrangen sich und störten sich in ihrer Wirkung. Heute

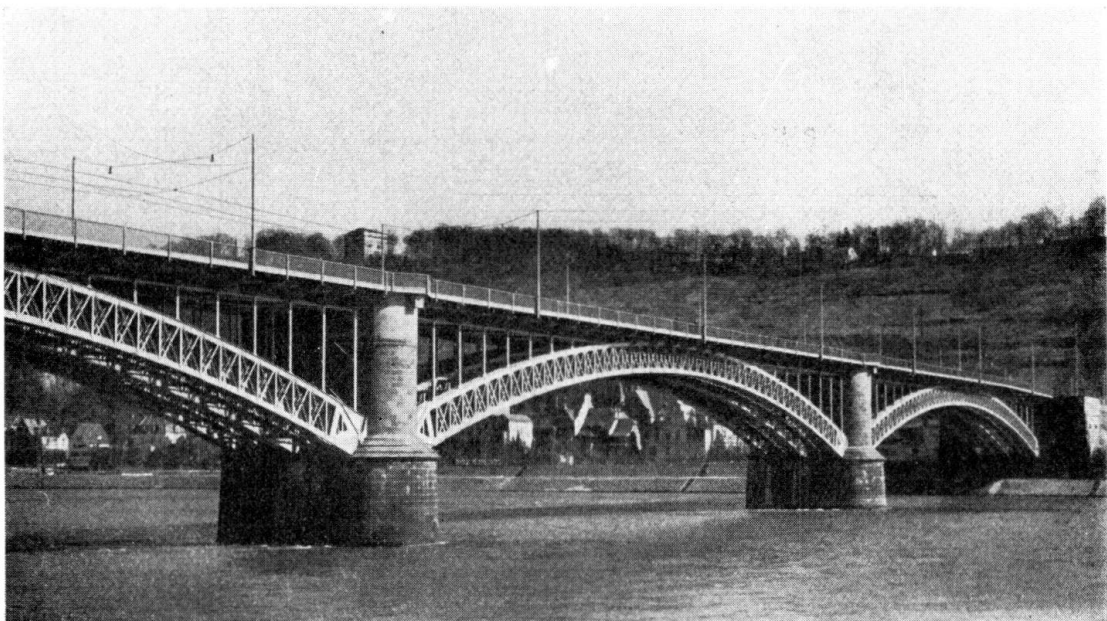


Fig. 10.

Straßenbrücke Koblenz nach dem Umbau.

herrscht eindeutig die Fahrbahn, deren Überführung der Zweck des Bauwerkes ist.

Nicht immer bietet die Natur dem Brückenbauer Täler von einigermaßen symmetrischem Querschnitt. Er braucht sich durchaus nicht zu scheuen, dieser

Unsymmetrie nachzugeben, ja er kann ihr noch besondere Reize abgewinnen. Der Entwurf der Autobahnbrücke über die Saale bei Lehesten (Fig. 13) zeigt

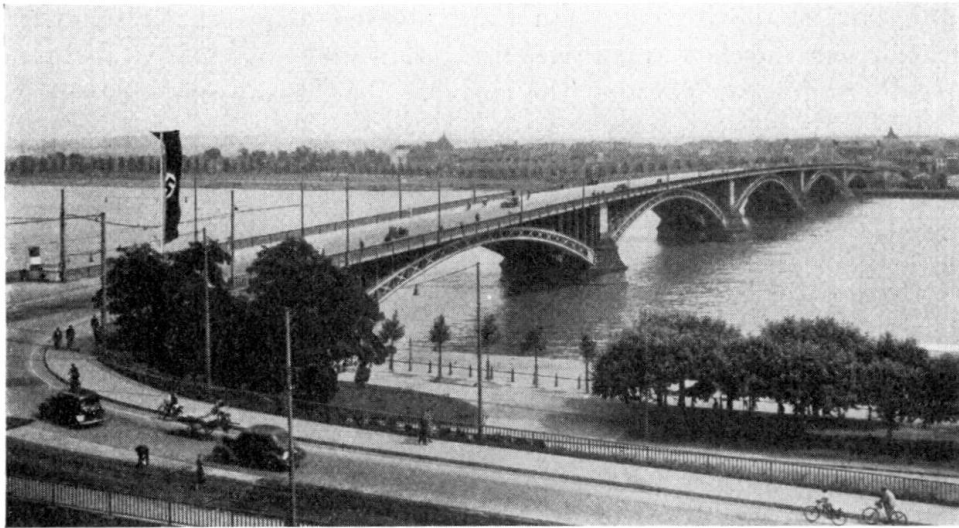


Fig. 11.

Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz nach dem Umbau.



Fig. 12.

Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz vor dem Umbau.

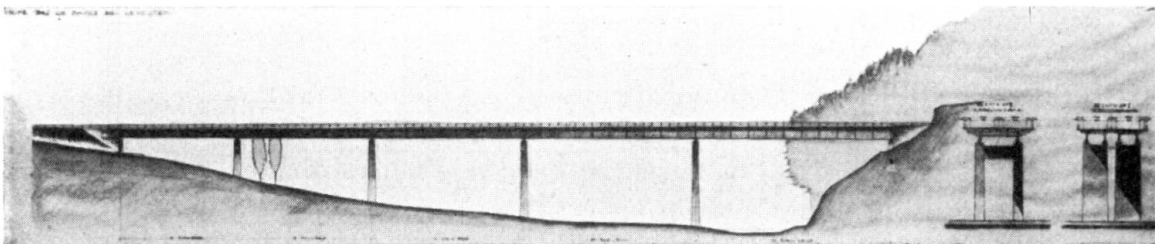


Fig. 13.

Entwurf der Autobahnbrücke bei Lehesten.

eine einseitige Steigerung der Stützweiten und der Umstand, daß die Fahrbahn in der Steigung liegt, bot die Möglichkeit, auch die Trägerhöhe entsprechend dem Wachsen der Stützweiten zu steigern.

Fast unlösbar ist die Aufgabe, ein harmonisches Bauwerk zu schaffen, wenn der Brückenbauer durch von außerhalb kommende Vorschriften behindert ist, seinen Regeln zu folgen. Für die Rheinbrücken bei Maxau und Speyer (Fig. 14)

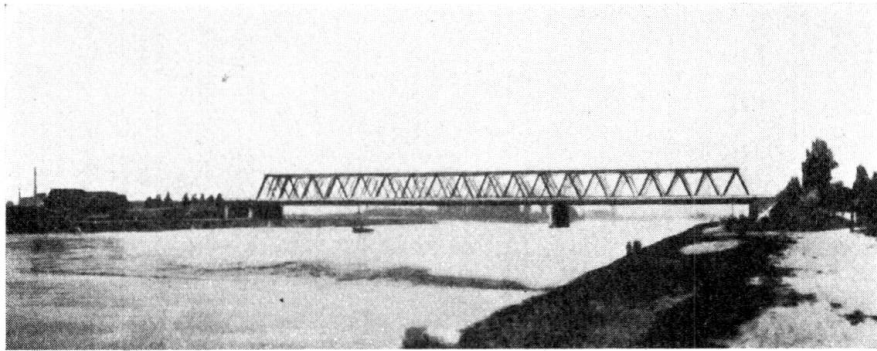


Fig. 14.

Entwurf. Rheinbrücke bei Maxau.

lagen solche unglücklichen Bedingungen vor. Durch die Krümmung des Stromes liegt die Schifffahrtsrinne und dadurch der Strompfeiler einseitig, aber dem Beschauer bleibt diese Unsymmetrie unverständlich, denn er kann ja ihren Grund nicht erkennen. Es hat sich gezeigt, daß die beherrschende Horizontale des Balkens die Unsymmetrie am wenigsten auffällig macht. Durch einen Bogen (Fig. 15) würde sie noch betont werden.

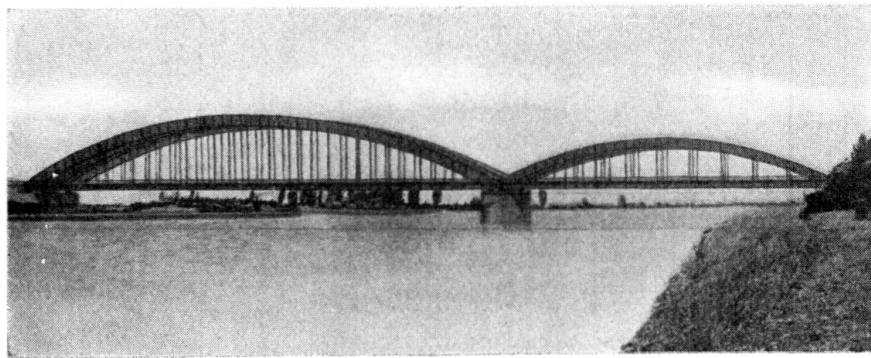


Fig. 15.

Entwurf. Rheinbrücke bei Maxau.

Brücken über mehrere Öffnungen müssen zusammengefaßt werden zu einem geschlossenen Brückenzug. Welch ein Unterschied zwischen der früheren Gitterbrücke bei Köln (Fig. 16), trotz der störenden Pfeileraufbauten, und den abgehackten Umrißlinien der Floridsdorfer Donaubrücke (Fig. 17).

Die Einheitlichkeit des Brückenzuges kann aber auch vollständig zerstört werden durch Unruhe der Gurtlinien, wie bei der Mainbrücke Haßfurt (Fig. 18). Auch die Straßenbrücke bei Wesel (Fig. 19) verliert durch das Anschwellen

der Gurten über den Strompfeilern und es stört besonders, daß gleichzeitig auch die Fahrbahnlinie unrein wird durch das Herabziehen der Untergurte.

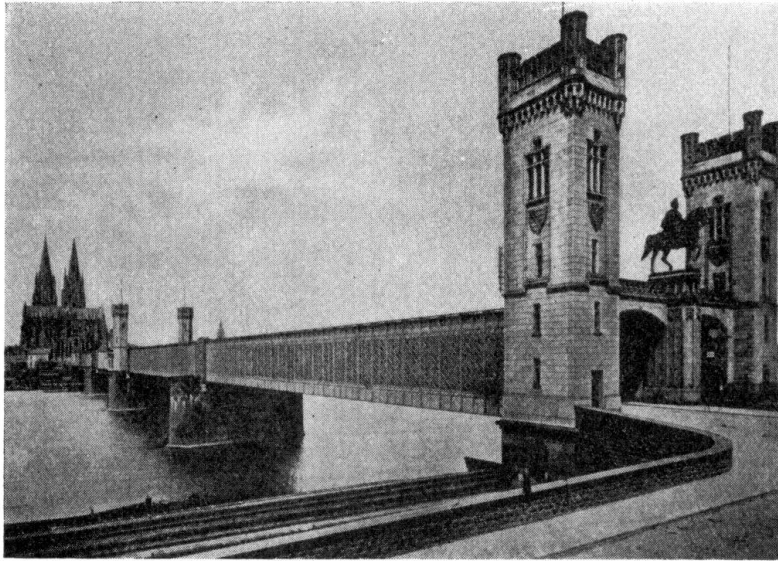


Fig. 16.

Alte Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Köln.

Wie körperhaft unsere alten feingegliederten Balken wirken, haben Sie bei der Kölner Gitterbrücke gesehen. Daher die Rückkehr zum Vollwandbalken und daneben das eifrige Suchen nach Füllungen für den Fachwerkbalken, die den ornamentartigen Reiz der alten feinen Gliederung wieder erreichen sollen. Die Wiederaufnahme des Strebenfachwerkes ist ein solcher Versuch.

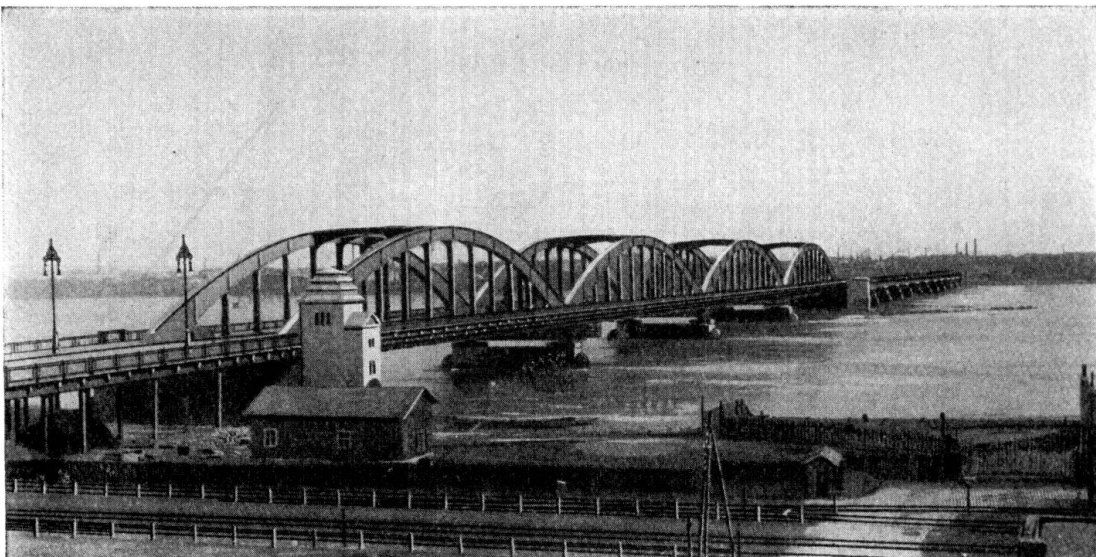


Fig. 17.

Floridsdorfer Donaubrücke.

Besser wirkt schon das Rautenfachwerk, das das Tragwerk mehr als Wand hervortreten läßt. Bei der Rheinbrücke Mannheim (Fig. 20) geht der End-

pfosten auf ganze Höhe durch, was etwas hart wirkt, aber besser ist, als den Endpfosten auf halber Trägerhöhe endigen zu lassen, wie bei der Eisenbahn-

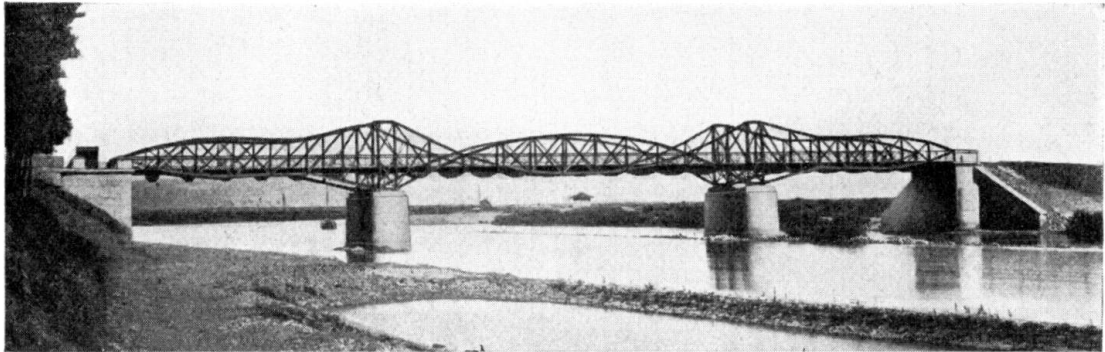


Fig. 18.

Straßenbrücke über den Main bei Haßfurt.

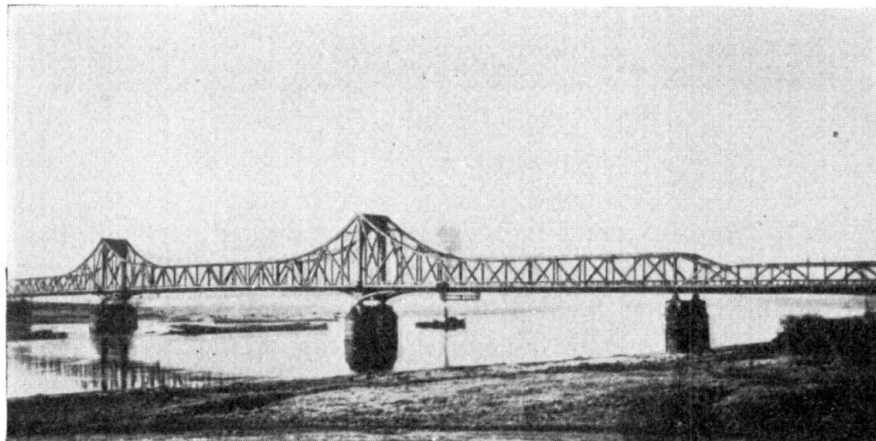


Fig. 19.

Straßenbrücke bei Wesel.

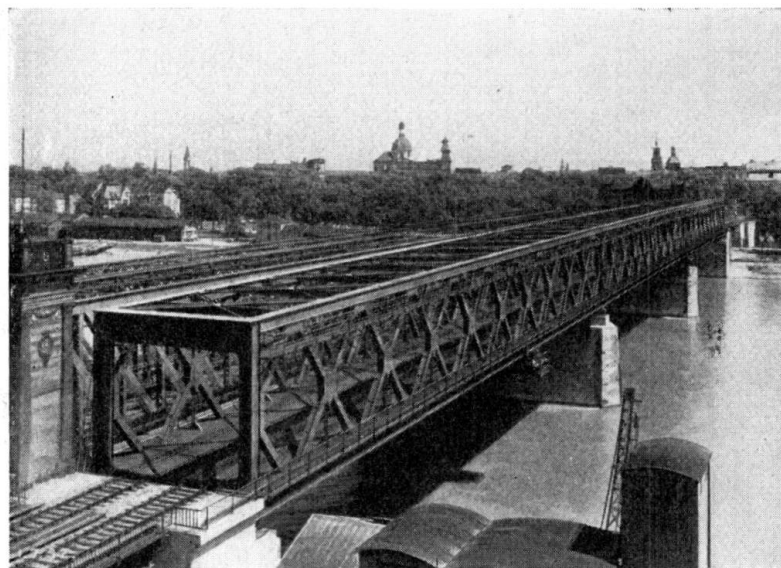


Fig. 20.

Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mannheim.

brücke Wesel (Fig. 21). Ein Endportal mit geknickten Stielen kann weder den Brückenbauer, noch den Laien begeistern.



Fig. 21.

Eisenbahnbrücke bei Wesel.

In dem Suchen nach einer neuen Gestaltung der Fachwerkfüllung liegt dem modernen Brückenbau noch eine Aufgabe vor, zu deren Lösung sich Ingenieur und Architekt in gemeinsamem Mühen zusammenfinden müssen.



Fig. 22.

Fußgängersteg bei Oberschöneweide.

Die Grundform des Balkens mit der des Bogens zu vermischen, ergibt nur selten eine glückliche Lösung. Woher weiß der Beschauer, daß ein Bogen mit Zugband senkrechte Auflagerdrücke hat wie ein Balken? Wer beseitigt ihm die Zweifel bei dem Langer-Balken, ob der Bogen oder Versteifungsträger das

Haupttragglied ist? Nur wenn eine Hauptöffnung durch solch einen Bogen besonders hervorgehoben wird, kann die Brücke noch befriedigen.

Glücklicherweise haben wir gelernt, willkürliche Mischungen von Bogen und Balken, gegenläufige Kurven der Gurtlinien, zu vermeiden. Für eine Konstruktion wie der Steg bei Oberschöneweide (Fig. 22) haben wir nicht einmal in unserer Fachsprache einen Ausdruck. Bei der Norderelbebrücke Hamburg (Fig. 23) ist die Fahrbahn ein nebensächliches Anhängsel an dem Laien un-

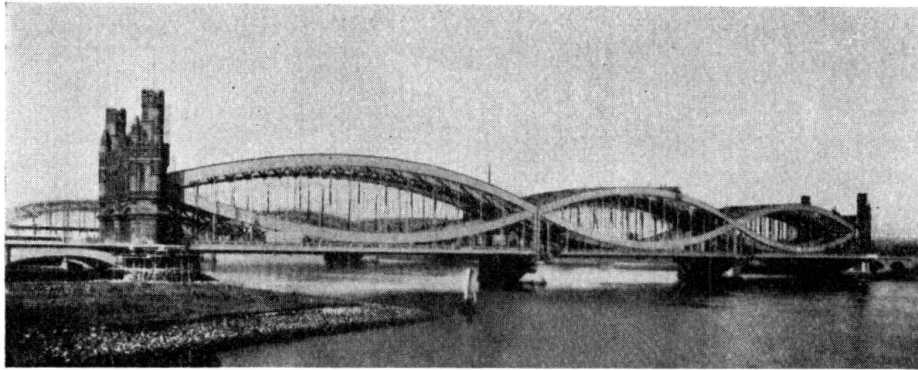


Fig. 23.

Norderelbebrücke bei Hamburg.

verständliche Konstruktionsmassen. Solche Bauwerke haben viel zu dem heute noch nicht überall ausgestorbenen Irrglauben beigetragen, eine Stahlbrücke sei ein Notbehelf, wenn eine Massivbrücke nicht mehr durchführbar ist.

Auch eine Vermischung von Balken- und Hängebrücke kann nicht befriedigen. Bei der Mainbrücke in Bamberg (Fig. 24) wird der Hängegurt, das reinste Zugglied, in seinem mittleren Teil zum Obergurt eines Balkens, also zu einem Druckglied, und damit ist die Verwirrung da. Denn es dürfen keinem Glied zwei wesensfremde Aufgaben zugemutet werden.

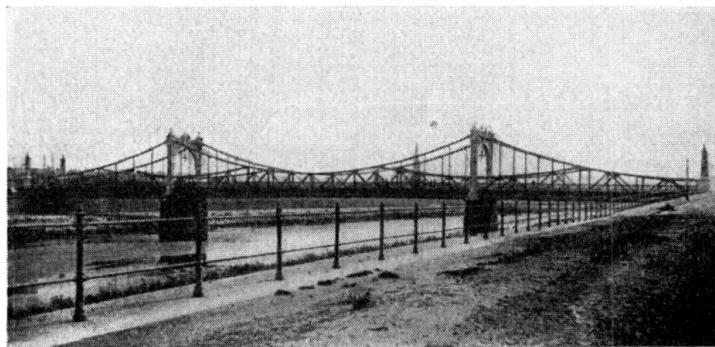


Fig. 24.

Straßenbrücke über den Main bei Bamberg.

Umso eleganter wirkt die reine Hängebrücke, nach der der Brückenbauer für große Stützweiten zuerst greifen wird. Sinnfällig stützen die Pylonen den Hängegurt, hängt die Fahrbahn an den Hängestäben, verteilt der Versteifungsträger die Lasten. Wie vielfältig die konstruktiven Möglichkeiten der Gestaltung sind,

zeigen die Pylonen der Philadelphia-Camden-Brücke (Fig. 25) und der Rheinbrücke Köln-Mülheim (Fig. 26).



Fig. 25.

Philadelphia-Camden-Brücke.

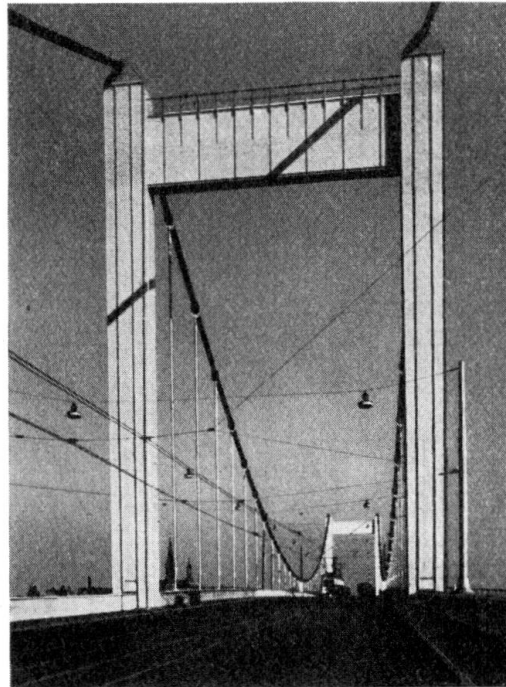


Fig. 26.

Rheinbrücke Köln-Mühlheim.

Zur Brücke gehören Widerlager und Pfeiler und heiß tobt oft der Kampf, ob Stahlpfeiler, ob Stein- oder Betonpfeiler. Bei den Autobahnbrücken sind wir

hier vor ganz neue Aufgaben gestellt, durch ihre große Breite. Die Aufgabe ist noch nicht gemeistert, doch schon sind glückliche Lösungen zu verzeichnen,

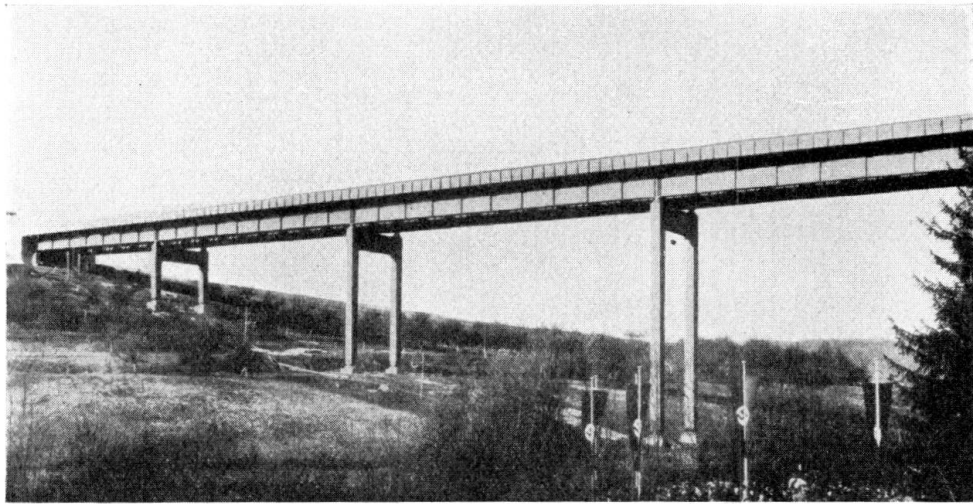


Fig. 27.

Autobahnbrücke über das Sulzbachtal.

wie bei der Sulzbachbrücke (Fig. 27) und der Brücke über die kleine Striegis (Fig. 28).

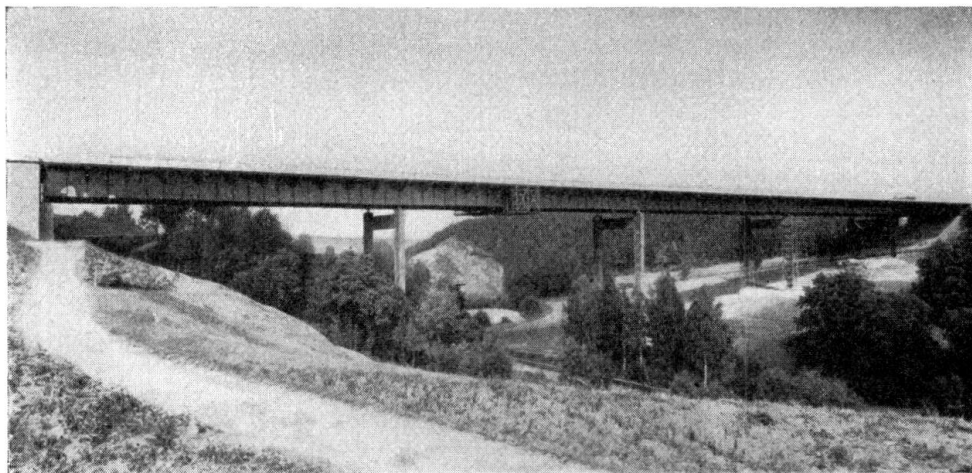


Fig. 28.

Autobahnbrücke über die kleine Striegis.

Die Richtung, in der die Formgebung stählerner Brücken marschiert, ist gekennzeichnet durch das Streben nach Klarheit und Wahrheit der Ausdrucksformen. Unter den durch Statik und Material gegebenen Möglichkeiten diejenige auszuwählen, die ungekünstelt ihren Zweck erfüllt, ist die Aufgabe des Brückenbauers. Eine Brücke ist kein Bauwerk für sich, sondern die Fortsetzung eines Verkehrsweges. Sie wird aber in dieser Gebundenheit zum Kunstwerk, wenn sie ihren Zweck des Tragens und Leitens des Verkehrs als Ganzes und in allen ihren Gliedern klar zum Ausdruck bringt.

VIIa 2

Brücken, die nicht gebaut wurden.

Ponts qui n'ont pas été construits.

Unbuilt Bridges.

Dr. M. Klö n n e,
Dortmund.

Bei unseren Arbeitstagen und in der Fachliteratur stehen meist ausgeführte Bauwerke zur Diskussion. Wir besprechen ihre allgemeine Anordnung, ihre konstruktiven Einzelheiten und die Vor- und Nachteile, die sich aus dieser oder jener Ausführungsart ergeben.

Ich möchte den Blick lenken auf Brücken, die nicht gebaut wurden, oder genauer: auf Entwürfe, die nicht ausgeführt wurden — zumindest bei *dem* Bauvorhaben nicht ausgeführt wurden, für das sie geplant waren. Weiter möchte ich den Blick auf die Tatsache lenken, daß die äußere Form oder der gedankliche Inhalt solcher Entwürfe, die in der Planung stecken geblieben sind, oft später mit Erfolg wieder aufgegriffen wird. Nicht die „Tragik des zu früh

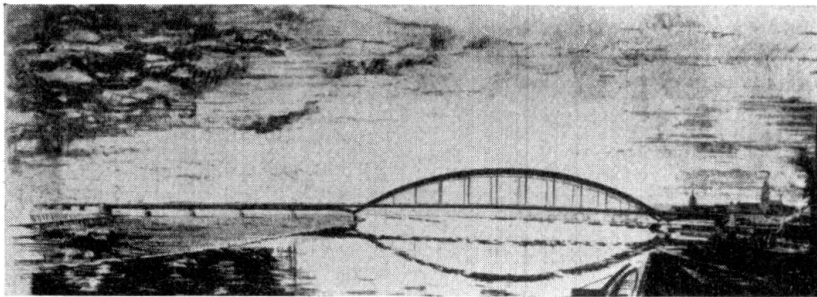


Fig. 1.

Geborenen“ möchte ich beklagen, aber darauf hinweisen, daß es für die Fachwelt durchaus lohnend ist, sich mit Entwürfen zu beschäftigen, die bei Wettbewerben „durchgefallen“ sind. Viel bestes Gedankengut schlummert in der Unsumme von Arbeit, die sich erste Brückenbauanstalten gemacht haben, Gedankengut, das vorteilhaft bei anderen Gelegenheiten nutzbar gemacht werden sollte.

Das bezieht sich sowohl auf den Entwurf als Ganzes, wie auf die Durchbildung von Einzelheiten.

Vorweg bemerke ich, daß ich die einzelnen Bauvorhaben mit Namen nennen werde. Ich bitte die Fachgenossen, mir diese Freiheit nicht zu verübeln; ich halte es jedoch für aufschlußreicher, als wenn ich die Entwürfe ohne nähere

Bezeichnung anführen würde. Ich bitte weiterhin um Nachsicht dafür, daß ich in der Hauptsache eigene Entwürfe besprechen werde, bei deren Gestaltung ich mitgewirkt habe.

Zunächst einige Beispiele zum Gesamtentwurf, zum Brückensystem:

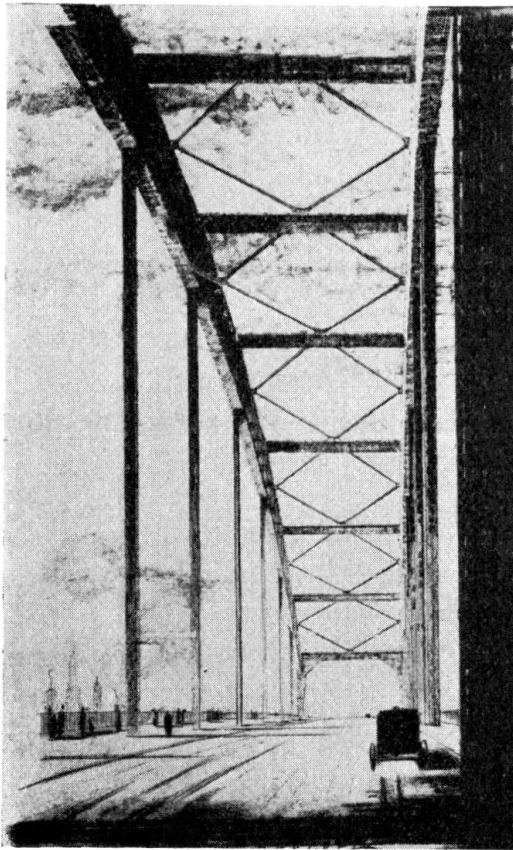


Fig. 2.

Bei dem Wettbewerb um die Rheinbrücke Köln-Mülheim wurde eine Bogenbrücke vorgeschlagen (Fig. 1), die mit ihrer Spannweite von über 300 m ein kühnes, beachtenswertes Bauwerk gewesen wäre, die technisch ausführbar und einwandfrei war und die den Vorteil geboten hätte, daß sie dem Autofahrer auf der Brücke völlig freien Blick auf den Rheinstrom gewährt hätte (Fig. 2). Aus Erwägungen, deren Würdigung hier zu weit gehen würde, wurde eine Hängebrücke gewählt.

Für die Überführung der Autobahn über die Elbe bei Hohenwarthe habe ich seinerzeit eine Hängebrücke angeboten (Fig. 3), deren leichte gefällige Form sich in das flache Landschaftsbild gut eingepaßt hätte und die ausgezeichnet mit dem langen Strang der Vorlandbrücken zusammenklang (Fig. 4). Zur Ausführung gelangte eine Fachwerkbrücke.

Für die Elbebrücke bei Dömitz schlug ich eine Fachwerkbrücke vor, deren Füllungstäbe nur aus Streben gleicher Neigung bestanden (Fig. 5). Da hier

nur zwei Hauptträger vorgesehen waren, hätte auch die Schrägdurchsicht ruhig gewirkt. Die Wahl fiel auf einen Langerbalken, d. h. auf einen Luftbogen.

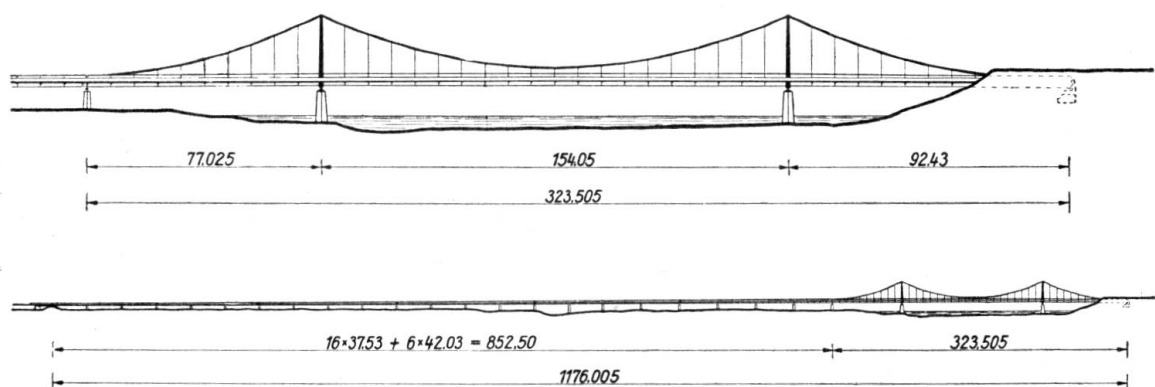


Fig. 3.

Damit schließt sich der Kreis, die Bogenbrücke wird zur Hängebrücke, die Hängebrücke zum Fachwerkträger, der Fachwerkträger zur Bogenbrücke. Obwohl

die weit gespannte Bogenbrücke und auch die Hängebrücke nicht zur Ausführung gelangten, glaube ich, daß sich Gelegenheit finden wird, aus den alten Entwürfen Anregungen zu schöpfen und in ähnlichen Fällen solche Systeme zu verwenden.

Was für Gesamtentwürfe gilt, gilt in vielleicht verstärktem Maß für bauliche Einzelheiten. Dafür nur zwei Beispiele:

Bei großen Talübergängen mit durchlaufenden Balkenhauptträgern werden neuerdings auch hohe stählerne Pendelstützen oder Pendelrahmen als Mittel-

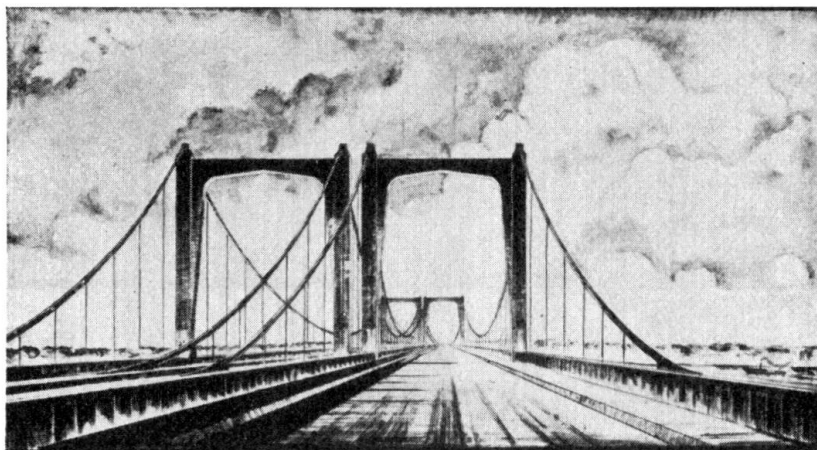


Fig. 4.

unterstützungen ausgeführt. Eine Gegenüberstellung dieser Bauart mit schlanken Betonpfeilern zeigen die beiden Entwürfe für die Muldenbrücke Siebenlehn (Fig. 6 und 7). Letzten Endes geht die Anwendung von Pendelportalen auch für große Höhen zurück auf einen Vorschlag, den ich seinerzeit für die Mangfallbrücke gemacht hatte, der aber damals abgelehnt wurde. Die Figuren 8 und 9

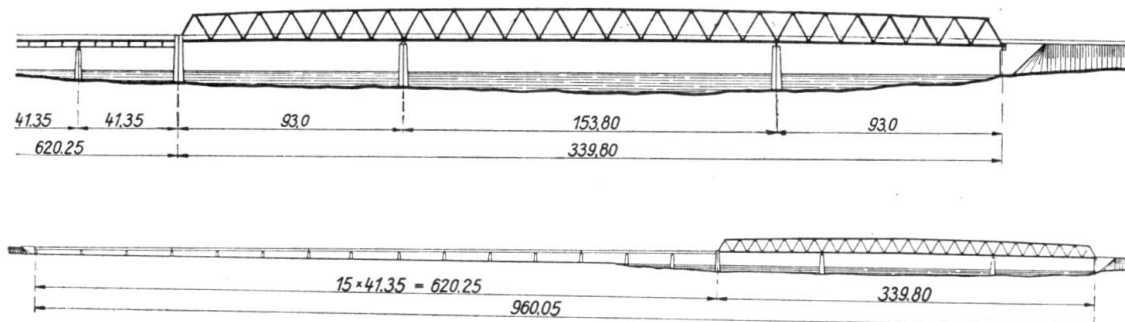


Fig. 5.

zeigen Ihnen eine Ansicht sowie eine Untersicht der Brücke, und zwar für die Varianten mit Vollwand- und mit Fachwerk-Hauptträgern.

Als zweites Beispiel hierzu die Frage des oberen Windverbandes. Es kann nicht bezweifelt werden, daß in ästhetischer Hinsicht der sogenannte Vierendeelverband sehr beachtlich ist, da er mit seinen einfachen Riegeln ohne Streben vorbildlich ruhig wirkt. — Für die Autobahnbrücke am Kaiserberg bei Duisburg habe ich 1934 einen solchen oberen Windverband vorgeschlagen (Fig. 10). Der

Auftraggeber zog aus statischen Gründen einen K-Verband vor. Neuere Brücken dieser Art werden heute mit Vierendeelwindverband ausgeführt, so die Autobahnbrücken über den Lech bei Augsburg und über den Rhein-Herne-Kanal bei Duisburg, letztere mit einer Stützweite von 140 m.

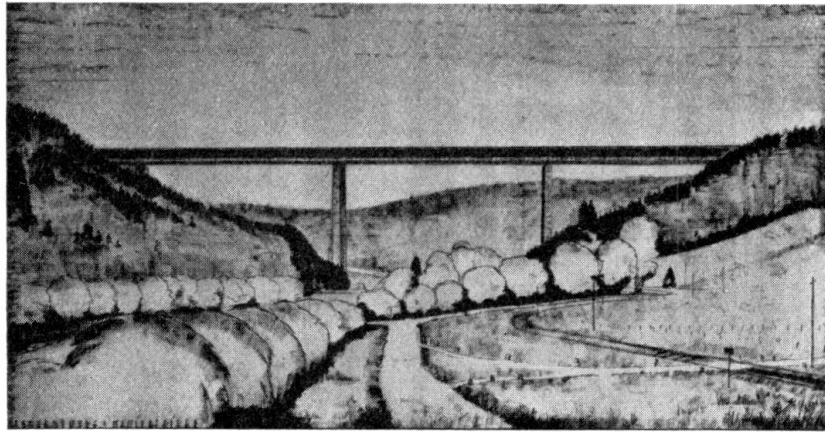


Fig. 6.

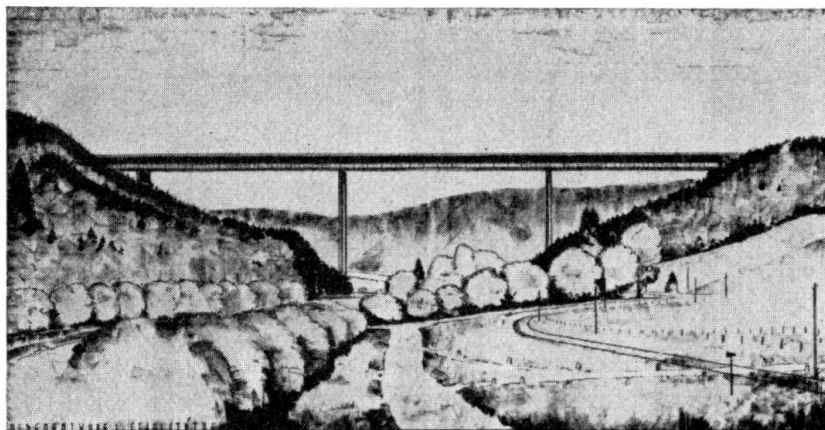


Fig. 7.

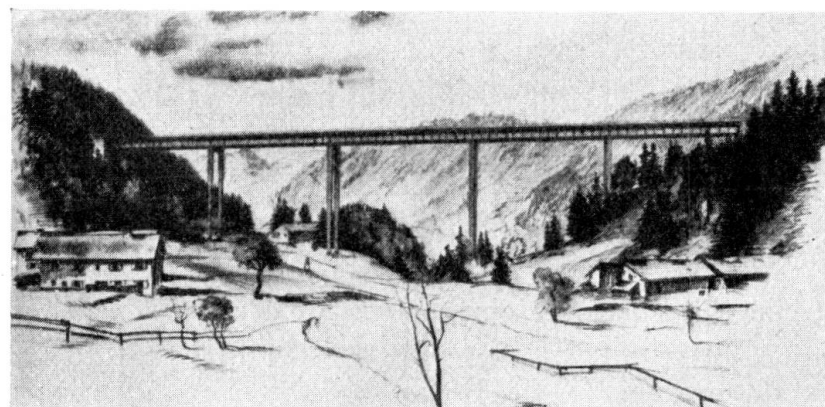


Fig. 8.

Zum Schluß noch ein Wort zum Thema Bogenbrücke. Es gibt eine ganze Reihe von Bauvorhaben, bei denen eine Bogenbrücke nicht nur technisch ver-

treter und wettbewerbsfähig, sondern auch ästhetisch voll befriedigend ist. Die drohende Uniformierung parallelgurtiger Vollwand- und Fachwerkbrücken würde damit eine nicht unerwünschte Unterbrechung erfahren. Mit Bogenbrücken ziehe ich hierbei auf echte Bogenbrücken ab, sei es mit oder ohne Zugband — nicht

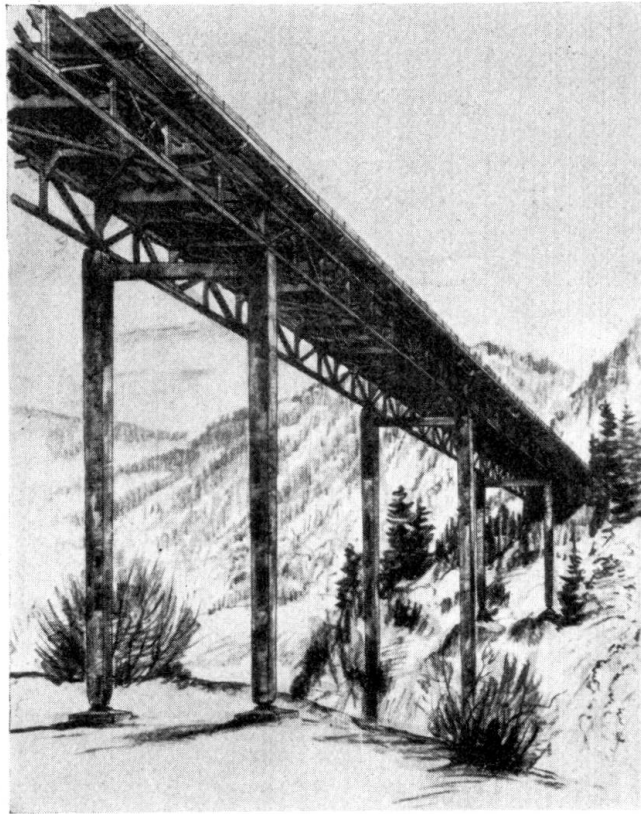


Fig. 9.

auf Langerbalken, die mit ihrem dominierenden Versteifungsträger ebenfalls die Waagerechte betonen. Auch Bogenbrücken über der Fahrbahn können sehr wohl anständig aussehen. Abgesehen von dem bereits gezeigten Beispiel des

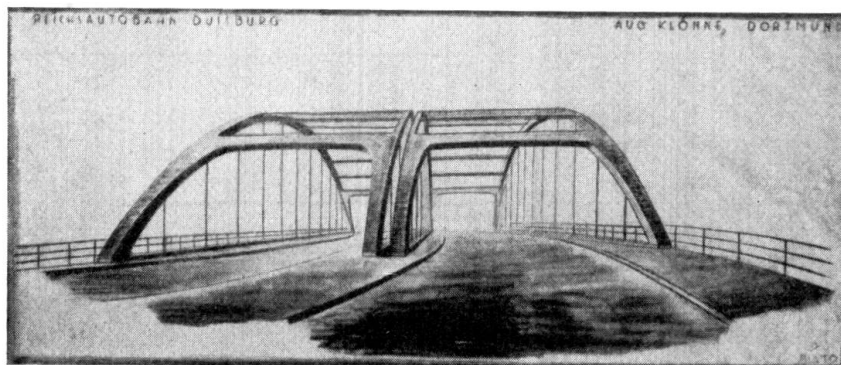


Fig. 10.

Bogenentwurfes für Köln-Mülheim führe ich Ihnen als Vergleich eines Langerbalkens mit einem Sichelbogen zwei Bilder vor, die Entwürfe für die Rhein-Herne-Kanal-Brücke darstellen (Fig. 11 und 12).

Das Hauptanwendungsgebiet der Bogenbrücken, sowohl der Sichelbogen als

auch der eingespannten Bogen, wird freilich die Überbrückung größerer Taleinschnitte bleiben, welche eine Anordnung des gesamten Bogens unter der Fahr-

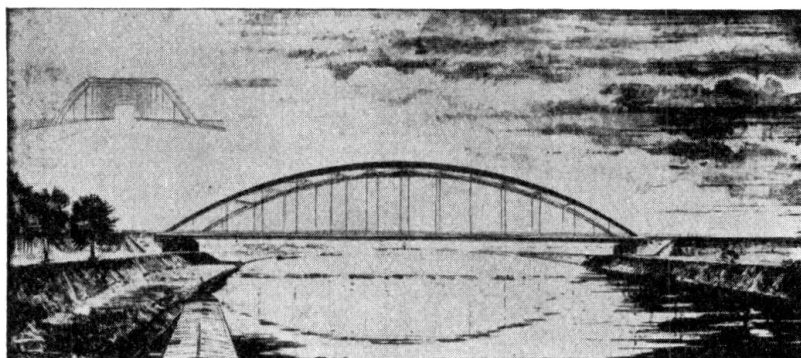


Fig. 11.

bahn gestatten. Die Fig. 13 eines eingespannten Bogens für die Helderbachtalbrücke mag die Wirkung dieser Bauform in der Landschaft veranschaulichen.

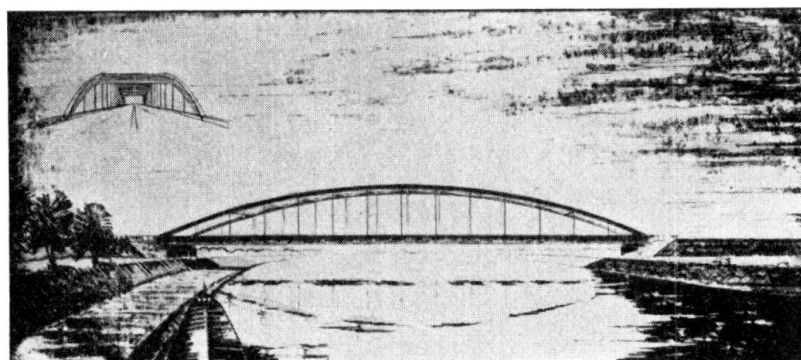


Fig. 12.

Die Hauptabmessungen des Entwurfes gehen aus den Figuren 14 und 15 hervor. Sie sehen einmal eine Überschneidung von Bogen und Streckbalken und beim

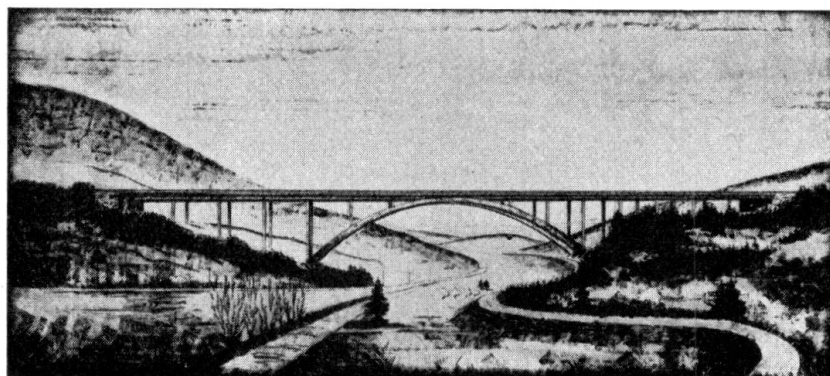


Fig. 13.

zweiten Bild eine Trennung dieser beiden Bauglieder. Die zweite Form würde ich vorziehen.

Ich hoffe, mit den kurzen Ausführungen gezeigt zu haben, daß auch Brücken-

entwürfe, die nicht ausgeführt wurden, der Betrachtung wert sind, ja daß sich in ihnen die Linien künftiger Entwicklung spiegeln können.

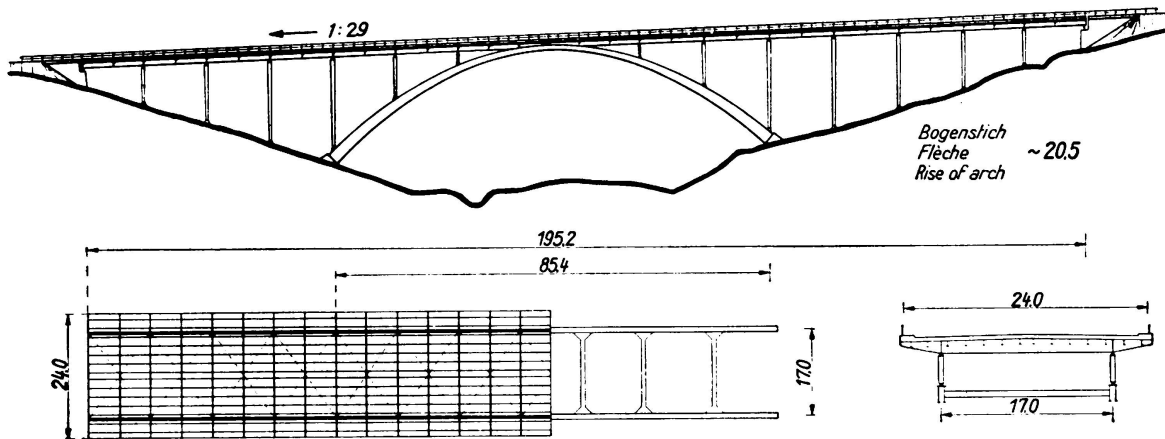


Fig. 14.

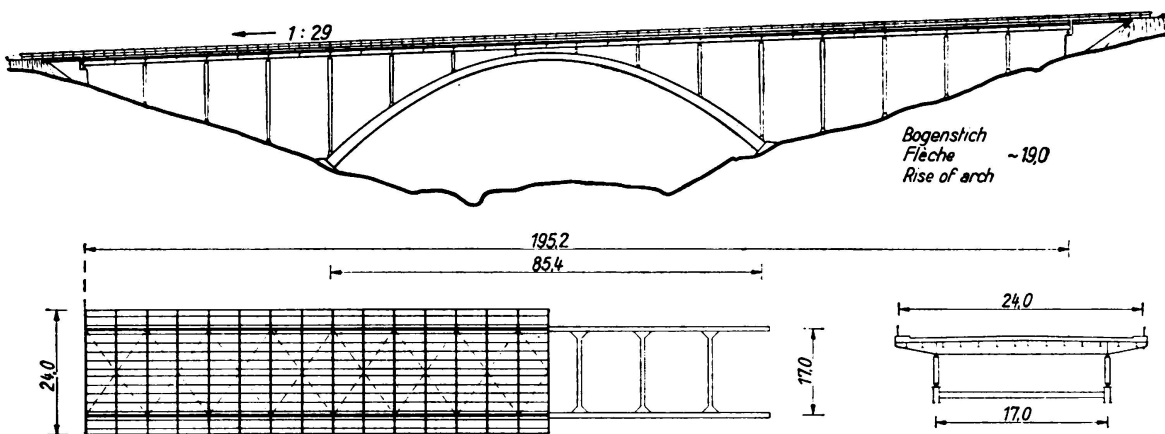


Fig. 15.

Wir wollen dabei daran denken, daß wir nicht Brücken bauen sollen, wie sie auch sein mögen, wenn sie nur halten, sondern — wie wir vom Menschen als erstes verlangen, daß er Charakter hat — verlangen wir auch von der Brücke, daß sie Charakter hat. Solche Brücken können nicht konstruiert, sie müssen gestaltet werden.

Der Ingenieur beweist erst dadurch seine Meisterschaft, daß er die Forderungen der Wirtschaftlichkeit in Einklang bringt mit den Geboten der Schönheit, die er niemals vernachlässigen darf.

VII a 3

Die Verwendung des Stahls beim Bau von Stahlkonstruktionen
in Italien.

L'application de l'acier aux constructions métalliques
en Italie.

Applications of Structural Steelwork in Italy.

Dr. Ing. A. Fava,

Chef de Service aux Chemins de fer de l'Etat, Rome.

1. Bekanntlich bildet in Italien der Stahl, wegen der Knappheit an Eisenerzen und Kohle, ein sehr kostbares Material. Daraus folgt, daß seine Verwendung auf die Fälle beschränkt bleibt, in denen er unbedingt notwendig oder anderen Materialien gegenüber vorteilhafter ist; in vielen Gebieten kann er indessen nicht mit seinem Konkurrent, dem Eisenbeton, wetteifern.



Fig. 1.

2. Eines der Gebiete, auf dem es allgemein notwendig ist, zum Stahl zu greifen, ist das Gebiet der Eisenbahnbrücken, weil häufig die notwendige Höhe nicht vorhanden ist, um Bögen aus Mauerwerk oder Eisenbeton zu errichten.

Das Netz der italienischen Staatsbahnen besitzt etwa 7000 Stahlbrücken mit einer Gesamtlänge von fast 100 km. In den letzten zehn Jahren ist etwa der dritte Teil dieser Brücken erneuert worden. Im allgemeinen mußten mit Ausnahme der Brücken unter 10 m Stützweite die alten Träger durch neue ersetzt werden.

Fig. 1 stellt einen Träger über drei Feldern dar, der wegen der konstruktiven Eigenheiten als typisch für die neuesten Konstruktionen betrachtet werden kann:

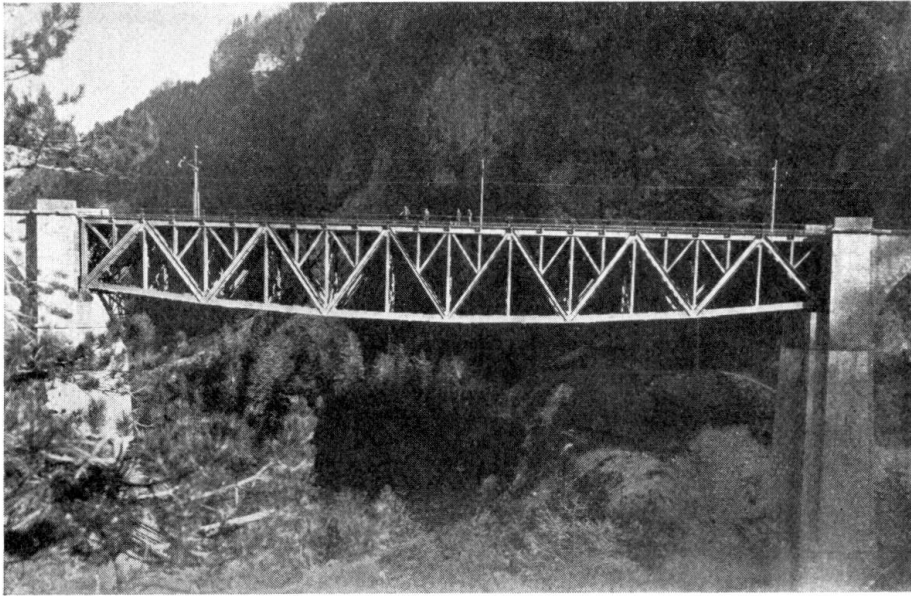


Fig. 2.

man wird daraus entnehmen, daß alle Trägerteile aus großen Profilen ohne Vergritterung bestehen. Die Unterdrückung des Fachwerks verleiht der Konstruktion ein ruhiges Aussehen und große Einfachheit.

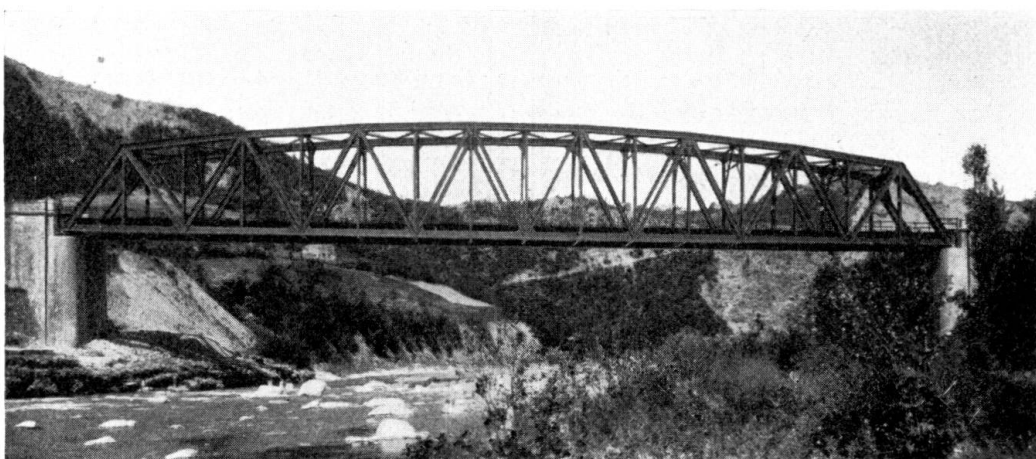


Fig. 3.

Fig. 2 zeigt eine größere Fachwerkbrücke mit obenliegender Fahrbahn und parabolischem Untergurt, Fig. 3 einen Halbparabelträger von etwa 90 m Spannweite, der für viele Brücken angewendet worden ist.

Fig. 4 stellt einen durchlaufenden Träger über zwei Feldern von je 77 m dar, bei welchem ausnahmsweise die Hauptträger als Fachwerk mit gekreuzten Streben gebildet werden, da sich in diesem besonderen Falle eine solche Anordnung wegen der sehr schiefen Überbrückung besser bewährte.

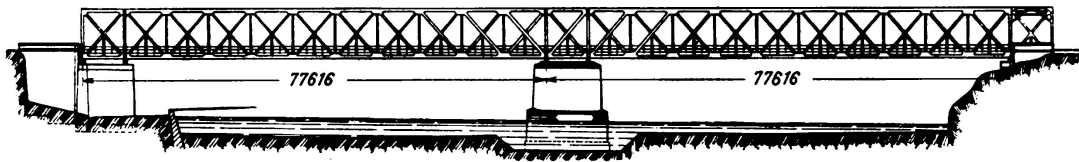


Fig. 4.

Zu diesem Träger sei bemerkt, daß vor einiger Zeit der Typ des durchlaufenden Trägers von den Staatsbahnen verlassen worden ist, weil man festgestellt hatte, daß viele dieser Träger während des Betriebes bemerkenswerte Stützen-Setzungen aufwiesen und dementsprechend große Änderungen der Kräfteverteilung.

Nun ist dieser Typ wieder aufgenommen worden, jedoch wird für eine genaue Registrierung der Höhenlage der Lager und für eine Korrektur der Fehler Sorge getragen.

Diese Arbeit wird mit geeichten hydraulischen Pressen und Präzisionsmanometern durchgeführt. Mit Hilfe der Pressen wird der Träger gleichzeitig von allen seinen Lagern abgehoben und die Hebung wird in der Weise reguliert, daß

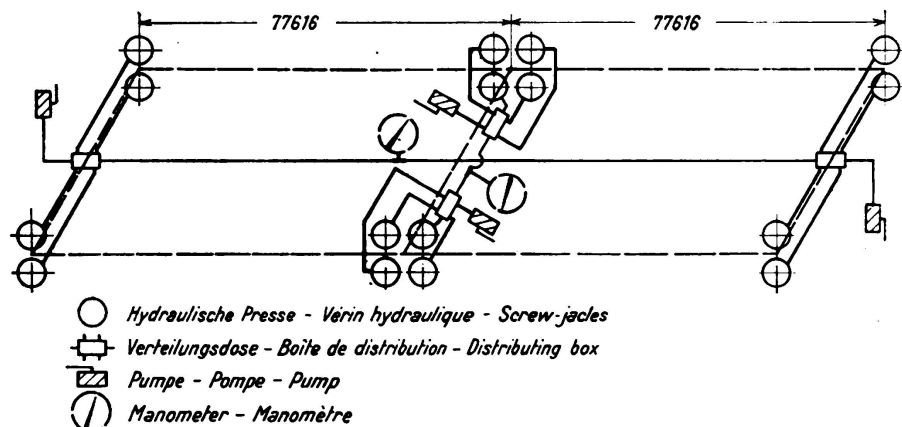


Fig. 5.

nach den Angaben der Manometer alle Reaktionen der Lager den theoretischen Reaktionen angepaßt werden.

Mit diesem Verfahren kann man nicht nur den Reaktionen die Werte zuweisen, die der Voraussetzung entsprechen, daß alle Lager auf einer Horizontalen liegen, sondern man kann auch experimentell und mit voller Sicherheit den Reaktionen selbst jene Werte zuweisen, die für die größte Wirtschaftlichkeit der Konstruktion am günstigsten wären.

Fig. 5 stellt schematisch die zum Nachstellen der Auflager des durchlaufenden Trägers der Fig. 4 benutzte Vorrichtung dar. Während dieser Untersuchung, die auch mit einer Messung der Spannungen in verschiedenen Trägerteilen ausge-

führt wurden, hat sich ergeben, daß ohne das Nachstellen sich sehr ungünstige Verhältnisse der Reaktionen gebildet hätten.

3. Sehr zahlreich und von verschiedenem Typ sind die ganz aus Stahl gebauten Hallen, die Gebäude mit Stahlskelett, Überdachung aus Stahl für zivile, indu-



Fig. 6.

strielle und militärische Bauten, die in letzter Zeit errichtet wurden. Auf diesem Gebiet hat sich die Schweißung, besonders Lichtbogen-Schweißung, in Italien sehr bewährt, sodaß anzunehmen ist, daß in wenigen Jahren die geschweißte Konstruktion die genietete vollständig verdrängen wird.

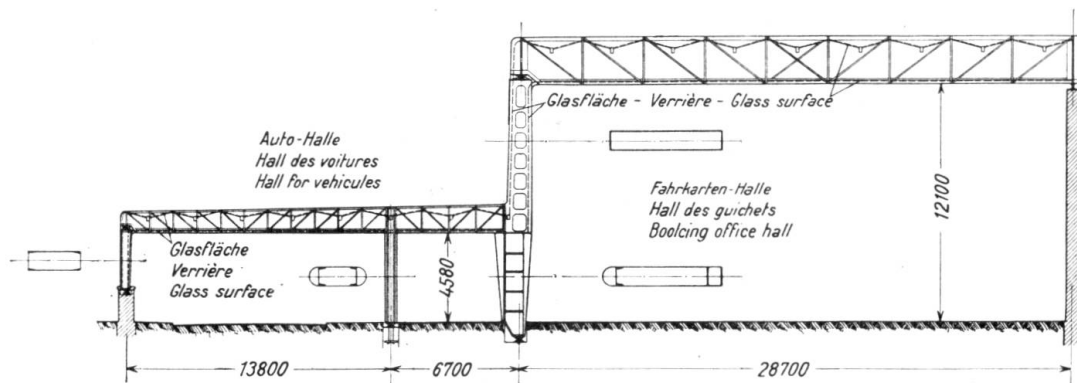


Fig. 7.

Von den vielen Beispielen seien die Stahl-Konstruktionen des neuen Bahnhofs in Florenz erläutert, die auch ein bemerkenswertes Beispiel für eine moderne geschweißte Konstruktion darstellen.

Sie sind in zwei Gruppen einzuteilen:

Die erste, welche die Einfahrtshalle für Autos und den Fahrkartenraum betrifft, bildet auch konstruktiv ein eng verbundenes Ganzes (Fig. 6 und 7). Ihre Tragkonstruktion besteht aus 8 großen Bindern zu drei Feldern, die durch Gelenke miteinander verbunden sind, um thermische Ausdehnungen zu ermöglichen. Sie haben zwei Glaswände, eine nach außen, aus Netzglas, die andere nach innen, mit Thermolux-Scheiben. Diese Glasflächen bilden ein zusammen-

hängendes Band, sowohl in der Horizontalen, als auch in der Vertikalen und ein bemerkenswertes Schmuckmotiv. Zwischen ihnen sind für die nächtliche Beleuchtung die Lichtquellen angebracht. Die äußere horizontale Glasfläche,



Fig. 8.

welche die Dachhaut bildet, sollte aus architektonischen Gründen eben sein; sie ist indessen zur einfacheren Entwässerung, aus doppeltgeneigten kleinen Elementen gebildet.

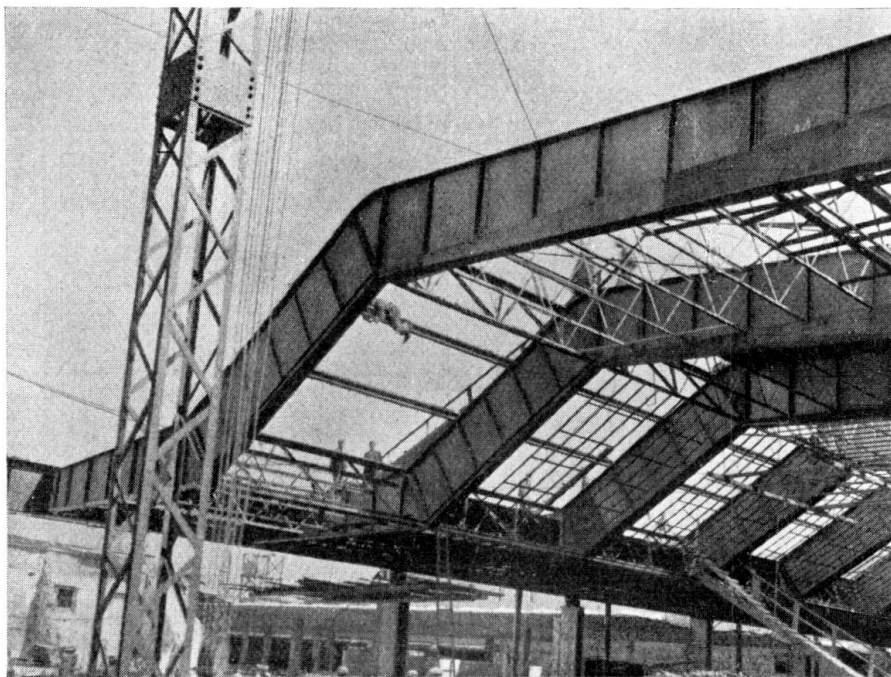


Fig. 9.

Die zweite Gruppe der Überdachung in Florenz betrifft die Haupthalle, Fig. 8 und 9. Das Tragwerk besteht aus einer Reihe großer vollwandiger Träger von 30 m Länge mit verschiedenem Doppel-T-Querschnitt, der durch Anschweißen von Flachstählen gebildet wurde.

Aus architektonischen Gründen haben sie eine sehr spezielle Form: sie bestehen aus zwei beinahe horizontalen Teilen auf verschiedenen Höhen, die untereinander durch einen stark geneigten Trägereil verbunden sind. Wegen der außergewöhn-



Fig. 10.

lichen Form dieser Träger wurden zur Festsetzung ihrer Ausmaße auch vorher Versuche an Modellen ausgeführt. Nach Vollendung der Arbeit bildeten die Träger Gegenstand einer sorgfältigen experimentellen Untersuchung.¹

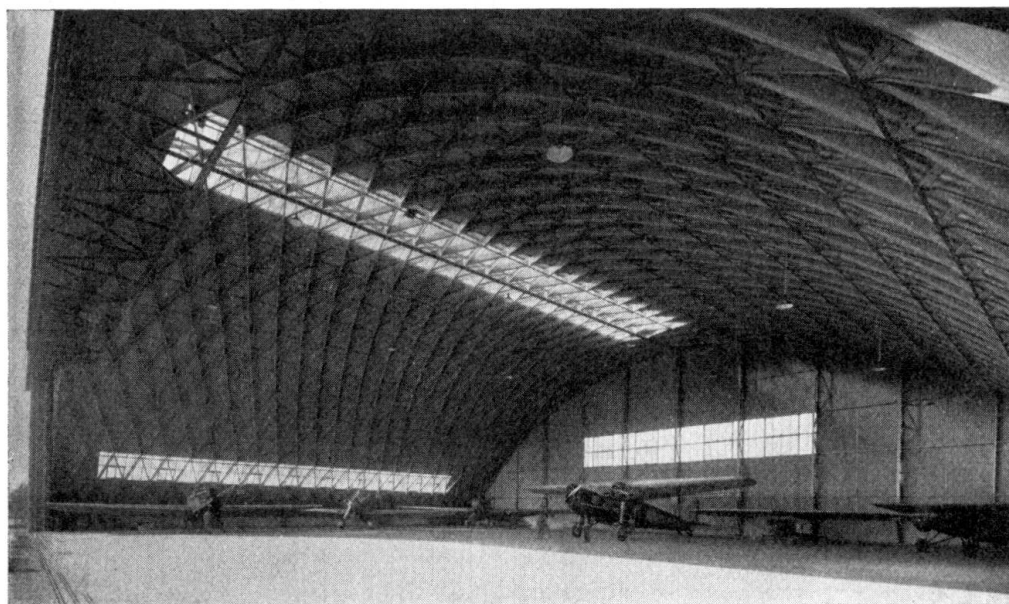


Fig. 11.

Alle sichtbaren Flächen der Stahlkonstruktionen von Florenz sind mit Kupfer metallisiert und sind dann bräuniert worden.

¹ Siehe Vorbericht Kongress Berlin 1936. S. 987.

Ein anderes Beispiel für eine Überdachung ist das Stadtbad in Mailand, Fig. 10, bemerkenswert auch wegen der Tatsache, daß man für diese Konstruktion zuerst an Eisenbeton gedacht hatte, sich aber dann in Anbetracht der Kürze der Zeit,

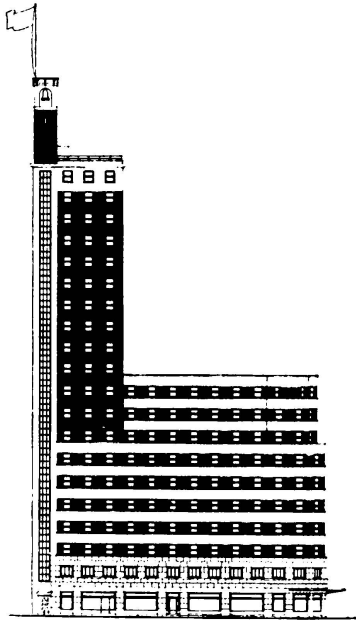


Fig. 12a.

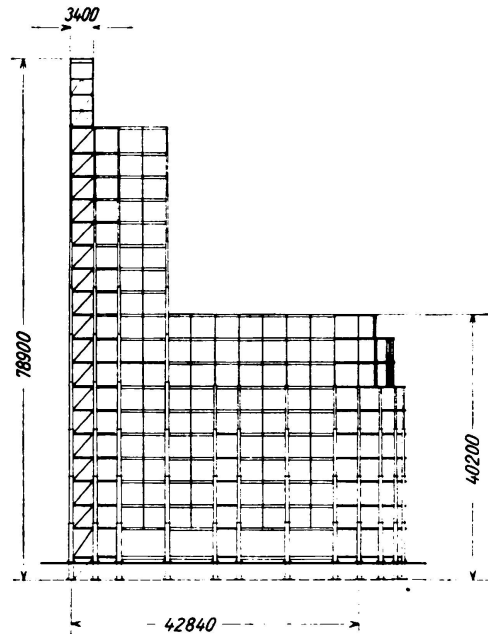


Fig. 12b.

in welcher die Arbeit ausgeführt werden sollte, dem Stahl zuwandte. Genial sind die Vorrichtungen für die Öffnung der Glastüren durch Ferneinstellung, aber damit können wir uns hier nicht beschäftigen.

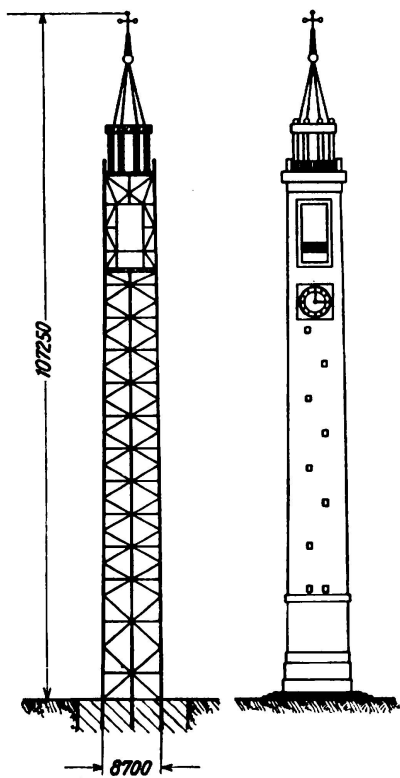


Fig. 13.

Getrennt von diesen Dachkonstruktionen stehen die Typen mit plattformartigem Aufbau, die in befriedigender Weise die verschiedenen Probleme technischer Art lösen und auch bemerkenswerte architektonische und ästhetische Aufgaben bieten. Beachtenswerte Beispiele für sie haben wir in Italien besonders bei der Überdachung von Flugzeug- und Autoschuppen (Fig. 11).

4. In der Praxis der modernen Baukonstruktionen hat man die Vorzüge der Bauten mit Stahlskelett erkannt. Während in Italien die Konstruktionen mit Eisenbeton-Gerippe üblich sind, ist wegen der hohen Stahlkosten das Stahlskelett ziemlich selten.

Wegen seiner Bedeutung ist hierbei der neue Wolkenkratzer in Turin zu erwähnen, Fig. 12a und 12b, ein großes Bauwerk mit vollständig geschweißtem Stahlskelett, das sich etwa 80 m über dem Boden erhebt, und der Glockenturm von Sesto Calende, Fig. 13, der auch eine geschweißte Konstruktion hat und etwa hundert Meter hoch ist.

Aber mehr als sich über diese Spezialfälle zu verbreiten, halten wir es für angebracht, darauf hin-

zuweisen, daß hier in Italien ein Feld ist, auf dem die Konstruktionen mit Stahlskelett eine sichere Zukunft haben. Das ist das erdbebensichere Bauen.

Das Stahlskelett hat in der Tat die besten Voraussetzungen, um den Einwirkungen von Erdbeben zu widerstehen: Größte Leichtigkeit, größte spezifische Widerstandskraft und bemerkenswerte elastische Verformungsfähigkeit. Es bietet außerdem nicht geringere Vorteile praktischer Art, da es industriell in wenigen, von Spezialfabriken standardisierten Typen angefertigt werden kann, um dann am Orte schnell von einigen Schweißern montiert zu werden, wodurch man unabhängig wird von den örtlichen, häufig beschränkten Baumöglichkeiten.

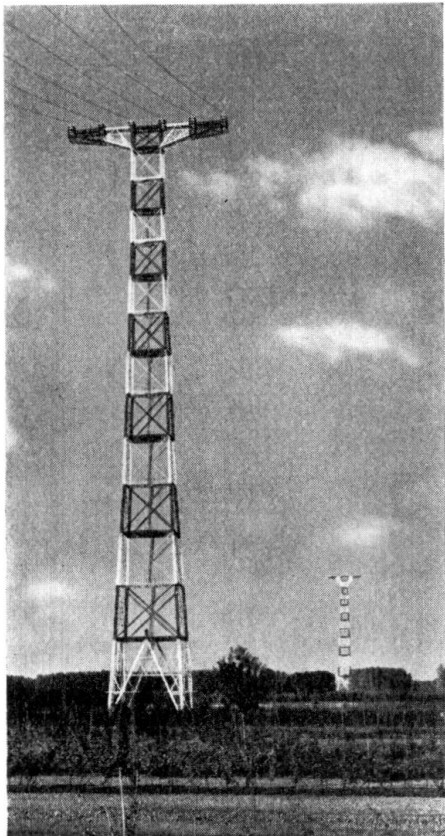


Fig. 14.

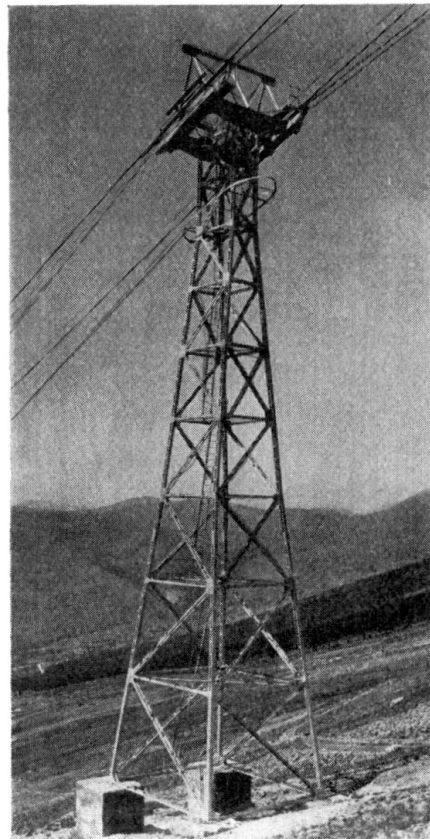


Fig. 15.

5. Angesichts der außerordentlichen Entwicklung, welche die elektrischen Anlagen in Italien erfahren haben, ist eines der umfassendsten Verwendungsgebiete für Stahl die Aufstellung von Masten für Energieleitungen. Zu diesen Konstruktionen sind wegen der Bedeutung der konstruktiven Probleme, die sie stellen, auch die Pylonen für Luftseilbahnen zu zählen, die ständig zahlreicher werden, und die Antennen für Rundfunkanlagen.

Es wäre sehr interessant, verschiedene Typen dieser Konstruktionen hier vorzuführen, um die Entwicklung zu verfolgen, die sie in Italien durchgemacht haben, aber wegen der Kürze der Zeit werden nur einige der bemerkenswertesten Beispiele angeführt.

Fig. 14 zeigt zwei große Masten von etwa 120 m Höhe für eine Überbrückung des Po in einer Spannweite von 1050 m.

Fig. 15 stellt einen der modernen Pylonen in geschweißter Konstruktion und zwar die Luftseilbahnstützen des Gran Sasso d'Italia und des Cervino mit einer Spannweite von etwa einem Kilometer dar.

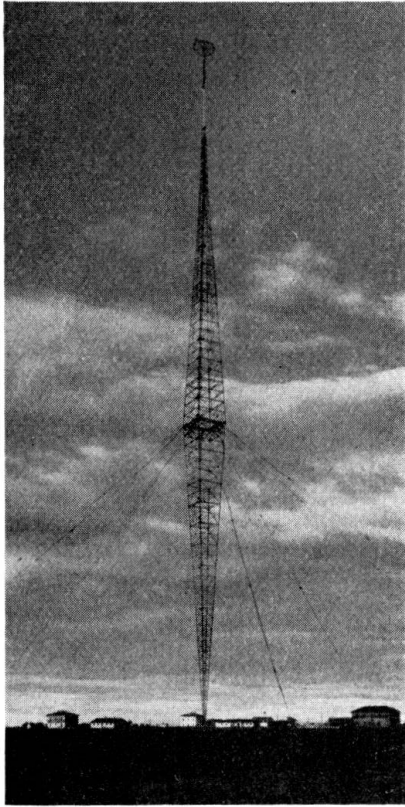


Fig. 16a.

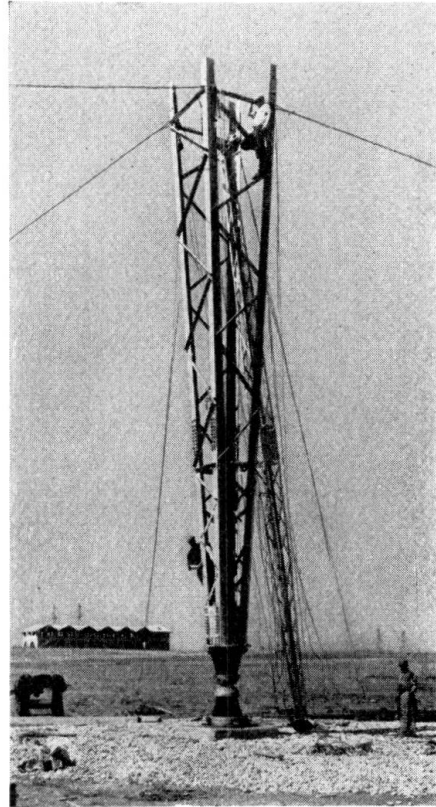


Fig. 16b.

Fig. 16a und 16b stellen den Sender von Roma S. Palomba dar, der eine der bedeutendsten Konstruktionen dieser Art ist. Er hat die bemerkenswerte Höhe von 267 m. Das Gesamtgewicht der Antenne beträgt 180 Tonnen, die Belastung des unteren Isolators 290 Tonnen.

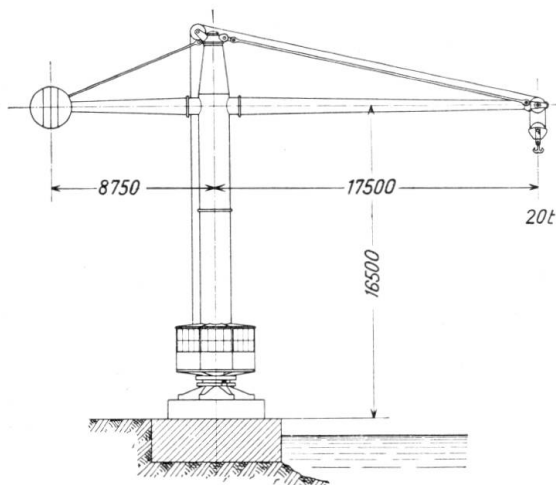


Fig. 17a.

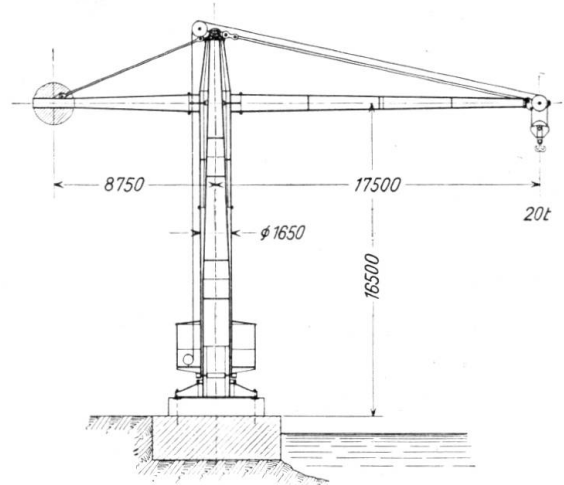


Fig. 17b.

6. Ein Konstruktionszweig, in welchem die italienische Industrie sich stark eingesetzt hat, sind Krane für Werften, Fabriken, Häfen, die in jedem Typ

und Ausmaß konstruiert werden mit weitgehender Verwendung der elektrischen Schweißung.

Auch hier würde es sich lohnen, die Entwicklung der verschiedenen Typen zu verfolgen; es sei hier nur der in Fig. 17a und 17b dargestellte Kran angegeben, welcher sich durch die Eleganz seiner Linienführung und die Art seiner

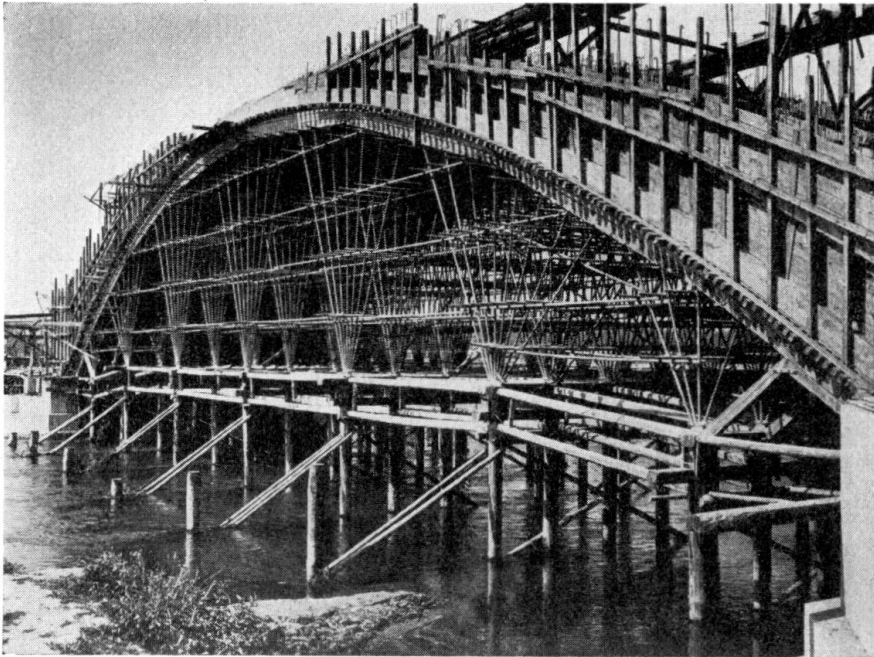


Fig. 18.

Durchführung auszeichnet. Er ist ganz aus geschweißten Blechen angefertigt. Der Vertikalarm besteht aus zwei ineinander gesteckten Rohren, das innere ist vollständig geschweißt, das äußere besteht aus Montagegründen aus zwei Teilen, die durch angeschraubte Flansche verbunden werden. Mit angeschraubten Flanschen sind auch die Verbindungen der beiden horizontalen Arme an der oberen Vertikalstrecke durchgeführt.

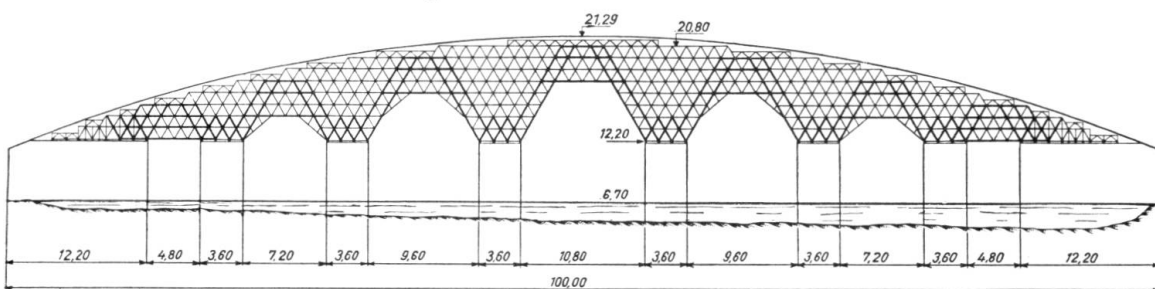


Fig. 19.

7. Zuletzt mögen einige Spezialkonstruktionen aus Rohren ohne Schweißung, aus halbhartem Stahl, angeführt werden, Konstruktionen, die in Italien eine weitgehende Entwicklung erfahren haben.

Fig. 18 stellt die Gerüste für eine Betonbrücke über den Tessin bei Pavia dar. Fig. 19 stellt ein großes Gerüst dar, für die neue im Bau befindliche Brücke über den Tiber als Zugang zum Stadion Mussolini, eine Brücke in Eisenbeton, die einen mittleren Bogen von 100 m Spannweite hat. Für dieses Gerüst sind 64,000 m Rohr und 54,000 m Verbindungen vorgesehen.

VIIa 4

Versuche mit Trägern, deren Stege durch angeschweißte Versteifungen verstärkt sind.

Essai sur poutrelles renforcées par des raidisseurs soudées à leur âme.

Experiments on Girders with Welded Web Stiffeners.

Dr. Ing. St. Bryła,

Professeur à l'Ecole Polytechnique de Varsovie (Pologne).

Um den Einfluß der an die Trägerstege angeschweißten Versteifungen zu ermitteln, sind Versuche angestellt worden:

1. an 16 Trägern N.P. 16, 20, 24 und 30 und
2. an 6 Trägern N.P. 32 und 34.

Sämtliche Träger wurden bei einer Tragweite von $L = 2$ m einem Biegeversuch unter der Einwirkung einer in der Mitte der Tragweite angreifenden Einzellast unterworfen.

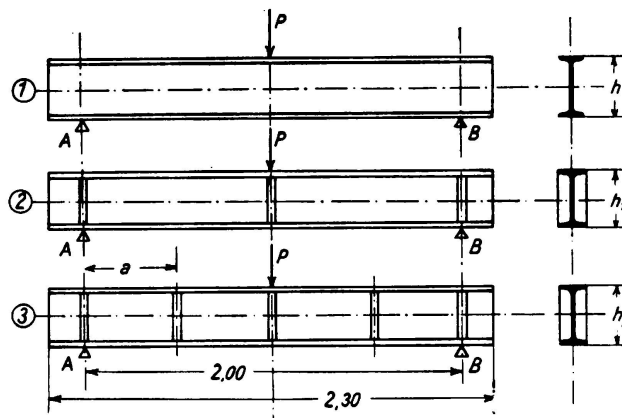


Fig. 1—3.

Drei Arten von Trägern wurden geprüft:

1. Träger ohne Versteifungen am Steg (Fig. 1);
2. Träger mit drei beidseitigen Versteifungen am Auflager und unter der Einzellast (Fig. 2);
3. Träger mit fünf beidseitigen Versteifungen in Abständen von 0,50 m (Fig. 3).

Die bei diesen Versuchen den Bruch der Träger herbeiführenden Höchstkräfte R sind in der Tabelle I zusammengestellt, wobei der Index jeweils die Anzahl der Versteifungspaare angibt.

Tabelle I.

NP	Bruchlast		
	R ₀	R ₃	R ₅
16	8,6 t	7,425 t	7,6 t
20	15,4	13,75	15,8
24	22,9	23,85	26,3
30	39,9	48,45	48,3
32	46,0	58,5	59,5
34	51,0	69,5	72,5

Der Vergleich der verschiedenen für die Differenz $R_3 - R_0$ erhaltenen Werte (Tabelle II) lehrt, daß bei den Trägern von verhältnismäßig großer Höhe die Anbringung von drei Versteifungen die Bruchlast R um so mehr steigert, je höher der Träger ist. Die Festigkeit der Träger N.P. 16 und 20 ist durch die Anbringung von Versteifungen nicht vergrößert worden. Die letzte Spalte der Tabelle gibt den Festigkeitszuwachs bei Anbringung von fünf Versteifungspaaren wieder. Für den Träger N.P. 16 ist eine Festigkeitsverringerung eingetreten. Bei den anderen Trägern steigt die Festigkeit mit der verhältnismäßigen Höhe des Trägers.

Tabelle II.

NP	R ₃ —R ₀		R ₅ —R ₃		R ₅ —R ₀	
	Tonnen	%	Tonnen	%	Tonnen	%
16	— 1,175	— 13,7	0,175	2,36	— 1,0	— 11,6
20	— 1,75	— 11,3	2,05	14,9	0,4	2,6
24	0,95	4,15	2,45	10,27	3,4	14,8
30	8,55	21,4	0,15	— 0,31	8,4	21,0
32	12,5	27,2	1,0	1,71	13,5	29,4
34	18,5	36,3	3,0	4,6	11,5	22,5

Die Sicherheitslast ist hier (für $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und $M = \frac{PL}{4}$ worin $L = 200 \text{ cm}$):

$$P_b = \frac{4 \cdot 1200}{L} W = 24 W. \quad (1)$$

Der Sicherheitskoeffizient $n = \frac{R}{P_b}$, d. h. der Quotient aus der Bruchlast und der Sicherheitslast, ist für jeden Versuchsfall in der Tabelle III wiedergegeben.

Tabelle III.

I NP	W cm ³	P _b Tonnen	n ₀	n ₃	n ₅
16	117	2,81	3,06	2,98	3,05
20	214	5,14	3	2,68	3,08
24	354	8,50	2,7	2,80	3,10
30	653	15,67	2,55	3,09	3,08
32	782	18,75	2,45	3,12	3,16
34	923	22,32	2,28	3,12	3,25

Wenn von den Trägern N.P. 16 und 20 abgesehen wird, so können wir feststellen, daß n_0 ab- und n_3 in dem Maße zunimmt, wie die Höhe des Trägers wächst; n_5 ändert sich fast nicht, überschreitet jedoch in jedem Falle n_0 .

Die Tabelle IV zeigt die Werte von σ , die sich ergeben, wenn für P die in der Tabelle I angegebenen Werte von Q und R und für W die in der Tabelle III angegebenen Werte eingesetzt werden. Auf diese Weise lassen sich die mit Trägern von verschiedenen Höhen erzielten Versuchsergebnisse auf ein gemeinsames Maß bringen.

Tabelle IV.

I NP	Zahl der beiderseitigen Versteifungen	Spannungen σ (erhalten durch Einsetzen der Werte von Q und R aus der Tabelle I für P in der Gleichung 1)	
		Q	R
16 {	0	29,5	36,8
	3	29	31,7
	5	29	32,4
20 {	0	29,2	36
	3	27,9	32,2
	5	31	36,9
24 {	0	26,2	32,4
	3	27,4	33,8
	5	29,7	37,2
30 {	0	23	30,6
	3	29,3	37
	5	30,2	37
32 {	0	—	29,4
	3	—	37,4
	5	—	38,0
34 {	0	—	27,7
	3	—	37,7
	5	—	39,3

Die in Fig. 4 bis 6 gezeigten Diagramme sind die graphische Darstellung der in der Tabelle IV enthaltenen Rechnungsergebnisse. Als Abszisse sind die Höhen der Träger in cm und als Ordinaten die Spannungen σ in kg/mm² aufgetragen. Für vollkommen homogenes Material der Träger und für ideale Versuchsbedingungen ohne Kippmöglichkeit, und wenn die Formel $\sigma = \frac{M}{W}$ bis zum Bruch Gültigkeit behalten hätte, wären die Kurven als waagerechte Linien ausgefallen.

Man erkennt, daß die Kurve 4 abfällt, während die Kurven 5 und 6 ansteigen. Das erste Ergebnis war vorauszusehen, während die beiden anderen Ergebnisse beweisen, daß die Verringerung der Festigkeit zu vermeiden ist, indem die Versteifungen an die Stege und an die Flansche der Träger angeschweißt werden. Der Grund für diese Erscheinung liegt darin, daß die Versteifungen dem Ausweichen des oberen Flansches vorbeugen.

Die Fig. 7 und 8 zeigen die Art und Bedeutung der Verformung. Die mit Versteifungen versehenen Träger nehmen nach dem Ausweichen die Form einer Welle an, mit einem Wendepunkt in der Mitte des Trägers (Fig. 7). Die Träger ohne Versteifungen (Fig. 8) nehmen nach dem Ausweichen die Form einer halben Welle an. Die Versteifungen begünstigen also die Wellungsbildung, was zur Wirkung hat, daß die das seitliche Ausweichen herbeiführende kritische Belastung erhöht wird.

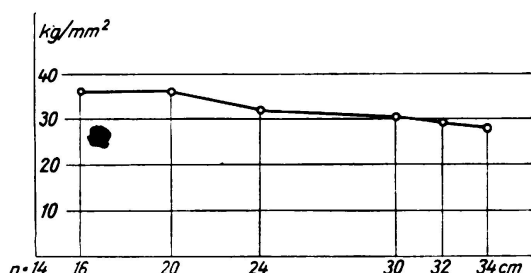


Fig. 4.

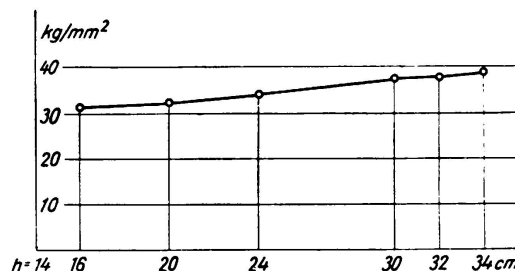


Fig. 5.

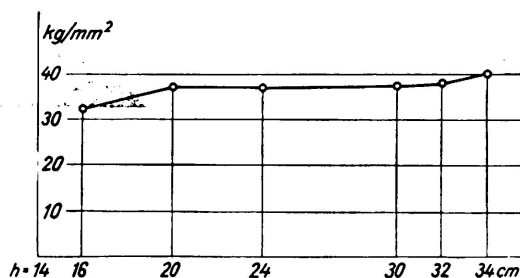


Fig. 6.

Dieselbe Erscheinung ist bei sämtlichen Trägern aufgetreten. Bei den mit Versteifungen versehenen Trägern haben sowohl der obere als auch der untere Flansch eine Ausweichung erfahren. Die Träger ohne Versteifungen sind gerade geblieben oder weisen nur eine geringe Ausweichung auf. Bei den Trägern ohne Versteifungen beobachtet man ein um so stärkeres Stauchen des oberen Flansches unter der Einzellast, je höher der Träger ist. Die Wirkung der Versteifungen auf die Formänderung der Träger ist um so bedeutender, je größer die Höhe dieser Träger ist. Daraus ergibt sich, daß die Biegezugfestigkeit der mit Versteifungen versehenen Träger fast erschöpft war und ihr Bruch nahe bevorstand. Im Gegensatz hierzu waren die Träger ohne Versteifungen von dem Bruch durch Biegung weit entfernt, als sie infolge Stauchung des Flansches durch die Einzellast nachgaben. Die Zerstörung der hohen Träger ohne Versteifungen schon bei verhältnismäßig geringen Spannungen σ scheint zu lehren, daß nicht diese Spannungen die entscheidende Rolle spielten, sondern vielmehr die Normalspannungen, die in waagerechten Querschnitten des Steges unmittelbar unter dem Flansch an der Stelle der Einzellast auftreten. Prof. Huber nennt sie Querspannungen¹ und widmet ihnen mehrere Kapitel seines Werkes. An anderer Stelle untersuchen wir diese Querspannungen genauer. Hier beschränken wir uns darauf, Ergebnisse anzugeben:

¹ M. T. Huber, Etudes sur les poutres en double T. Compte rendu de la Société Technique de Varsovie, 1925.

1. Die Verstärkung eines Doppel-T-Trägers mit Hilfe von Versteifungen, die an der Angriffsstelle der Einzellast an den Steg angeschweißt werden, erhöht die Biegezugfestigkeit. Diese Festigkeitssteigerung ist um so größer, je höher der Träger ist; nicht feststellbar bei einem Träger N.P. 16, erreicht sie 40 %

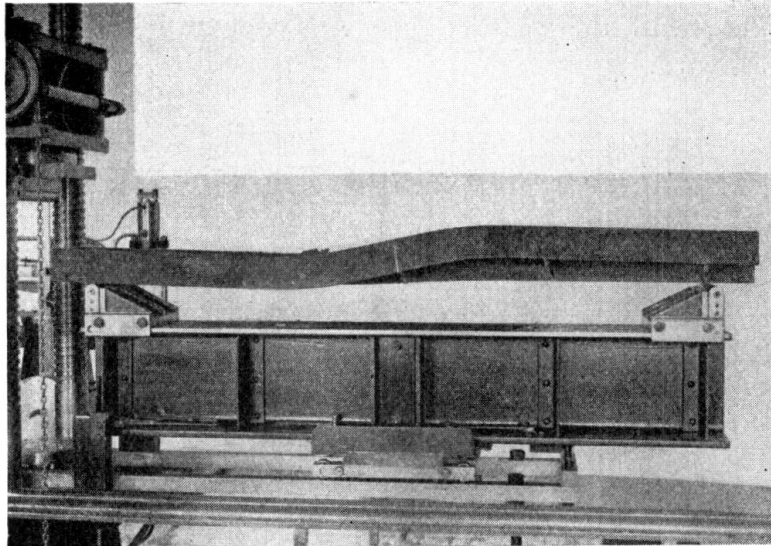


Fig. 7.

bei einem Träger N.P. 30. Das Anschweißen von Gurten an den Steg außerhalb der Angriffsstelle der Einzellast steigert gleichfalls die Festigkeit des Trägers, jedoch in geringerem Maße.

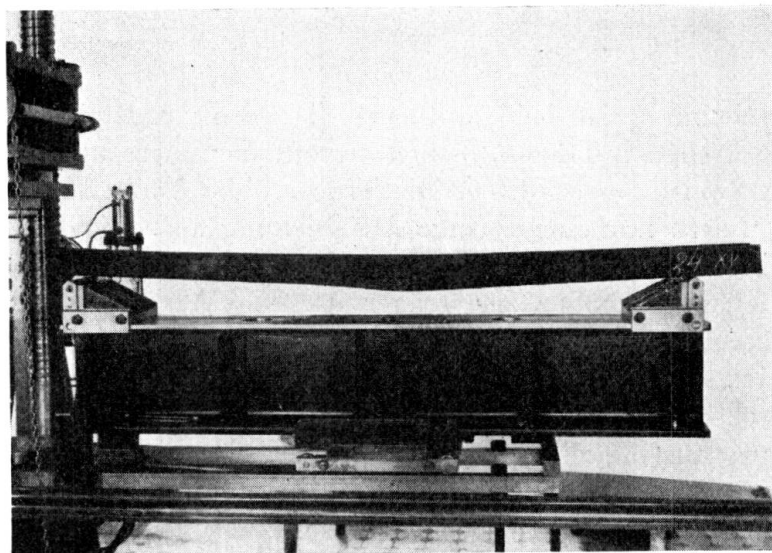


Fig. 8.

2. Die mit der Formel $\sigma = \frac{M}{W}$ erhaltenen Höchstspannungen müssen erniedrigt werden, wenn man es mit Trägern von großer Höhe zu tun hat. Diese Formel kann also nur für Träger von einer gewissen Höhe verwendet werden, um die Festigkeit der Träger, die durch Einzellasten beansprucht werden, zu bestimmen, denn diese Träger gehen nicht durch Bruch infolge Biegung, sondern infolge Stauchung des örtlich belasteten Flansches zugrunde. Durch Anschweißen der Versteifungen an der Stelle der Einzellast wird der Bruch durch Stauchung hinausgezögert, und die obige Formel kann weiter angewendet werden.

VIIa 5

Lichttechnische und konstruktive Gesichtspunkte für die Anordnung weitgespannter Sägedächer mit Traggerippe aus Baustahl.¹

Les points de vue de l'éclairage et de la construction dans la
disposition des sheds de grande portée avec fermes métalliques.¹

illuminating and Constructional Considerations in the
Arrangement of Long Span Saw-Tooth Roofs with Steel
Frames.¹

Dr. Ing. H. Maier-Leibnitz,
Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart.

I. Bei den industriellen Eingeschoßbauten, dem einfachen Sonderfall mehrschiffiger Hallenbauten, wird die *bauliche Gestaltung* in erster Linie beeinflusst von der Art der Tageslichtzuführung, der Entlüftung, der Regenwasserableitung, der Kranausrüstung, sowie den nach Betriebsgrundsätzen zu wählenden Stützenentfernungen. Für die Gestaltung ist weiter die Forderung maßgebend, daß wirkungsvolle, ästhetisch befriedigende Räume und Baukörper geschaffen werden.

II. Für einen industriellen Eingeschoßbau gibt es, was die Anordnung der *Tageslichtzuführungsöffnungen* anbelangt, überraschend viele in der Praxis ausgeführte Möglichkeiten, die aber beleuchtungstechnisch von sehr unterschiedlichem Wirkungsgrad sind. Bei *Raupenoberlichtern*, ob sie mit schrägen oder senkrechten Glasflächen (Boileaudächern) versehen sind, ergeben sich ungleichmäßige und in den Spitzen im Grund übermäßig große Beleuchtungsstärken. Wie man dabei die Glasflächen auch legt, zu irgend einer Tageszeit dringen Sonnenstrahlen ein, wodurch während des Sommers sehr *unangenehme treibhausartige Temperaturverhältnisse* im Arbeitsraum entstehen und wodurch zu jeder Jahreszeit die Werksangehörigen bei ihrer Arbeit geblendet werden. Die Sonnenstrahlen sind auch vielfach für die Fabrikate unerwünscht.

Alle diese Nachteile werden bei *Sägedächern* vermieden. Sie garantieren in wirtschaftlich durchaus tragbarer Weise für die Stätten der Arbeit gleich gutes Licht wie in Künstlerateliers.

Für die Beurteilung der Güte und der Gleichmäßigkeit der Tageslichtzuführung wird zweckmäßigerweise der Begriff des Tageslichtquotienten benützt: T.Q. = *Verhältnis* der Beleuchtungsstärke eines z. B. waagrechten Flächen-

¹ Im Anschluß an das Referat VIIa 9 im Vorbericht: Entwicklungslinien im Stahlhochbau.

elements im Rauminnern zur Beleuchtungsstärke eines waagrechten Flächenelements unter freiem Himmel.²

Fig. 1 zeigt die T.Q.-Linien für ein neuerdings ausgeführtes Fabrikgebäude mit satteldachförmigen Oberlichtern mit den oben angeführten Nachteilen, denen auch durch das übliche Streichen der der Sonne besonders ausgesetzten Glasstreifen mit Kalkmilch und dergleichen nicht begegnet werden kann.

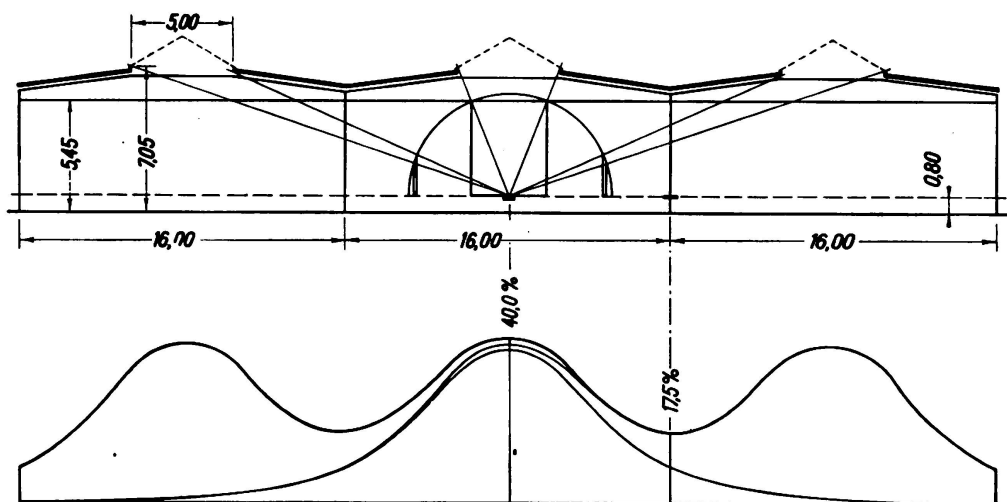


Fig. 1.

T.Q.-Linie für satteldachförmige Oberlichter.

Im Folgenden soll gezeigt werden, wie bei Sägegedächern lichttechnische Überlegungen die Wahl der Neigung der undurchsichtigen und durchsichtigen Dachhaut, sowie die Breite der Glasstreifen wesentlich beeinflussen. In Fig. 2 sind für 7 m Sägegedacheinheiten zwei Fälle gegenübergestellt:

- a) undurchsichtige Dachhaut 30° geneigt,
durchsichtige Dachhaut 60° geneigt;
- b) undurchsichtige Dachhaut 30° geneigt,
durchsichtige Dachhaut senkrecht.

Die Linien der T.Q. zeigen, daß im Fall a) wesentlich günstigere Verhältnisse vorliegen, als im Fall b). Für das auch im Folgenden herangezogene „charakteristische“ Raumelement in der Mitte der zweiten Sägegedacheinheit beträgt der T.Q. im Fall a) 16,7 %, im Fall b) 12,3 %.

In Fig. 3 ist gezeigt, wie man die Sägegedacheinheiten mit senkrechten Glasflächen [Fall c)] anordnen muß, damit in dem eben erwähnten „charakteristischen“ Flächenelement der T.Q. gleich groß ist, wie in dem Fall a). Man beachte den wesentlichen Mehraufwand an durchsichtiger und undurchsichtiger Dachhaut im Fall c) gegenüber dem Fall a). An der lichttechnischen Wirkung ändert sich nichts, wenn man, um an Kosten der Dachhaut zu sparen,

² Siehe Maier-Leibnitz, Der Industriebau, die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden, Berlin 1932, S. 74ff und DIN Blatt 5034. Bei den folgenden lichttechnischen Untersuchungen sind sehr lange Glasstreifen vorausgesetzt. Aus den Figuren geht die sehr einfache Konstruktion der T.Q. hervor.

in dem Fall c) die durchsichtige Dachhaut von der obersten Rinnenkante aus rechtwinklig zu der Fläche der undurchsichtigen Dachhaut führt, so daß die undurchsichtige Dachhaut eine Art Überhang bildet. Derartige Ausbildungen von Sägedächern kommen dann z. B. in Betracht, wenn man in nahe dem Äquator gelegenen Ländern die sehr steil einfallenden Sonnenstrahlen am Eintritt in den Raum hindern will.

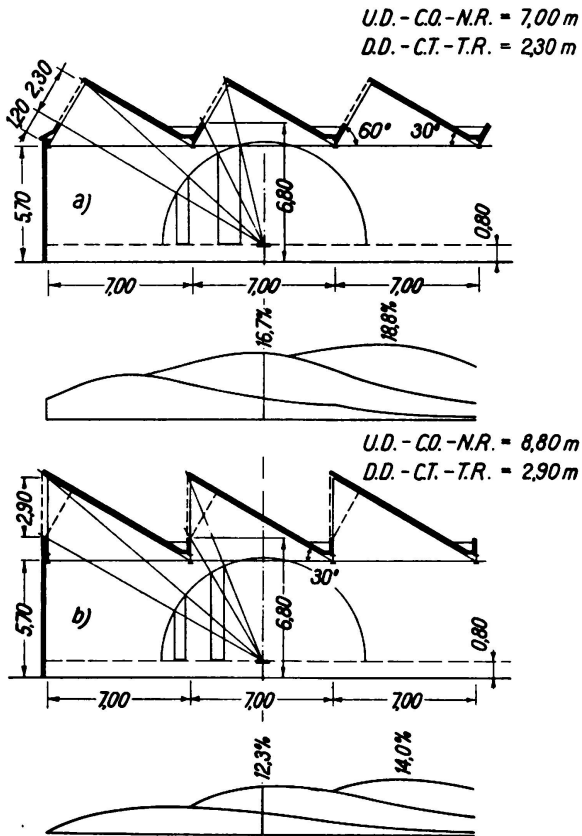


Fig. 2.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.

- a) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
- b) D.D. = Durchsichtige Dachhaut senkrecht.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

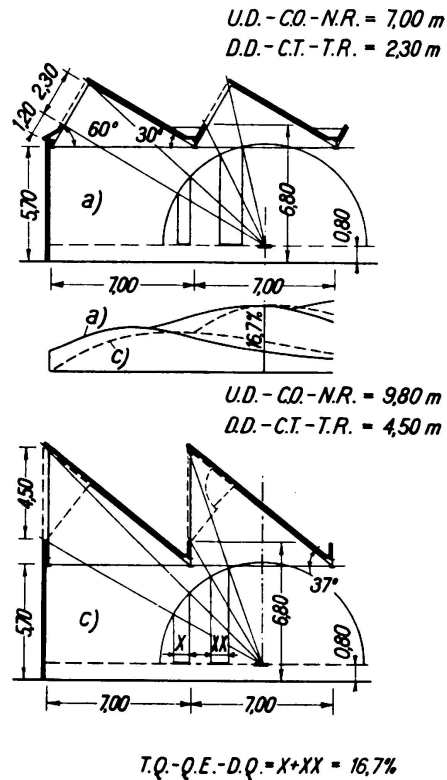


Fig. 3.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.

- a) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
- c) D.D. = Durchsichtige Dachhaut senkrecht,
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut.

Aus Fig. 4 geht die Linie der T.Q. hervor für den Fall a₁), der grundsätzlich gleich ist wie der Fall a) abgesehen davon, daß die undurchsichtige Dachhaut einen Überhang hat, der bis zu einem Punkt geht, der senkrecht über dem untersten Punkt des Glasstreifens liegt. In dem „charakteristischen“ waagrechten Flächenelement der zweiten Sägedacheinheit ergibt sich dabei ein T.Q. von 12,3%, d. h. = dem T.Q. des Falles b), während im Fall a) sich 16,7% ergab. Im Fall d) ist gezeigt, mit welcher Breite der Glasstreifen (1,7 m statt 2,30 m) auszukommen ist, um in dem „charakteristischen“ Flächenelement denselben T.Q. zu erhalten, wie in dem Fall a₁). Ordnet man im Fall d) den über-

stehenden Teil der undurchsichtigen Dachhaut beweglich an, so kann man sozusagen das Tageslicht dosieren und genau wie in dem Fall a₁) Sonnenstrahlen im ungünstigen Fall, also im Hochsommer, wirkungsvoll vom Rauminnern abhalten.

Man kann, ohne die T.Q. zu verschlechtern, weitere Ersparnisse an der durchsichtigen und undurchsichtigen Dachhaut machen, wenn man die Neigung der durchsichtigen Dachhaut ermäßigt, z. B. zu 45° geneigt annimmt.

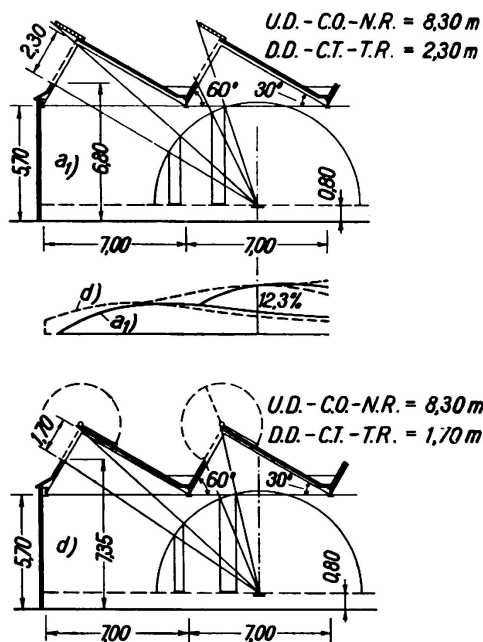


Fig. 4.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

- T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.
- a₁) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60° mit Überhang.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
- d) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

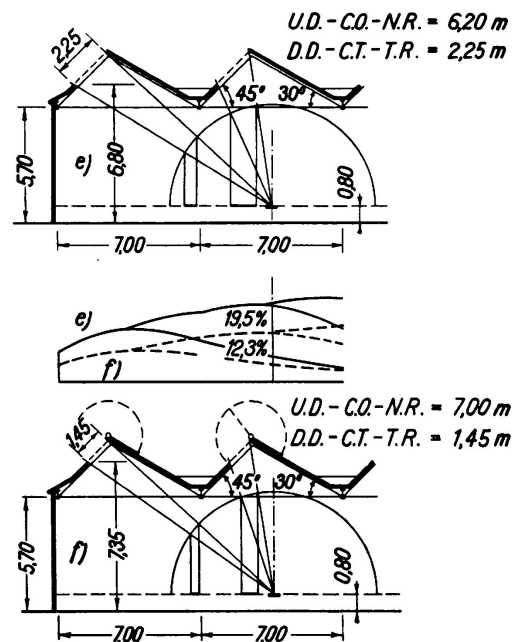


Fig. 5.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

- T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.
- e) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 45°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
Rinnenoberkante gleich gewählt wie in den Fällen a) bis d).
- f) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 45°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

Fig. 5 zeigt zwei solche Fälle. Im Falle e) sind, was die Rinnen, insbesondere die Rinnenoberkante anbelangt, dieselben Verhältnisse gewählt, wie in den Fällen a) und a₁). In dem „charakteristischen“ Punkt ergibt sich ein T.Q. = 19,5 %.

Im Fall f) sind die Glasstreifen nur 1,45 m breit. Trotzdem erhält man in dem „charakteristischen“ Flächenelement denselben T.Q. = 12,3 % wie in den Fällen a₁), b) und d), wobei die 30° Neigung der undurchsichtigen Dachhaut beibehalten wird. In den beiden Fällen e) und f) ist angenommen, daß die drehbaren Klappen zur Dosierung des Tageslichts eingebaut werden. Der Fall f) nähert sich dem erstrebenswerten Kleinstwert für die Bau- und Betriebskosten.

In Fig. 6 sind die T.Q.-Linien eingezeichnet, die sich für senkrechte Flächenelemente bei den Fällen a) und b) ergeben.

III. Was bauliche Rücksichten im Bezug auf die Entwässerung und Entlüftung von Sägedachbauten anbelangt, so ist zunächst der Meinung, daß Sägedächer schwer entlüftet werden können, entgegenzuhalten, daß durch Lüftungs-

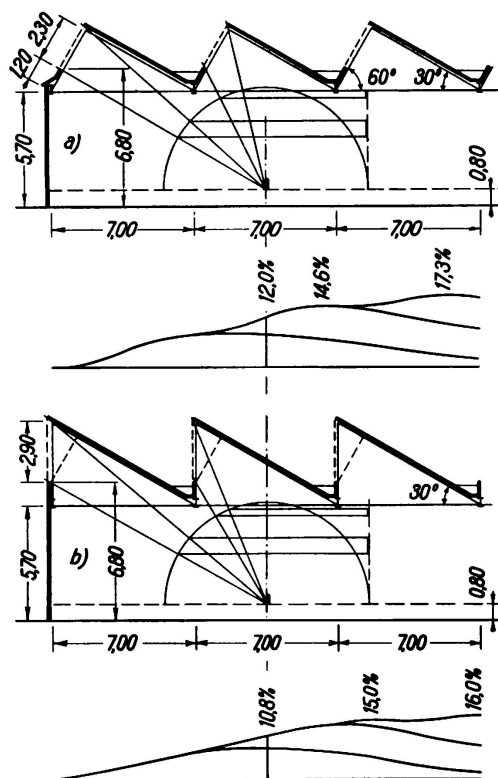


Fig. 6.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

T.Q.-Linien für senkrechte Raumelemente.

a) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.

U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

b) D.D. = Durchsichtige Dachhaut senkrecht.

U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

klappen, wie sie Fig. 3 für den Fall c) zeigt, oder durch zweckmäßig verteilte im First der Sägedächer angeordnete schlotförmige Entlüfter eine mindestens ebenso gute Entlüftung wie bei satteldachförmigen Oberlichtern möglich ist.

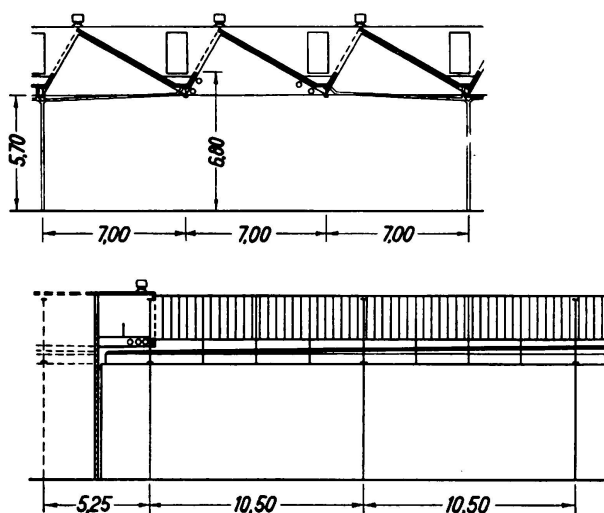


Fig. 7.

Besichtigungssteg an der Ost- und Westseite eines Baues.

Die Entlüftung wird wesentlich erleichtert, wenn, wie aus Fig. 7 hervorgeht, ein Besichtigungssteg entweder an der Ost- oder Westseite eines Sägedachbaus angeordnet wird. Von einem solchen Besichtigungssteg aus können die Sägedach-

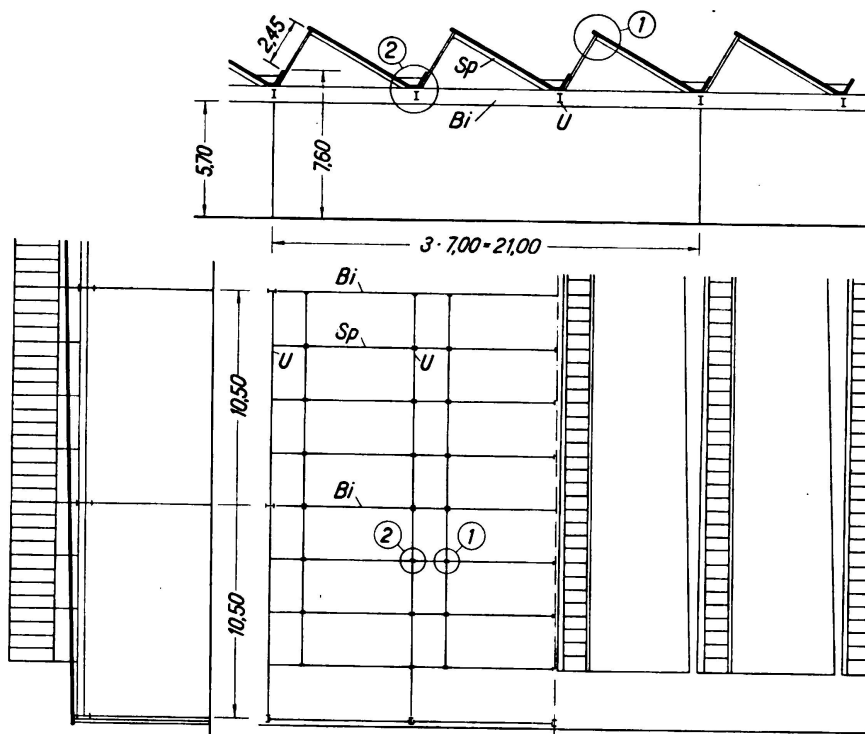


Fig. 8.

Fall A: Traggerippe für Felder von $21 \times 10,5$ m, vollwandige Hauptbinder in der Nord-Südrichtung.

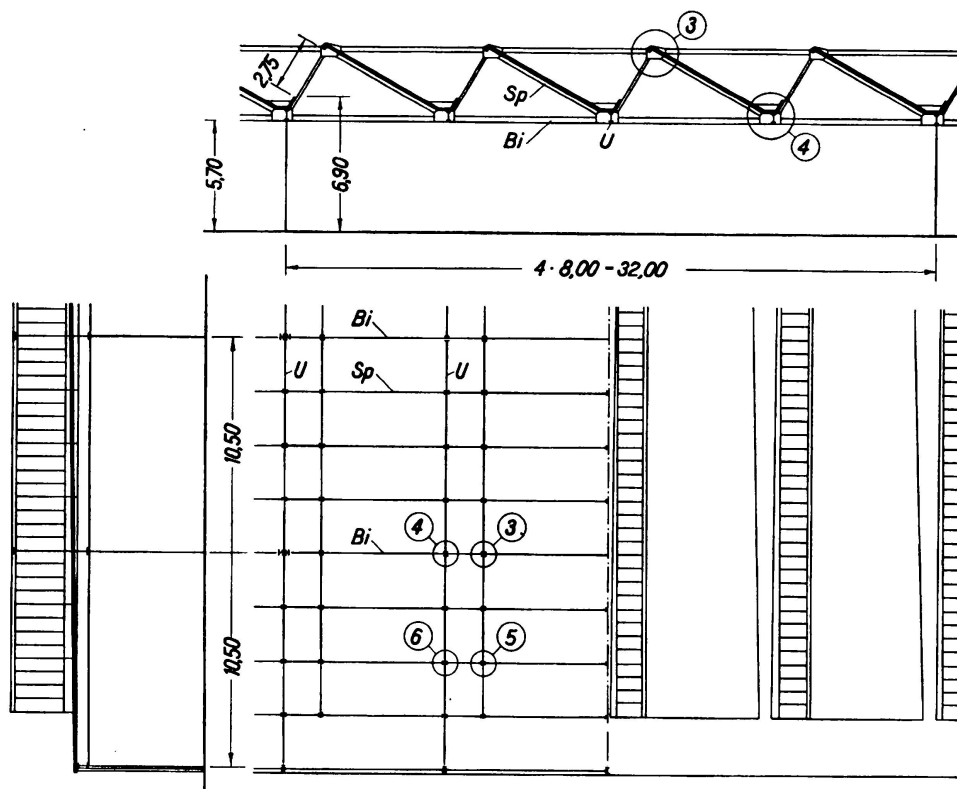


Fig. 9.

Fall B: Traggerippe für Felder von $32 \times 10,5$ m, Hauptbinder im Fachwerksystem in der Nord-Südrichtung.

rinnen leicht erreicht werden. Die inneren Sägedachräume sind lüftungstechnisch durch einen quer verlaufenden Hohlraum verbunden. An dem durchsichtigen

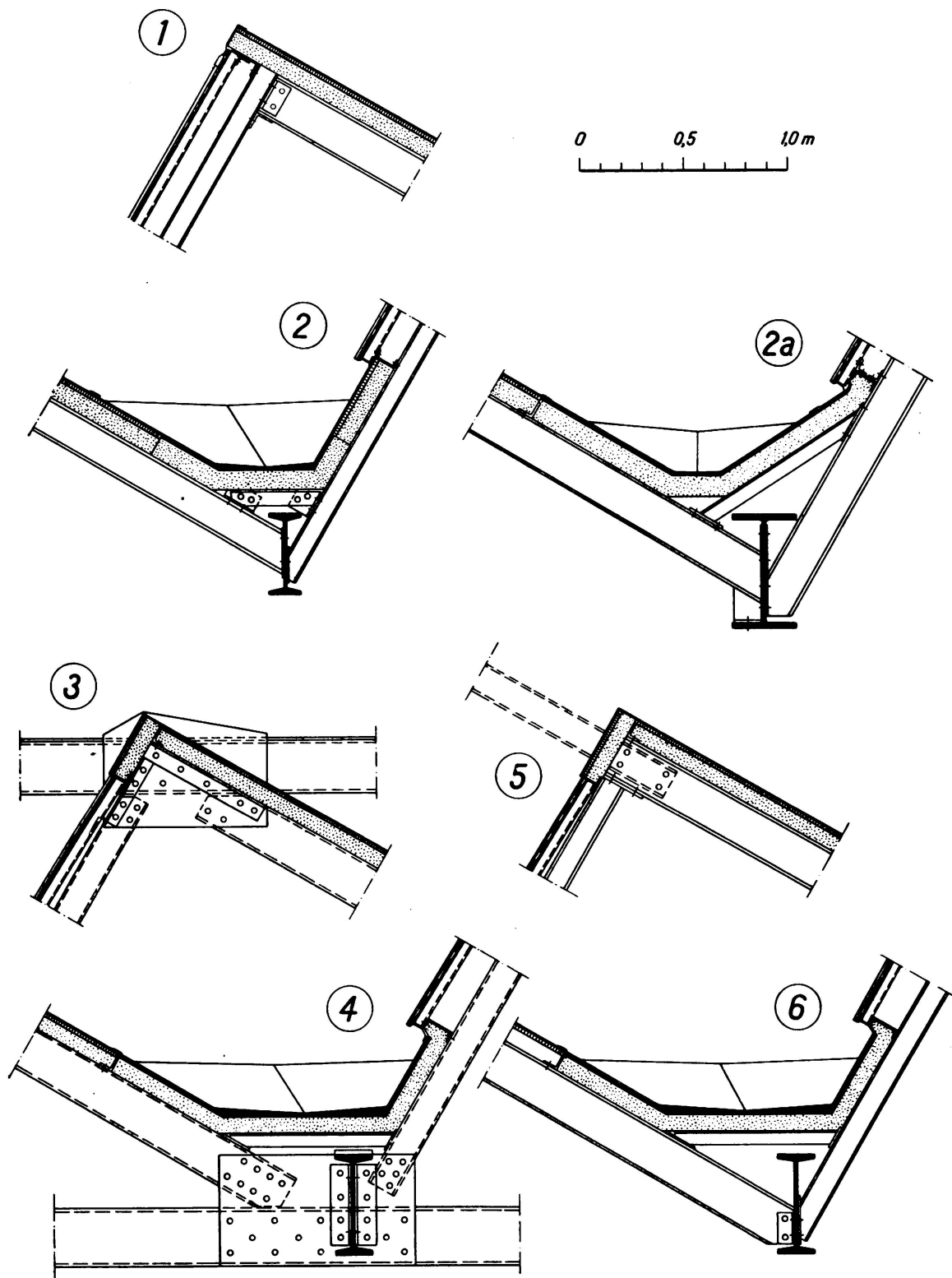


Fig. 10.

Einzelheiten des Traggerippes und der Anordnung der Dachhaut zu Fig. 8 und 9.
(Linke Dachfläche in ⑥ sollte wie in ④ durchgehend punktiert sein).

Boden des Besichtigungssteiges können Leitungen in der Gebäudelängsrichtung verlegt und leicht nach den Sagedachinnenräumen eingeleitet werden. Die äußere Gestaltung des Eingeschoßbaus wird durch einen solchen Besichtigungssteg sehr erleichtert und damit der Einwand, den man gegen Sagedächer machen kann, nämlich den, daß bei Sagedächern unschöne Baukörper entstehen, entkräftet.

IV. Von den verschiedenen Möglichkeiten der *Anordnung der Traggerippe weitgespannter Sagedächer* sei nur diejenige herausgegriffen, bei welcher die wichtigsten Bauelemente, die Hauptbinder in der Nord-Süd-Richtung angeordnet werden, d. h. bei welcher große Stützenentfernungen in dieser Richtung vorgeschrieben sind. Dabei sind zwei Fälle zu unterscheiden:

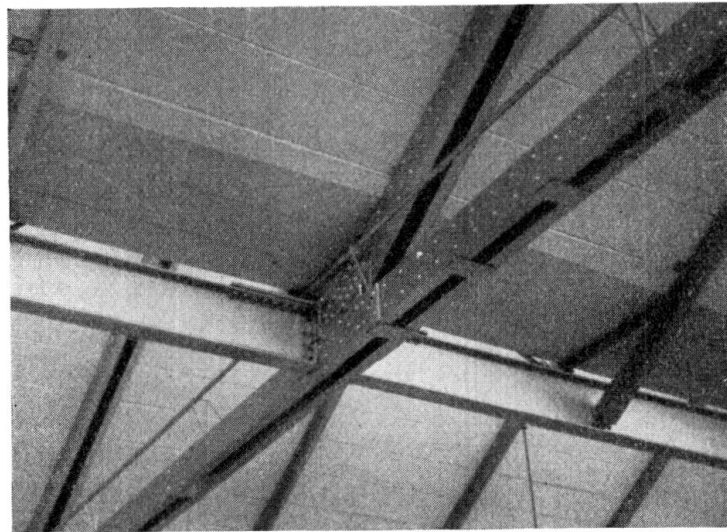


Fig. 11.

Untergurtnotenpunkt eines Hauptbinders in Fachwerksystem.

Fall A: In der Fig. 8 sind die Stützenentfernungen $21 \times 10,5$ m. Das Traggerippe besteht in der Hauptsache aus den vollwandigen, als durchlaufende Träger angeordneten Hauptbindern (H.Bi.), den $10,5$ m weit gespannten Unterzügen (U) und den Sparren (Sp), auf denen unmittelbar die undurchsichtige Dachhaut in Form von Bimsbetonplatten lagert. Die Sagedachräume sind zwischen den Hauptbindern vollkommen frei von Konstruktionsteilen.

Fall B: Die 32 m weit gespannten Hauptbinder sind als durchlaufende Fachwerkträger angeordnet (Fig. 9). Die Unterzüge sind so angeschlossen, daß für ihre Wirkung als durchlaufender Balken einwandfrei gesorgt ist.

Die wichtigsten für die Gestaltung maßgebenden Einzelheiten sind für beide Fälle in Fig. 10 dargestellt. Bei dem Bau, zu welchem die Skizze 2a gehört, wurden die durchlaufenden Unterzüge mit Stützweiten von $10 + 19,5 + 19,5 + 10$ m ausgeführt.

In Fig. 11 sieht man im Lichtbild einen Untergurtnotenpunkt der Hauptbinder mit dem oben erwähnten Anschluß der Unterzüge an die Hauptbinder, sowie die unteren geneigten Flächen der Rinnen. Zwischen dem Unterzug und der Rinne ist auch an der tiefsten Stelle der Rinne soviel Platz gelassen, daß von einer Sagedacheinheit in die andere Leitungen geführt werden können.

VIIa 6

Betrachtungen über Vierendeel-Brücken großer Spannweite,
die vor kurzem in Belgien gebaut wurden.

Considérations sur l'étude de quelques ponts
Vierendeel de grande portée construits récemment
en Belgique.

Observations on the Design of New Belgian Vierendeel
Bridges of Wide Span.

R. Desprets,

Professeur à l'Université de Bruxelles.

Der Vierendeel-Träger ist für den Bau zahlreicher Straßen und Eisenbahnbrücken verwendet worden. Die wichtigste Anwendung für Eisenbahnen mit Normalspur ist kürzlich im Netz der belgischen Staatsbahnen bei Hérenthals über den Albert-Kanal und bei Malines gemacht worden, gelegentlich der Elektrifizierung der Linie Brüssel-Antwerpen. Diese Bauten wurden im Jahre 1934 beendet und sind im Betrieb.

I. Allgemeine Beschreibung.

Brücken von Hérenthals (Fig. 1).

Die Brücken von Hérenthals sind, in zwei Serien, ein- und doppelgleisig und haben drei Öffnungen, die durch Brückenpfeiler aus Beton voneinander getrennt sind.

Die schiefe Kreuzung der Eisenbahnlinien mit der Kanalachse und der Wunsch, Brücken mit normalen Lagern zu bauen, haben dazu geführt, Spannweiten von etwa 90 m für die mittleren Öffnungen und von 33 m für die seitlichen Öffnungen zu verwenden. Desgleichen war man der Meinung, daß es vorzuziehen sei, für jede Öffnung unabhängige Überbauten auf einfachen Lagern vorzusehen. Die mittleren Spannweiten werden mit geraden Vierendeel-Hauptträgern überbrückt: die seitlichen Öffnungen werden durch vollwandige Träger, die unter der Fahrbahn angeordnet sind, überbrückt.

Um die Breite der zwischenliegenden Brückenpfeiler auf ein Mindestmaß zu beschränken, hat man auf diesen Pfeilern nur bewegliche Lager vorgesehen; damit die Längskräfte zur Entlastung der Pfeiler auf die Widerlager übertragen werden, mußte die Fahrbahn des mittleren Trägers mit der Fahrbahn eines seitlichen Trägers verbunden werden.

Brücken von Malines (Fig. 2).

Die beiden Brücken von Malines überbrücken den Kanal von Löwen mit rund 63,50 m Spannweite und die Landstraße von Malines nach Löwen mit rund 90 m Spannweite. Diese Bauwerke der elektrifizierten Strecke Brüssel-Antwerpen sind einfache Balken mit Doppelspur. Die Hauptträger sind vom Vierendeel-Typ, diejenige der Brücke von 90 m entsprechen den Brücken von Hérenthals.

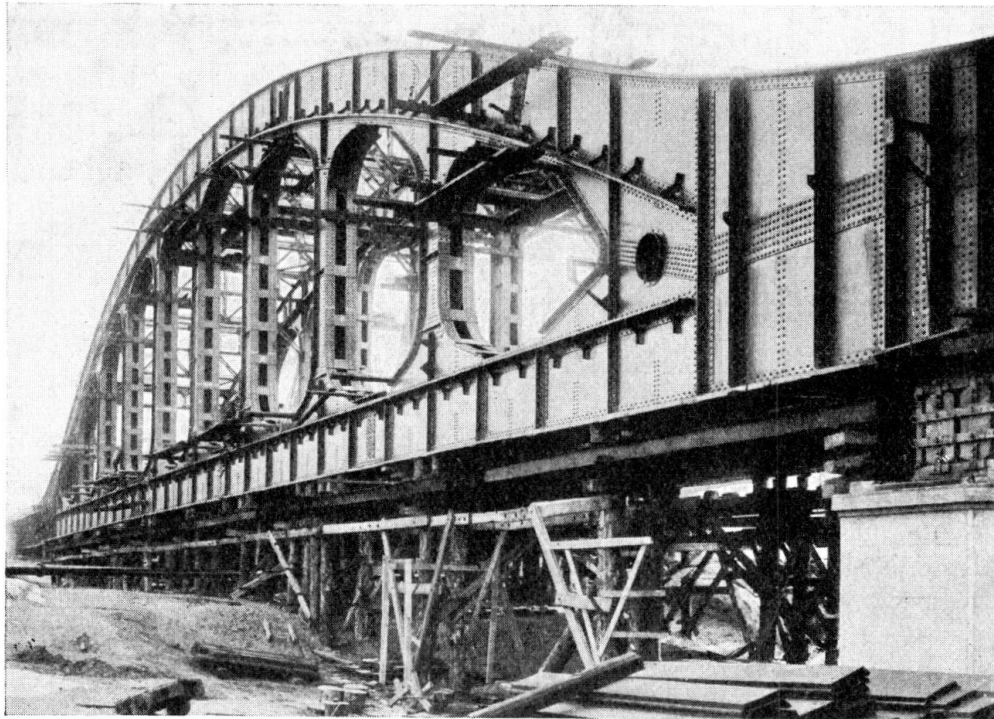


Fig. 1.

Eisenbahnbrücke mit Vierendeel-Hauptträgern; bewegliches Auflager.

II. Vierendeel-Hauptträger.

Die Vierendeel-Träger der Brücken von Hérenthals und von Malines haben im wesentlichen einen parabolischen Bogen mit einem Pfeilverhältnis von $\frac{1}{7}$ und mit elf Feldern. Sie konnten mit Hilfe der gleichen numerischen Tabellen berechnet werden. Diese Träger sind in all ihren Teilen in Kastenform ausgebildet, deren Breite genügend ist, um zur Durchführung von Unterhaltungsarbeiten einen Mann durchschlüpfen zu lassen. In Anbetracht der Notwendigkeit, Biegemomente mit verschiedenen Vorzeichen aufzunehmen, bestehen die Querschnitte aus I-Profilen. Sie bestehen wie gewöhnlich aus Stegblechen, Winkelleisen und Flacheisen. Für die Träger von 90 m Spannweite mußte man bei den doppelgleisigen Brücken Spezialprofile aus Winkelleisen mit 180 mm Flanschbreite verwenden. Wie bei den gewöhnlichen Kastenformen der Fachwerkträger sind die Lamellen vollständig auf der Außenseite des Kastens angeordnet. Jedoch sind sie in Anbetracht ihrer Breite zwischen zwei Winkelleisen eingefügt, die auf dem Steg befestigt sind; das freie Ende ist gegen jede

Neigung zur Beulung durch Aussteifungen in Winkeleisen gegen den Steg abgestützt.

Die Pfosten fügen sich in natürlicher Weise in die Kastenträger des Bogens und des Untergurtes ein und bilden ein außerordentlich starres System. Die Montagestöße der Pfosten befinden sich am Anfang der Übergänge der Pfosten zur Gurtung. Ihre genaue Lage ist gegeben durch die maximale nutzbare Breite der Knotenbleche. Das Stegblech des Pfostens wird zwischen den Stößen über die ganze Höhe des Trägers geführt.

Es ist zu bemerken, daß die Bogen- und Zugbandquerschnitte konstant bleiben. Diese Anordnung ist gerechtfertigt, wenn man in Betracht zieht, daß sich das

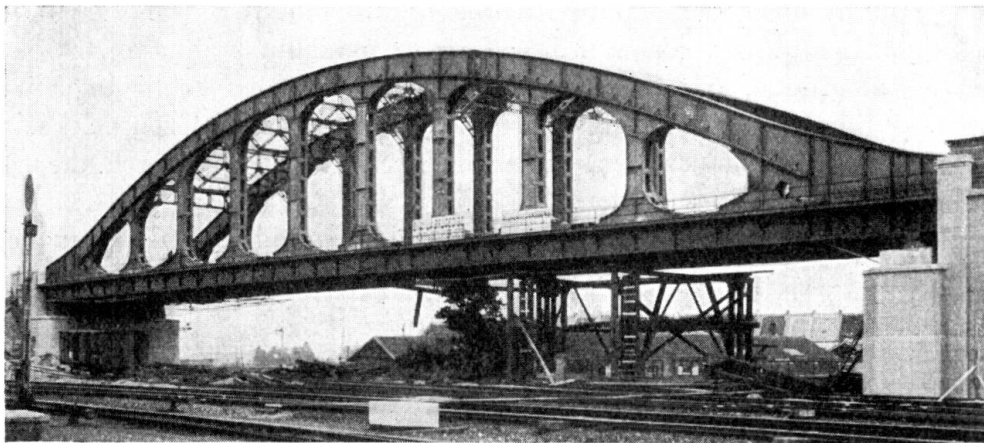


Fig. 2.

Eisenbahnbrücke über die Straße von Löwen nach Malines. Ansicht.

ganze wie ein einfacher Bogenträger mit Zugband unter gleichmäßiger Belastung verhält.

Die Kastenversteifungen, die Querschotten und die Querversteifungen bildeten den Gegenstand eines sehr tiefeschürfenden Detailstudiums, um ohne Übertreibung die größtmögliche Festigkeit im Querschnitt zu sichern.

Die Endscheiben, Verbindungsstücke zwischen Bogen und Untergurt haben wegen der großen Ausmaße der Fläche, die zu verwenden waren, ein eingehendes Studium erfordert; die Anzahl der Stöße mußte beschränkt werden und es waren genügende Versteifungen anzuordnen. Für den Unterhalt müssen alle Teile zugänglich sein. In mittlerer Höhe wurde eine horizontal liegende Längswand vorgesehen, die durch eine Reihe vertikal liegender Querwände ausgesteift ist. Mannlöcher erlauben den Zutritt zu allen so entstehenden Zellen.

Berechnungen.

Der Vierendeel-Träger ist durch das Fehlen der Diagonalen charakterisiert, was nach dem Schöpfer dieser Träger eine Vermeidung der Nebenspannungen zur Folge hat. Diese Nebenspannungen können in Fachwerken Werte annehmen, die das zulässige Maß überschreiten.

Ohne in eine erneute Diskussion eintreten zu wollen ist zu bemerken, daß man oft als Nebenspannungen Beanspruchungen bezeichnet hat, die Haupt-

spannungen sind. Man hat unter dieser Bezeichnung die Spannungen infolge außermittiger Anschlüsse eingeschlossen, die mit Genauigkeit bestimmt werden können und die, wie die Hauptspannungen, durch die wirkenden Kräfte erzeugt werden. Es wäre empfehlenswert jene Spannungen als Nebenspannungen zu bezeichnen, die durch die Verformung des Tragwerkes entstehen; in einem Fachwerk erzeugen die Verlängerungen und Verkürzungen der Stäbe Winkeländerungen, die die Nebenspannungen hervorrufen.

Selbstredend verschwinden diese Spannungen, wenn die Verformbarkeit der Knoten stärker hervortritt, indem sich letztere der Gelenkwirkung nähert; diese Spannungen verdienen die englische Bezeichnung „self relieving stresses“. Dieses Ergebnis kann dadurch erreicht werden, daß die Nietung ein gewisses Spiel aufweist, oder durch die Plastizität der Knotenbleche und der Stäbe. Spannungen in diesem Sinne sind weniger wichtig, als man manchmal annahm.

Es ist hinzuzufügen, daß alle Konstruktionen, die sich mehr oder weniger verformen, durch diese Spannungen in leicht schwankende Grenzen beeinflusst werden je nach den Hindernissen, die dem Spiel der Kräfte durch die Steifigkeit der Einzelteile bereitet werden.

Bei den Fachwerkträgern z. B. zeigen die Berechnungen und Versuche, daß diese Spannungen wesentlich proportional dem Steifigkeitsmaß $\left(\frac{I}{l}\right)$ des Stabes sind.

Die Träger wurden nach der vereinfachten Methode berechnet, die *Vierendeel* in seinem Lehrbuch über Baustatik angegeben hat. An Hand dieser Methode hat man Tabellen und Diagramme abgeleitet, die gestatten, für jeden belasteten Knotenpunkt die Werte der Querkkräfte in den Momentennullpunkten der Pfosten anzugeben, ebenso die Biegemomente in den Gurtungen und in den Pfosten. Diese Berechnungsgrundlagen sind direkt anwendbar auf Träger von gleichen Verhältnissen (Pfeilverhältnis und Anzahl der Felder).

Wenn man den gleichmäßig und vollständig belasteten Träger betrachtet, so erkennt man, daß die Beanspruchung des Bogens in eine einfache Druckbeanspruchung längs der Achse übergeht, wobei das Zugband gleichmäßig gezogen wird; die Pfosten haben lediglich das Gewicht der Fahrbahn zu tragen.

Es ist interessant zu beobachten, daß in den mittleren prismatischen Teilen der Gurtungen die unter der Annahme einer Vollast berechneten Spannungen größer ausfallen als für teilweise Belastungen. Diese letzteren wären nur in den Übergängen der Pfosten in die Gurtungen ungünstiger, wenn diese prismatisch vorausgesetzt würden. Im Gegensatz dazu folgt die maßgebende Biegebeanspruchung der Pfosten aus einer teilweisen Belastung.

Bei der Betrachtung von Momentenflächen eines Gurtfeldes, berechnet auf Grund der gewöhnlichen Annahme eines konstanten Querschnittes über die ganze Feldlänge, erkennt man, daß für gewisse Belastungsfälle der Momentennullpunkt innerhalb der Pfostenbreite oder der Übergänge der Pfosten in die Gurtungen liegt. Unter Berücksichtigung der großen Zunahme der Querschnitte beim Übergang vom Pfosten in den Gurt und der Größe der Übergänge scheint es wenig wahrscheinlich, daß diese Momentennullpunkte, die identisch sind den Wendepunkten der elastischen Linie infolge reiner Biegung, wesentlich außerhalb der mittleren prismatischen Teile des Gurtes zu liegen kommen. Es läßt

sich daraus wenigstens schließen, daß die ursprüngliche Annahme eines konstanten Trägheitsmomentes zu verdächtigen Schlußfolgerungen führt, umsomehr, als die Übergänge gegenüber dem prismatischen Teil der Pfosten und Gurtungen stärker entwickelt sind. Die Grenze würde erreicht, wenn ein Träger aus einer Reihe von Dreiecken so gebildet würde, daß die Spitzen dieser Dreiecke in den Pfosten- und Gurtelementen liegen würden. Es ist somit schwierig der Berechnung eines Vierendeel-Trägers, die auf die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes keine Rücksicht nimmt, eine große Genauigkeit beimessen zu wollen. Demzufolge scheint, daß eine einfache Berechnungsmethode, die die Momentennullpunkte im Innern der prismatischen Stabteile annimmt, Ergebnisse zeitigen kann, die genau genug sind und die nicht fehlerhafter zu sein brauchen als jene, die mit einer angeblich genaueren Methode erhalten werden. Eine solche Methode ist von dem deutschen Ingenieur *Engesser* erdacht und in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1913 beschrieben worden. *Engesser* setzt voraus, daß die Pfosten unendlich steif seien und folgert, daß die Wendepunkte der Gurtungen auf den Schwerlinien jedes Feldes der Träger liegen.

Die Festlegung der fiktiven Gelenkpunkte kann unmittelbar erfolgen und erlaubt eine einfache und rasche Berechnung der verschiedenen statisch bestimmten Teile des Trägers.

Die vergleichenden Berechnungen der Spannungen, durchgeführt für einen Träger von 100 m Spannweite einer eingleisigen Eisenbahnbrücke nach den beiden Methoden *Vierendeel* und *Engesser* zeigen, daß die angenäherte Methode *Engesser* ausreichende Resultate ergibt. Es ist indessen gerecht zu bemerken, daß schon vor *Engesser* *Vierendeel* selbst eine solche Vereinfachung für Träger mit parallelen Gurtungen angegeben hatte.

Es ist lehrreich zu bemerken, daß das Verhältnis der bezogenen Trägheitsmomente (Verhältnis des Trägheitsmomentes zur Stablänge) für Gurt- und Pfostenelemente eine grundlegende Bedeutung auf die Definition und die Wirkungsweise des Vierendeel-Trägers hat.

Die Grenzfolgerungen können leicht klar gelegt werden durch Anwendung der untenstehenden allgemeinen Beziehung (*Keelhoff*, Cours de stabilité)

$$\frac{(I'c)^3 + I''^3}{(I'c + I'')^3} \left[H_n^3 \frac{Z_n}{I_n} - H_{n-1}^3 \frac{Z_{n-1}}{I_{n-1}} \right] = \frac{3\lambda}{2} \frac{H_{n-1} + H_n}{I'c + I''} (M'_n + M''_n)$$

Wir betrachten ein Trägerfeld mit Pfostenlängen H_{n-1} , H_n und mit Trägheitsmomenten I_{n-1} , I_n . Die normale Breite des Feldes sei λ , die Trägheitsmomente des Ober- und Untergurtes, I' und I'' werden als konstant vorausgesetzt.

Der Obergurt bildet mit der Horizontalen einen Neigungswinkel φ derart, daß $\cos \varphi = c$ ist; der Untergurt ist horizontal. Legt man durch den Schwerpunkt des Feldes einen lotrechten Schnitt, so seien die Biegemomente des Ober- und Untergurtes mit M'_n , M''_n bezeichnet; Z_{n-1} und Z_n sind die horizontalen Querkkräfte in den Wendepunkten der Pfosten.

Wir erinnern an die Grundannahmen,

$$\frac{M'}{M''} = \frac{I'c}{I''} \quad \text{und} \quad \frac{h'}{h''} = \frac{I'c}{I''}$$

h' und h'' bestimmen die Lage des Wendepunktes für einen Pfosten $H = h' + h''$. Um die Folgerungen in den Grenzfällen leichter ziehen zu können, nehmen wir an, daß $I' = I'' = I$ sei.

$$\frac{I}{\lambda} = \beta, \text{ bezogenes Trägheitsmoment des Untergurtes,}$$

$$\frac{I_n}{H_n} = \frac{I_{n-1}}{H_{n-1}} = \alpha, \text{ bezogenes Trägheitsmoment des Pfostens,}$$

$$\frac{1 + c^3}{(1 + c)^2} = K.$$

Die allgemeine Gleichung nimmt folgende Form an:

$$H_n^2 \cdot Z_n - H_{n-1}^2 \cdot Z_{n-1} = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{1}{K} \cdot \frac{3}{2} (H_{n-1} + H_n) (M'_n + M''_n)$$

wobei das Verhältnis $\frac{\alpha}{\beta}$ der bezogenen Trägheitsmomente der Pfosten und Gurtungen als ein Hauptbeiwert erscheint.

Die Grenzwerte für $\frac{\alpha}{\beta}$ sind unendlich und null. Der Wert $\frac{\alpha}{\beta} = \infty$ oder umgekehrt $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ entspricht der Annahme von Engesser, daß die Pfosten unendlich steif sind. Setzt man $\frac{\beta}{\alpha}$ in das erste Glied ein, so kann die Annahme $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ zusammengefaßt werden in $M'_n = 0$ und $M''_n = 0$. Wir schließen daraus, daß die Querschnitte der Gurtungen in der Schwerlinie des Feldes auf Biegung nicht beanspruchte Schnitte sind für irgendwelchen Belastungsfall. Wenn man nur die reine Biegung der Gurtungen betrachtet, so entsprechen diese Querschnitte den Wendepunkten. Bei einem Träger mit konstanter Höhe liegen diese Punkte in der Mitte jedes Feldes.

Der andere Grenzwert $\frac{\alpha}{\beta} = 0$ entspricht dem Fall wo die Pfosten eine verschwindende Steifigkeit haben. Dies ist tatsächlich der Fall beim Bogen mit Zugband mit dünnen Hängestangen für die Fahrbahn. Das gleiche würde zutreffen für zwei Parallelträger von gleicher Steifigkeit, verbunden durch vertikale Hängestangen.

$$H_n^2 \cdot Z_n = H_{n-1}^2 \cdot Z_{n-1}$$

$$Z_{n-1} = Z_n \cdot \frac{H_n^2}{H_{n-1}^2}$$

Z_{n-1} hat das gleiche Vorzeichen wie Z_n , weil das Verhältnis jenem der Quadrate der Pfostenhöhen entspricht. Unter der Annahme von vertikalen Lasten ist $\sum Z = 0$.

Im Falle eines Trägers mit parallelen Gurtungen reduziert sich die Beziehung $\sum Z = 0$, die angeschrieben werden kann zu

$$Z_n \cdot H_n^2 \cdot \sum_0^m \frac{1}{H^2} = 0 \text{ zu } Z_n = 0.$$

Alle Querkkräfte in den Pfosten sind 0.

Falls ein Bogenträger mit Zugband und dünnen Hängestangen vorliegt, enthält die Summe $\sum Z_n$ ein Glied

$$Z_o = Z_n \cdot \frac{H_n^2}{H_o^2}.$$

Wenn Z_n von 0 verschieden wäre, so würde Z_o unendlich, weil $H_o = 0$ ist. Da jedoch der Wert von Z_o in diesem Falle bestimmt und endlich ist, weil dieser die horizontale Komponente der Normalkraft im Bogen ist, muß Z_n Null sein, damit Z_o endlich wird. Diese Folgerung führt zurück zur gewöhnlichen Definition des Bogens mit Zugband und mit dünnen Pfosten, die gelenkig am Bogen und Zugband angeschlossen sind.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VII b

Anwendung des Stahles im Wasserbau.

Application de l'acier dans la construction hydraulique.

Application of steel in hydraulic construction.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIIb

Generalreferat.

Rapport Général.

General Report.

Dr. Ing. K. Klöppel,

Leiter der technisch-wissenschaftlichen Abteilung des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Berlin.

In den letzten Jahrzehnten hat die Verwendung des Stahles im Wasserbau in einem solchen Maße zugenommen, daß es wohl gerechtfertigt ist, auch auf diesem Sondergebiet Rück- und Ausschau zu halten. Da der Stahlwasserbau mit dem allgemeinen Stahlbau vieles gemeinsam hat, lag es nahe, ihn im Rahmen dieses Kongresses mitzubehandeln.

In Ergänzung der Berichte und Diskussionsbeiträge, die den Leistungsstand des Stahlwasserbaues und die Gründe dieser Entwicklung an Hand ausgeführter Beispiele darlegen, sollen hier gemeinsame Werkstofffragen in zusammenfassender Form kurz erörtert werden.¹ Hierzu gehört vor allem das *Korrosionsproblem*, das von großer stoffwirtschaftlicher Bedeutung ist, ohne daß freilich die meist sachlich wenig begründeten, aber vielfach benutzten „Großzahlen“ über Rostverluste zu stimmen brauchen.²

Dem Bauingenieur, der sich des Stahles als Baustoff bedient, wird es in Zukunft nicht erspart bleiben, sich mit den grundsätzlichen Korrosionsfragen zu beschäftigen. Er hat im Rahmen der auf diesem Gebiet unerläßlichen Gemeinschaftsarbeit eine wichtige Aufgabe zu übernehmen.

Es soll gewiß nicht überschätzt werden, wenn die eingerichteten Berichte nur wenige Fälle starker Zerstörungserscheinungen erwähnen — insbesondere im Spundwandbau reicht die Erfahrungszeit für eine werkstofflich *erschöpfende* Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Stahles gegen Korrosion wohl noch nicht aus —; aber die bisherigen Feststellungen dürften doch günstig und ausreichend genug sein, um die früher oft zu hörenden allgemeinen Bedenken gegen

¹ Die vorgeschriebene Kürzung dieser Ausführung wurde durch Verzicht auf alle diejenigen Angaben erreicht, die als teilweise Wiederholungen der einschlägigen Berichte angesehen werden können.

² In Tageszeitungen und Fachzeitschriften ist häufig der jährliche Korrosionsverlust Deutschlands an Stahl und Eisen mit 2 Milliarden RM. angegeben. Die Größenordnung dieses Verlustes erweist sich schon deshalb als ganz unmöglich, weil die deutsche Gesamterzeugung an Stahl in dem guten Jahr 1929 nur 2 Milliarden RM. erreichte. Schaper kommt dagegen auf Grund einer näher begründeten Schätzung auf einen Wert von 120 Millionen RM. (Stahl und Eisen 1936, S. 1249) und Daeves schätzt demgegenüber den jährlichen Rostverlust Deutschlands an Walzwerkserzeugnissen für Stahlhoch- und Brückenbau, Schiffbau u. dgl. auf höchstens 18000 t, entsprechend 0,7 Millionen RM.

die Eignung des Stahles als Baustoff des Wasserbaues zu entkräften. Heute erstrecken sich selbst im Spundwandbau unsere Erfahrungen bereits über Zeiträume, die der verkehrswirtschaftlichen Lebensdauer unserer meisten Anlagen entsprechen.

Die Eigenart der Schwierigkeiten des Korrosionsproblems ist dadurch gekennzeichnet, daß wir nicht wissen, auf Grund welcher Gesetzmäßigkeit jeweils die zahlreichen und mannigfaltigen Zerstörungseinflüsse ihrer Wichtigkeit nach zu ordnen sind. Solange dieses Kriterium für Haupt- und Nebenumstände der Korrosionsvorgänge fehlt, werden wir immer Gefahr laufen, Einflüsse zu vernachlässigen, die allein in vermeintlich gleich gelagerten Fällen unterschiedliches Verhalten der Stahlkonstruktionen erklären können. Daraus ist vor allem die Lehre zu ziehen, daß bei praktischen Beobachtungen möglichst viele Einzelangaben zur Kennzeichnung des Sachverhaltes gefordert werden müssen. Hierbei sind auch solche unterschiedlichen Merkmale der einzelnen Beobachtungsfälle zu berücksichtigen, die nach unseren heutigen Erkenntnissen anscheinend kaum etwas mit den Zerstörungsvorgängen zu tun haben. Verdanken wir doch bedeutende Erkenntnisse der Korrosionsforschung (z. B. die Kupferung von Stählen) mehr zufälligen Beobachtungen als planmäßigen Untersuchungen. Der Fortschritt erfordert deshalb die Beteiligung vieler technischer Kreise, die unterschiedliche Möglichkeiten haben, Korrosionserscheinungen zu beobachten. Auf das Sammeln und Auswerten von Erfahrungen und Beobachtungen ist die Korrosionsforschung auch deshalb in stärkerem Maße als andere Gebiete angewiesen, weil die an sich unentbehrlichen „Kurzversuche“ zur Beurteilung etwa eines Anstrichmittels oder einer Stahlsorte bekanntlich von sehr zweifelhaftem Wert sein können. Die zeitliche Zusammendrängung des Korrosionsvorganges ist nur durch Verstärkung des Angriffsmittels, Erhöhung der Temperatur und der Bewegungsgeschwindigkeit des Probekörpers erreichbar. In welchem geringem Maße Ergebnisse solcher Laboratoriumsversuche für praktische Verallgemeinerungen geeignet sein können, beweist schon die bekannte Tatsache, daß sich ganz verschiedene Reihenfolgen der Bewertungsziffern für die Korrosionsbeständigkeit der einzelnen Metalle ergeben, je nachdem in welcher Säure diese geprüft werden.

Die Korrosion wird auf unserem Fachgebiet in erster Linie durch Weiterentwicklung der Schutzanstriche und schwachrostender Stähle bekämpft. Von den Metallisierungsverfahren kann abgesehen werden, da sie im Stahlwasserbau keine Bedeutung erlangt haben.

An die Unterwasseranstriche, die mechanischen und chemischen, sowie pflanzlichen und tierischen Einwirkungen ausgesetzt sind, werden bekanntlich viele z. T. sich widersprechende Anforderungen gestellt. Infolgedessen kann es kein Anstrichmittel geben, das für alle Bedarfsfälle gleich zuverlässig ist. Umsomehr ist es notwendig, durch zahlreiche Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken festzustellen, welche Gesichtspunkte bei der Wahl des Anstrichmittels übergeordnete Bedeutung haben. In allen Ländern wird eine befriedigende Beurteilungsgrundlage vermißt. In letzter Zeit sind zur Behebung dieses Mangels Gemeinschaftsarbeiten großen Stiles (Korrosionstagungen und großzügige Naturversuche des Ausschusses für Anstrichtechnik im VDI) eingeleitet worden, die einen wesentlichen Fortschritt erhoffen lassen.

Stahlwasserbauten erhalten am besten Deckanstriche auf Bitumen- und Steinkohlenteerbasis.³ Im Meerwasser wird Heianstrich (Bitumen ohne Lösungsmittel, auch „Guanstrich“ genannt), im Süßwasser Kaltanstrich mit in Benzolkohlenwasserstoffen aufgelösten Bitumen angewandt. Als Grundanstrich wird nach wie vor trotz der Quellgefahr ihres Leinles Bleimennige bevorzugt. Bei Heianstrichen hält man jedoch den Bleimennigegrundanstrich vielfach für entbehrlich. Die Bleimennige muß, um durch das Benzol des nachfolgenden Bitumenanstriches nicht mehr aufgelöst zu werden, gut durchgehärtet sein, wozu 2—5 Wochen erforderlich sind. Dadurch ergeben sich für Montagen und Unterhaltung von Stahlwasserbauten große Schwierigkeiten, die zur Entwicklung einer schnell und auch unter ungünstigen Witterungsverhältnissen trocknenden Bleimennige geführt haben.⁴ Es scheint sogar gelungen zu sein, durch Verwendung besonderer lharzkombinationen eine Sondernennige herzustellen, die schon nach einigen Stunden ausreichend durchgehärtet und gegen benzolgelstes Bitumen unempfindlich ist.⁵ Können als Lösungsmittel von Bitumen Benzinkohlenwasserstoffe verwendet werden, so läßt sich die Trocknungszeit für die Bleimennige ebenfalls wesentlich verkürzen. Neue Versuche mit Anstrichen auf *Chlorkautschuk-Basis*, die auch keine so große Lichtempfindlichkeit wie bituminöse Anstriche aufweisen, lassen eine gute Bewährung dieses Schutzmittels erwarten, insbesondere auch hinsichtlich der im Wasserbau nicht unwesentlichen Verschleißfestigkeit.⁶

Schwachrostende Sthle sind vor allem durch *Kupferzusatz* (bis 0,3 %) erzeugt worden.⁷ Die Erhöhung des Korrosionswiderstandes äußert sich aber nur bei atmosphärischen Angriffen und nicht bei dauernder Einwirkung von Wasser. Gekupfter Stahl rostet zunächst wie gewöhnlicher. Es tritt dann aber allmählich an der Oberfläche eine Anreicherung von Kupfer oder Kupferoxyd auf, das mit dem Rost eine dichte und festhaftende, die weitere Zerstörung stark verzögernde Schutzschicht bildet. Bei stndiger Befeuchtung wird jedoch diese Eisenoxydschicht schwammig und verliert dadurch ihre Schutzwirkung. Daraus erklären sich manche Mißerfolge mit gekupferten Sthlen im Wasserbau.

Die Weiterentwicklung ging dahin, auch noch andere Legierungsbestandteile zur Erhöhung des Korrosionswiderstandes heranzuziehen. Es zeigte sich, daß z. B. ein verhältnismäßig hoher *Phosphorgehalt*, wie er fast allen Schweißeisen-sorten eigentümlich war, zusammen mit dem Kupfergehalt dazu führt, daß die Schutzschicht sehr dicht wird und sich auch sehr schnell bildet.⁸ Die Überlegenheit neuerer schwachrostender Sthle ist auf diese Erkenntnis zurückzuführen. Solche Erforschungen günstiger Legierungsverhltnisse für Kupfer mit Phosphor und auch Aluminium, Chrom oder Nickel lassen die Erzeugung eines wirtschaftlichen Sthles auch mit ausreichender Korrosionsbeständigkeit im Wasser erhoffen. Daß im übrigen natürlich auch die Zusammensetzung der

³ Kindscher: „Stahlbau“ 1935, H. 5 und 6. S. 161.

⁴ E. Meier: „Bautechnik“ 1934, S. 577.

⁵ E. Meier: Industrie-Lackier-Betrieb 1935, S. 1—6.

⁶ Kappler: Z.V.D.I. 1936, Nr. 7, S. 183. — Ball: „Der Rhein“ 1935, Nr. 2, S. 39.

⁷ O. Carius und Schulz: Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke Dortmund 1928—1936, S. 177.

⁸ K. Daeves: „Naturwissenschaften“ 23 (1935), 38, S. 653; derselbe: Mitteilungen der Kohle- und Eisenforschung GmbH. 1935, S. 18 b.

aggressiven Flüssigkeit auf die Widerstandsfähigkeit unterschiedlicher Stahlsorten von Einfluß ist, geht schon daraus hervor, daß der Kupfergehalt die Korrosionsbeständigkeit des Stahles in verdünnter Schwefelsäure erhöht, im reinen Wasser dagegen nicht. Bei Anwesenheit von Nitrose soll sich die Kupferung sogar nachteilig erwiesen haben.⁹

In künstlichem Seewasser von *Eisenstecken* und *Kesting*¹⁰ durchgeführte Wechselltauchversuche haben auch die starke Abhängigkeit der Korrosion des Stahles von Versuchszeit und Eintauchdauer erwiesen und damit zugleich zur Klärung der in der Praxis sattem bekannten Zerstörungserscheinungen in den Wechselzonen von Luft und Wasser beigetragen. Die in Fig. 1 dargestellte

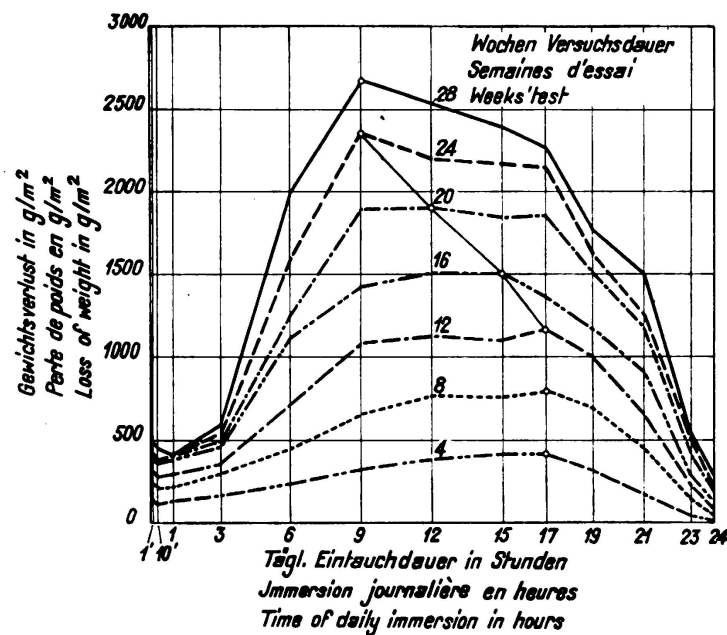


Fig. 1.

Wechselbenetzung eines weichen Kohlenstoffstahles durch Seewasser.

Wasserwechsel nach je 4 Wochen.

je Tag und nach 28 Wochen sogar bei 9 Stunden je Tag der Fall ist. Diese Verschiebung des Höchstwertes mit steigender Versuchszeit nach der Seite der kürzeren Eintauchdauer hin, wird sich aus der fortschreitenden Wasserhaltigkeit der Rostschicht erklären. Auch hieraus geht hervor, daß Wechselltauchversuche, die häufig im Laboratorium durchgeführt werden, nur mit äußerster Vorsicht als Vergleichsgrundlage für die Korrosionsbeständigkeit verschiedener Stahlsorten und Schutzmittel herangezogen werden dürfen. Zugleich erkennt man an diesen Ergebnissen aber auch, daß die Widerstandsfähigkeit eines und desselben Stahles im ungeschützten Zustand (z. B. als Spundwände) je nach den vorliegenden Verhältnissen sehr unterschiedlich sein kann.

Auch bei gestrichenen Stahlteilen wirken sich metallurgische Maßnahmen zur Erhöhung des Korrosionswiderstandes günstig aus. Erklärt wird dieses er-

Versuchsreihe erstreckte sich auf 28 Wochen. Das Wasser wurde jeweils nach 4 Wochen gewechselt. Geprüft wurden kleine Bleche aus weichem Kohlenstoffstahl mit 0,08 % Cu. Nach je 4 Wochen ergibt sich eine Kurve. Erst mit zunehmender Eintauchdauer und Versuchszeit von etwa 6 bis 7 h beginnt eine starke Zerstörung der Proben. Nach der Dauertauchung zu verringern sich die Gewichtsverluste wieder beträchtlich. Der Einfluß der Versuchszeit äußert sich darin, daß nach 4, 8 und 12 Wochen der stärkste Angriff bei einer Eintauchdauer von 17 Stunden liegt, während dies nach 16 Wochen bei 15 Stunden

⁹ Büttner: Bücher der Anstrichtechnik 1936, 1. Buch, V.D.I.-Verlag 1936, S. 28.

¹⁰ Bericht über die Korrosionstagung 1935, V.D.I.-Verlag, S. 48.

freuliche durch Versuche von *Daeves*¹¹ erwiesene Ergebnis damit, daß an punktartig schwachen Stellen des Anstriches, die selbst bei dessen bester Herstellung später einmal in Erscheinung treten, die fortschreitende Rostbildung verhindert wird, indem die nach kurzer Zeit sich vom Stahl abscheidende dünne Kupferschicht die Fehlstellen gleichsam abriegelt.

Da die Erneuerung und Ausbesserung der Anstriche im Stahlwasserbau besonders zeitraubend und kostspielig ist, gilt hier im erhöhten Maße, daß es unwirtschaftlich wäre, besonders widerstandsfähige Anstrichmittel ihres hohen Preises wegen nicht zu verwenden, denn die Anstrichmittel sind an den Gesamtkosten mit nur etwa einem Fünftel beteiligt.¹² Die Verteuerung der Anstrichmittel darf also ein Mehrfaches der dadurch erreichbaren Verlängerung der Lebensdauer des Anstriches betragen.

Die Vorbehandlung der Stahloberfläche als Anstrichuntergrund ist erfahrungsgemäß von entscheidendem Einfluß auf die Lebensdauer des Anstriches. Es ist selbstverständlich, daß alle verdächtigen Stellen der Walzhaut, insbesondere Zunder und Rost, beseitigt werden müssen und auch hier nicht an Kosten gespart werden darf. Es verdient aber Beachtung, daß andererseits eine dichte Walzhaut auch einen sehr guten natürlichen Rostschutz bilden kann. Bei der Weiterentwicklung schwachrostender Stähle, insbesondere wenn diese im Spundwasserbau ohne Anstriche verwendet werden oder in sehr langen Zeitabständen einen Anstrich erhalten, sollte man der systematischen Erzeugung einer dichten und zuverlässigen Walzhaut große Aufmerksamkeit widmen. Ziemlich reines Eisen (z. B. Armcoeisen) bildet eine sehr gleichmäßige Oberfläche, die einen ausgezeichneten Anstrichuntergrund liefert. Außer solchen metallurgisch bedingten Einflüssen werden vielleicht auch Temperatur und Art des Walzvorganges bei der Entwicklung einer zuverlässigen Walzhaut eine Rolle spielen können. Die Erfolge, die man an kleinen Stahlteilen durch Phosphatierung der Oberfläche erzielt hat, ermutigen ebenfalls zur Beschreitung dieses Weges. Daß eine Walzhaut ein sehr zuverlässiger Rostschutz sein kann, lehren manche günstigen Erfahrungen. Beispielsweise berichtet *Hoffmann*¹³ über den guten Zustand des Anstriches der abgebrochenen Nordelbebrücke in Hamburg. Die Bleimennige haftete hier Jahrzehnte so fest an ihrem Untergrund, der als „bläulicher Glühspan“ bezeichnet wird, daß ihre Loslösung nicht gelang. Daß diese Stahlteile gebeizt waren, ist nicht anzunehmen. Schwierig ist allerdings die zuverlässige Unterscheidung der rostverhindernden Walzhaut von Zunder und Rostschichten. Aus diesem Grund und auch durch das Aufkommen des Sandstrahlgebläses neigt man allgemein dazu, die Walzhaut ganz und gar zu beseitigen. Unbeschadet dessen sollte man nicht versäumen, der Entwicklung der Walzhaut als natürliches Rostschutzmittel weiterhin Beachtung zu schenken. Im übrigen ist bei den gesandeten Stahlteilen auch meist die Übergangszone der Oxydschicht nicht beseitigt,¹² so daß keine metallisch reine Oberfläche erzielt wird, die bekanntlich besonders korrosionsempfindlich ist und daher schnelles Streichen oder andere nicht immer sehr glückliche Maßnahmen zur Verhinderung des Rostes erfordert.

¹¹ *Daeves*: „Farbe und Lack“ 1931, H. 21, S. 242.

¹² *Klöppel*: „Unterhaltungskosten von Stahlbauwerken“, Verlag Noske, Leipzig.

¹³ Dissertation T. H., Hannover 1921.

Die Weiterentwicklung unserer Baustähle zwecks Erhöhung ihrer zulässigen Beanspruchungen hat im Gegensatz zum Großenbrückenbau für den beweglichen Stahlwasserbau, der kleine Spannweiten überwindet, nur untergeordnete Bedeutung. Es ist in vielen Fällen sogar erwünscht, der dynamischen Wirkung des Wassers eine größere Stahlmasse entgegenzusetzen; so erklärt es sich, daß der *hochwertige Stahl* im Wasserbau nur in Ausnahmefällen angewandt wurde. Auch bei Spundwänden wird nach Mitteilung von Professor *Agatz* der Normalbaustahl möglichst bevorzugt, weil eine gleichdicke Abrostungsschicht das massigere Profil aus Normalstahl weniger schwächt als dasjenige aus hochwertigem Stahl, ferner weil ein größeres Trägheitsmoment sowohl eine geringere Ausbiegung der Spundwand ergibt als auch die Geradföhrung der Bohlen beim Rammen erleichtern kann. Eine größere Festigkeit ist aber bei Überwindung großer Eindringungswiderstände unentbehrlich und auch dort am Platze, wo mit starkem Oberflächenverschleiß zu rechnen ist.

Die *werkstofflichen Abnahmebedingungen* für Spundwände und allgemeinen Stahlbau sind meist die gleichen. Inwieweit diese Übereinstimmung im Hinblick auf recht unterschiedliche Beanspruchungsverhältnisse gerechtfertigt ist, läßt sich schwer sagen. Aus den Erfahrungen folgt wohl, daß die bisherigen Güteanforderungen kein Fehlgriff gewesen sind, womit aber nicht gesagt ist, daß andere Prüfwerte der Stähle, deren Eignung für Spundwände nicht besser kennzeichnen könnten. Deshalb sollte man sich nicht so schwer von den bisherigen Abnahmebedingungen trennen, wenn ihre Einhaltung die Weiterentwicklung der Spundwandstähle erschweren sollte.

Die *Schweißtechnik* bietet auch im Stahlwasserbau große Vorteile, wie sich insbesondere bei den beweglichen Stahlwasserbauten für den Albert-Kanal in Belgien gezeigt hat. Der monolithische Charakter geschweißter Stahltragwerke verbürgt auch meist gegenüber den schwereren genieteten Ausführung eine größere Steifigkeit, die vor allem plattenförmigen Körpern, wie sie als Schleusentore im Stahlwasserbau verwendet werden, sehr zugute kommt. Die größere Wasserdichtigkeit und der bequemere Unterhalt fugen- und spaltloser Konstruktionen sind von großem Vorteil, ebenso die wesentlich vereinfachte Konstruktion verdrehungssteifer Tragwerke, die im Stahlwasserbau eine bedeutende Rolle spielen.

Für den Stahlbauingenieur verursachen die Ermittlung der angreifenden Druck- und Sogkräfte des Wassers und die vorbeugenden Maßnahmen gegen Schwingungswirkungen zusätzliche Schwierigkeiten. Zur Lösung dieser von Ministerialrat *Burkowitz* durch Beispiele geschilderten Vorgänge sind strömungsphysikalische Kenntnisse erforderlich, die im theoretischen Wasserbau erworben werden können. Im Interesse des Stahlwasserbaues und insbesondere seines tüchtigen Ingenieur Nachwuchses kann sich eine entsprechende Zusammenarbeit zwischen Stahlbau- und Wasserbau-Lehrstuhl an den Technischen Hochschulen empfehlen.

VIIb 1

Stahlwasserbau und Modellversuche.

Constructions hydrauliques en acier et essais sur modèles.

Steel in Hydraulic Engineering, and Model Experiments.

Dr. Ing. e. h. Th. Becher,

Direktor der M.A.N., Werk Gustavsburg.

Im Referat von Herrn Ministerialrat *Burkowitz* wie auch in allen Diskussionsbeiträgen zum Thema „Stahl im Wasserbau — Bewegliche Anlagen“ ist von den hydrodynamischen Wirkungen, von Schwingungserscheinungen u. ä. die Rede. Ich möchte deshalb den Abschnitt herausgreifen, der sich mit der Gestaltung von Stahlwasserbauten auf Grund von Modellversuchen zur Erforschung der hydrodynamischen Einwirkungen befaßt.

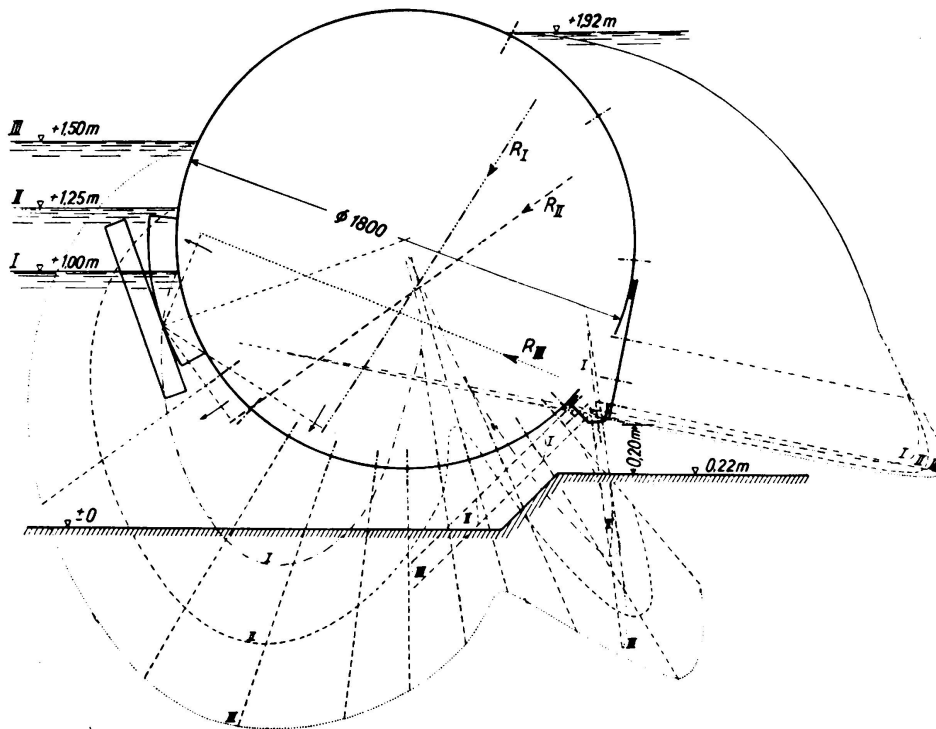


Fig. 1.

Man kam zu einem Studium dieser Erscheinungen zuerst durch das Auftreten gewisser Kinderkrankheiten, die durch nachträgliche Modellversuche geklärt werden mußten. Das zweite Stadium war dann, daß man für die nach normalen Grundsätzen entworfenen Konstruktionen die auftretenden Kräfte zur

Dimensionierung des Verschlusskörpers und der Huborgane durch Modellversuche ermittelte. Daraus entwickelte sich dann schnell die nächste Stufe, daß man mit dem Modellversuch Formen zu entwickeln suchte, die möglichst günstige hydrodynamische Wirkungen haben. Ich möchte Ihnen dies an einigen Beispielen erläutern:

Unter den ersten Walzenwehren befanden sich einige, die nur aus dem Tragzylinder und einem ganz geringen Ansatz für den Sohlenbalken bestanden. Eine

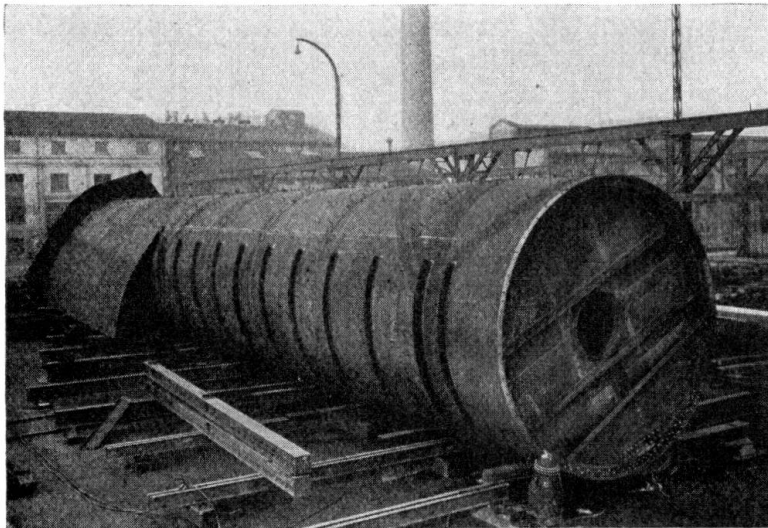


Fig. 2.

von diesen geriet eines Tages in eine lebhaft hüpfende Bewegung, durch die es schließlich zu einer Zerstörung des ganzen Windenhauses und zum Auspringen der Walze aus ihren Führungen kam. Da man sich diese Erscheinung, abgesehen von einem groben Betriebsfehler, nichtrecht zu erklären vermochte, wurden Modellversuche angestellt (Fig. 1). Diese ergaben, daß durch eine derartige Form der Walze

und der Wehrschwelle der Schußstrahl in heftig wechselnde Druckbedingungen gerät und daher auf die Walze wechselnd Druck- und Saugwirkungen ausübt. in der Folge wurden deshalb alle Walzen mit einem größeren Schnabelansatz ausgeführt (Fig. 2). Auch wurde auf dem Versuchswege das günstigste Verhältnis des Walzendurchmessers bzw. der Schnabelhöhe ermittelt.

An den Doppelschützen einer großen Wehranlage war für die Oberschützen eine Abdeckung vorgesehen, über die der Überfallstrahl bei abgesenkter Ober- tafel hinwegschießt. Die Abdeckung (Fig. 3) bestand, wie die Figur links zeigt, aus einer gradlinigen, nach Unterwasser zu geneigten Holzwand. Nach jedem

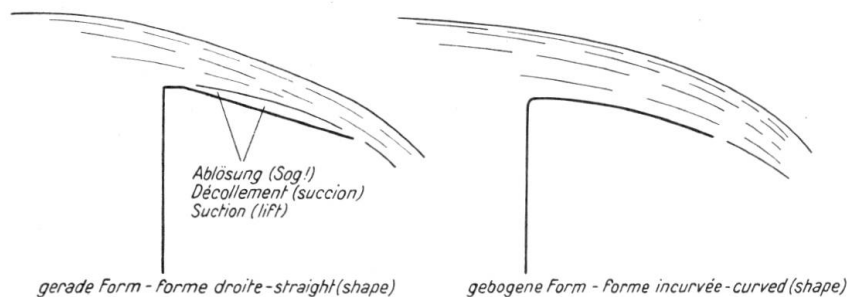


Fig. 3.

Hochwasser waren diese Überfallwände teilweise zerstört und mußten erneuert werden. Die Holz- wand wurde durch eine eiserne ersetzt. Vor deren Her- stellung wurden jedoch Versuche im Maß-

stab 1:5 über die Formung der Bleche gemacht und eine gekrümmte Form ermittelt, wie sie rechts zu erkennen ist. Die ursprüngliche schräge Form zeigte nämlich einen ganz unregelmäßigen Druckverlauf und zahlreiche Sogstellen. Beides jedoch, Unregelmäßigkeiten im Druckverlauf und Sogwirkungen, ist im

Wehrbau äußerst unangenehm und kann Anlaß zu Schwingungen und Zerstörungen geben. Der gefundene, endgültige Überfallrückens dagegen zeigt einen harmonischen Druckverlauf und keinerlei Sogstellen. Gleichzeitig aber zeigten sich bei den neuen Überfallrückens zwei weitere bedeutsame Verbesserungen. Die

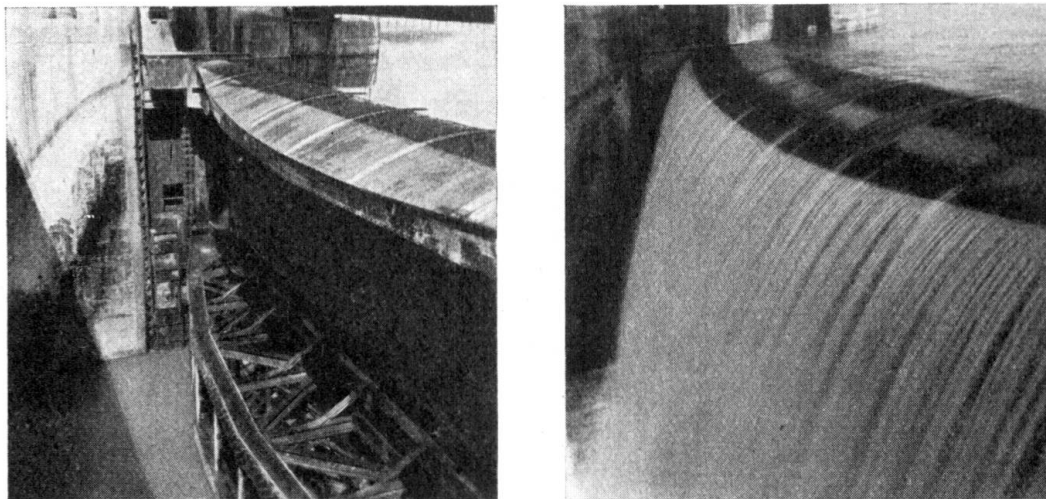


Fig. 4.

Wasserauflast auf die Überfallwand ging von 82 t (alte Form) auf 38 t (neue Form) zurück, wodurch eine Verkleinerung der Hubkraft eintritt. Die Überfalleistung dagegen steigt um 20 %. Man kann also mit Hilfe eines hydraulisch gut geformten Überfallrückens an Wehrlänge einsparen. Fig. 4 zeigt die konstruktive Durchbildung einer der M.A.N.-Hackenschützen von Ryburg-Schwörstadt mit dem Überfallrückens der oberen Schütze. Diese Schützen gestatten bei 12,5 m Gesamthöhe eine Absenkung der Oberschützen um 4,5 m. Sie müssen also sehr sorgfältig gerade auf dynamische Wirkung untersucht werden.

Ein anderes Problem waren Schwingungen von Schützen bei Unterströmung mit geringer Spaltöffnung an der Sohle, die mit dem Größerwerden der Stauhöhen gelegentlich zu Störungen führten. Untersuchungen zeigten bald, daß die Gestaltung des Sohlen-

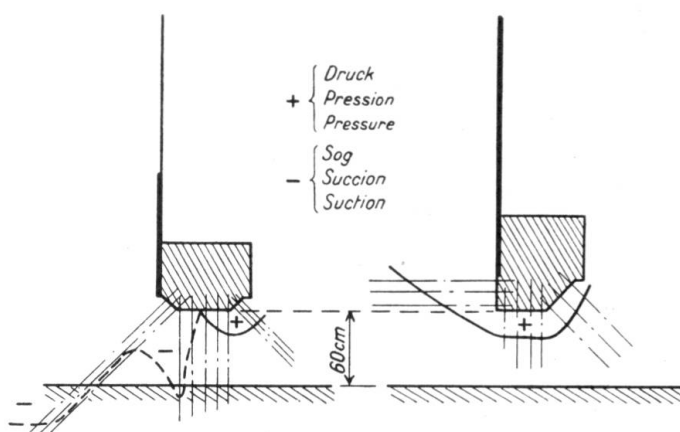


Fig. 5.

holzbalkens die Ursache dieser Schwingungen bildet und man diesem Übel durch entsprechende Ausbildung abhelfen kann (Fig. 5). Auch hier kommt es darauf an, eine positive und stabile Drucklinie zu erhalten.

Bei anderen Wehren wieder, und zwar sowohl Schützen wie Klappen treten Schwingungen bei Überströmungen auf, besonders bei geringer Überfallhöhe. Zunächst wurde auf dem Versuchswege eine ausreichende Belüftung des Raumes

zwischen Schütze und Überfallstrahl sichergestellt. Das half jedoch nicht immer. Es zeigte sich, daß der dünne, zusammenhängende, überfallende Strahl gegen jeden Impuls sehr empfindlich ist, und daher schon an sich zu Schwingungen neigt. Die Versuche zeigten aber weiterhin, daß diese Empfindlichkeit des Wasserstrahles nachläßt, wenn man seinen Zusammenhang auf die ganze Länge

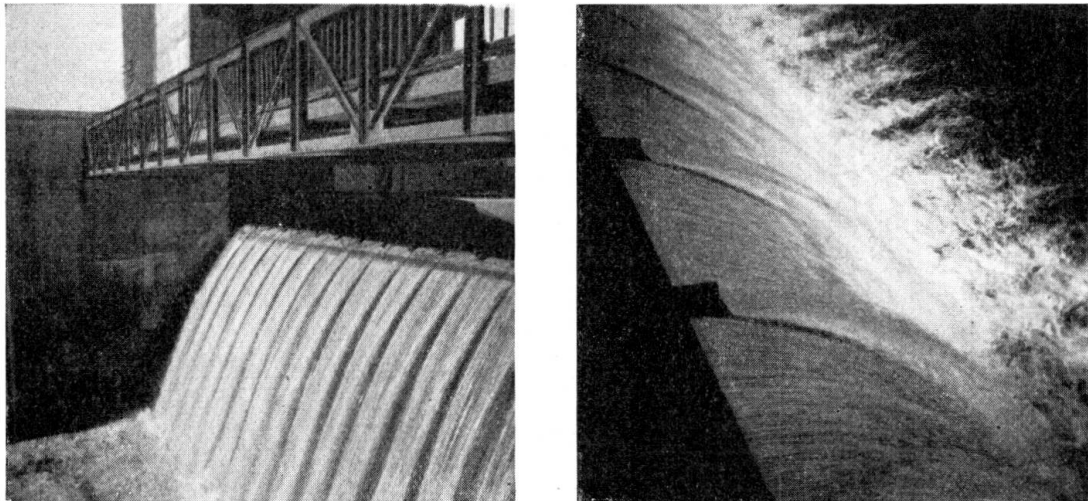


Fig. 6.

stört, also den Strahl gewissermaßen wellt oder zerschneidet (Fig. 6). Das wurde dann durch Anbringen von schwalbenschwanzförmigen Blechstreifen an der Überfallkante des Wehrkörpers bewirkt. An der Figur sieht man den Überfall-

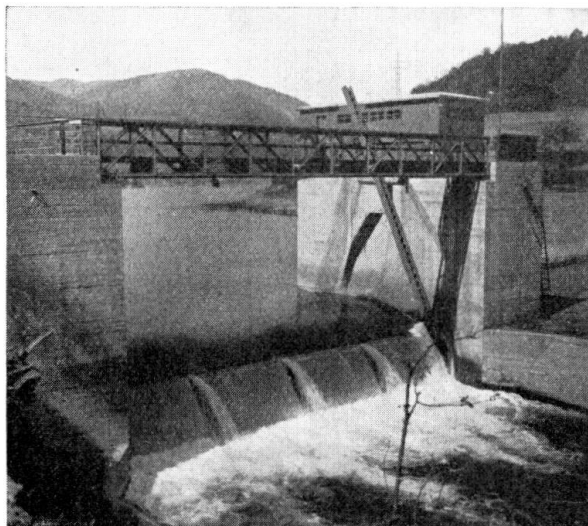


Fig. 7.

strahl einer Schütze nach Einbau des Strahlzerschneiders oder Strahlstörers.

Auch bei den M.A.N.-Fischbauchklappen, deren Hauptmerkmal der einseitige Antrieb ist (Fig. 7) sind solche Strahlstörer eingebaut. Das Beispiel zeigt die Klappe der Wehranlage Heimbach von $18,0 \times 4,0$ m.

Bei Klappenwehren zeigte sich außerdem, daß beim Ansteigen des Unterwassers bei umgelegter Klappe wechselnde Kräfte auf die Klappe in ihrer tiefsten Lage ausgeübt werden und diese dabei leicht zu Schwingungen angeregt wird. Es kam also darauf an, den Klappenkörper so zu formen, daß in allen Fällen durch

Eigengewicht und Wasserauflast ein positives Moment — also im Sinne des Umlegens — auf den Wehrkörper ausgeübt wird. Dadurch wird dieser dann festgehalten (Fig. 8). Auf dem Schaubild zeigt die von links nach rechts unten verlaufende Kurve das Drehmoment aus Wasserdruck in den verschiedenen Klappenlagen. Der kleine unter der Abscisse liegende negative Teil wird durch

das stets im positiven Sinne wirkende Eigengewichtsmoment ohne weiteres ausgeglichen. Die Aufgabe war nur durch zahlreiche Druckmessungen im Versuchsstand zu lösen. Ja, es ist sogar notwendig, wenn man exakt arbeiten will, für jedes neue Wehr auch neue Versuche zu machen, da die Form des festen Wehrkörpers, die Form des Sturzbettes, die Höhe des Unterwassers und die mögliche Überströmungshöhe ja jedesmal andere sind und das Ergebnis beeinflussen. Durch diese Versuche wird auch jeweils das durch den Klappenkörper zu übertragende Drehmoment aus dem Wasserdruck, sowie die erforderliche Hubkraft des Windwerkes genau bestimmt. Auch eine Eichung der Anlage wird dabei meist vorgenommen, d. h. die in jeder Lage des Verschlusses abfließende Wassermenge gemessen.

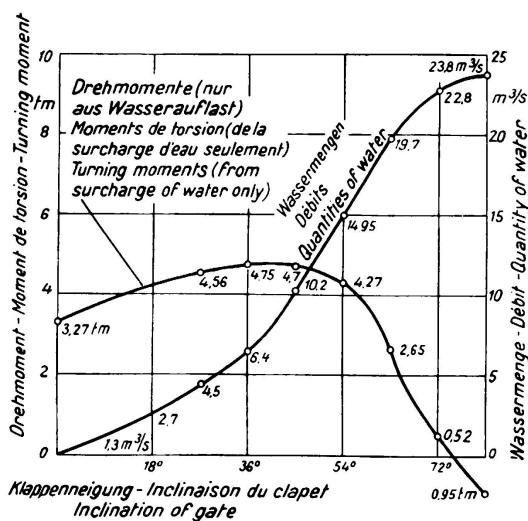


Fig. 8.

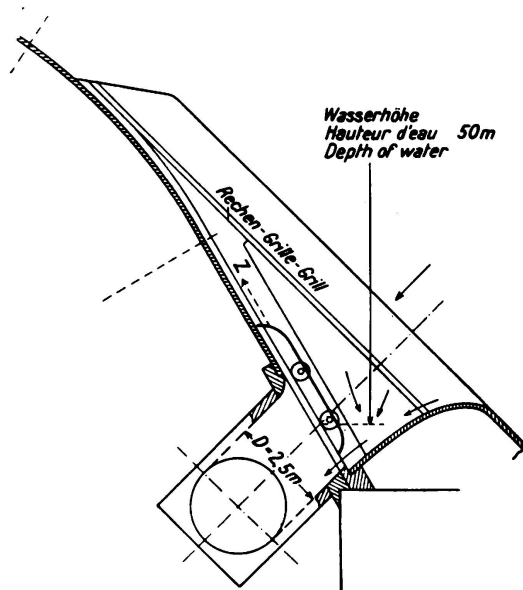


Fig. 9.

Eine besonders schwierige Aufgabe ist die Gestaltung von Tiefschützen (Fig. 9). Hier hat die M.A.N. mit Hilfe ihres Laboratoriums in den letzten Jahren erfolgreich neue Lösungen ermöglicht. Dabei mußte auch schon im Laboratorium mit recht erheblichen Drücken gearbeitet werden, damit eine Übertragung auf die Wirklichkeit möglich ist. Dieses Bild (Fig. 10) zeigt Ihnen die Tiefschütze der Odertalsperre im Harz, die rd. 50 m Wasserdruck ausgesetzt ist. Da diese Schütze unter vollem Wasserdruck durch ihr eigenes Gewicht in die Schließlage gehen soll, waren sehr umfangreiche Versuche über die Formung sowohl der Schütze wie auch des Gesamtbauwerks notwendig.

Gerade der Kampf gegen die Schwingungen, die Berücksichtigung der Wirkungen des bewegten Wassers, hat aber auch noch andere Einflüsse auf die Konstruktion. Nicht nur die äußere Gestaltung, sondern auch die Dimensionierung muß darauf Rücksicht nehmen. Man sollte dem fließenden Wasser stets eine gewisse Masse entgegensetzen. Ich halte es deshalb für bedenklich, die bewegten Massen der Wehrverschlüsse durch besonders ausgeklügelte Konstruktionen oder durch Verwendung besonders hochwertigen Materials herabzudrücken. Selbst eine preisliche Minderaufwendung sollte dazu nicht verleiten, ebensowenig wie die Ersparnis an Kraftstrom bei der Bewegung der Ver-

schlüsse. Gerade das Letztere ist bei den selten bewegten *Wehranlagen* ohne jede Bedeutung, während das auch bezüglich der Massen Gesagte für Schleusen und Hebewerke keine oder geringere Gültigkeit hat. Die Wahl von St. 52 er-

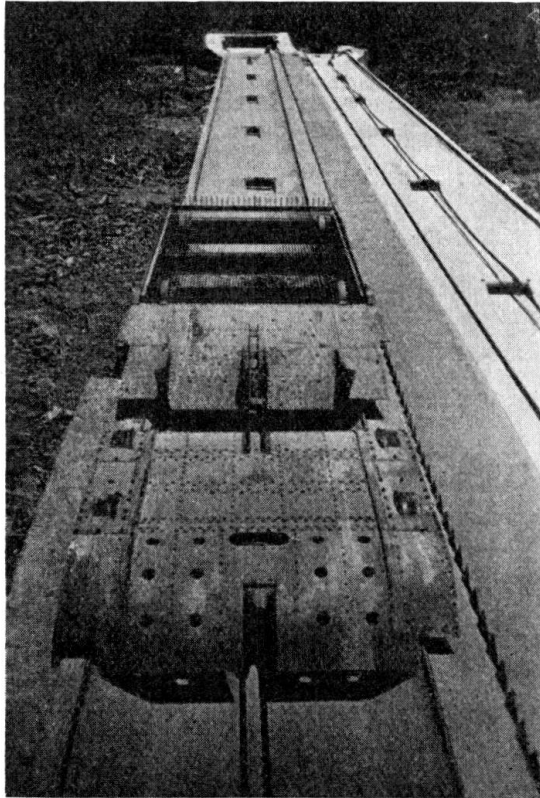


Fig. 10.

scheint nicht sehr geeignet im Wehrbau, obgleich gelegentlich zwingende Gründe dazu vorliegen können. Denn die Elastizität und damit die Neigung zu Schwingungen wird bei Bauwerken mit diesem Material größer. Die zulässigen Beanspruchungen sollten auch mit Rücksicht auf Corrosion nicht so hoch gewählt werden wie im übrigen Stahlbau, man sollte z. B. im Stahlwasserbau St. 37 nicht über 1200 kg/qcm beanspruchen.

Als Abschluß möchte ich zum weiteren Beweis der Größe, die die Bauwerke des Stahlwasserbaues annehmen können, einige Bilder aus der Werkstatt und von fertigen Wehranlagen zeigen. Von den zahlreichen großen Wehren der Main- und Neckarkanalisation zwei Beispiele: Zuerst eine Schütze mit Dreigurtragssystem und aufgesetzter Fischbauchklappe für die Anlage Faulbach in Main während des Zusammenbaues (Fig. 11).

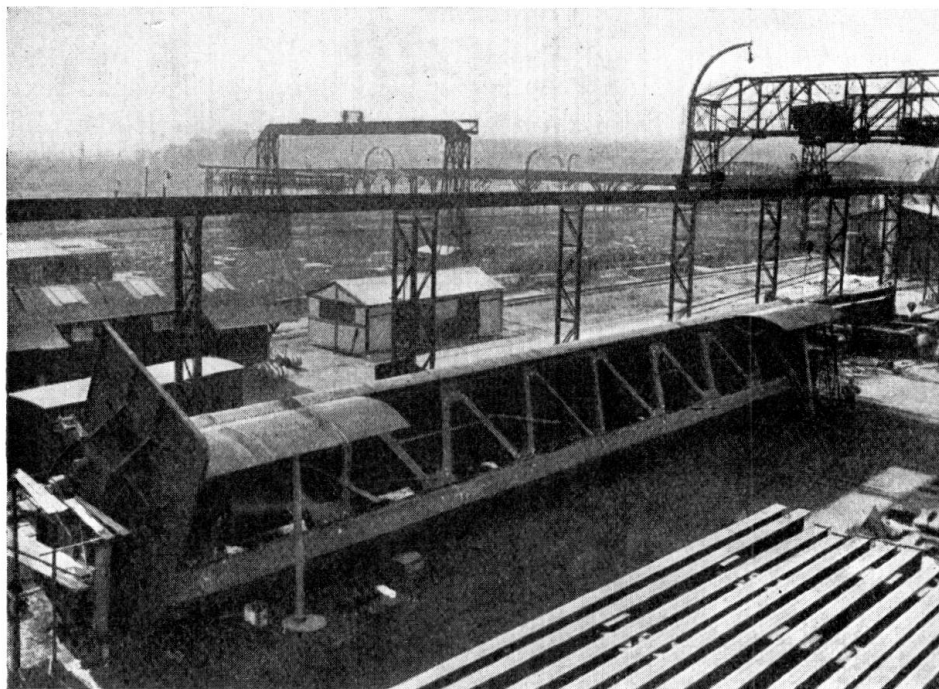


Fig. 11.

Die Schütze hat 35,0 m Lichtweite und 6,7 m Gesamthöhe, wovon 1,60 m auf die Klappe entfallen. Von den Nekarwehren ist besonders die Anlage Heidelberg (Fig. 12) erwähnenswert, sowohl wegen der schönen hier so wichtigen Gesamtgestaltung im Stadtbild, wie auch wegen ihrer Abmessungen. Die drei Heidelberger Walzen haben bei nur 4,10 m Verschlußhöhe 40,0 m Lichtweite und sind um 0,60 m absenkbar.

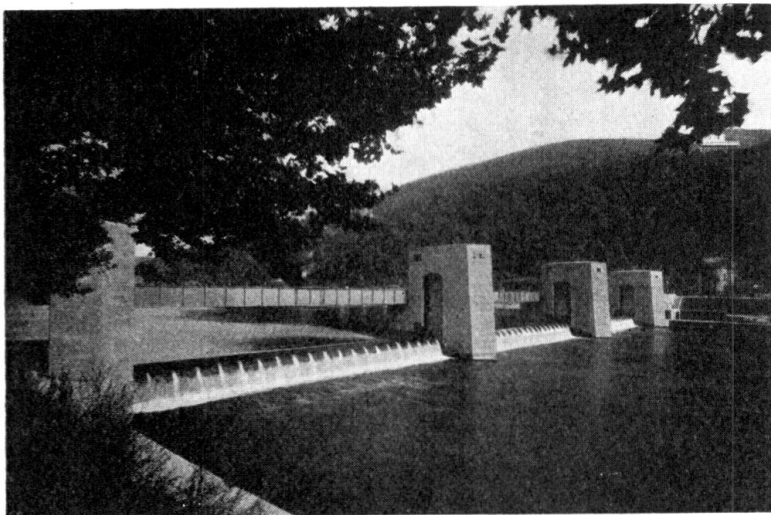


Fig. 12.

Als Beispiel eines Walzenwehres in aufgelöster Konstruktion zeige ich Ihnen die Wehranlage Solbergfoos in Norwegen (Fig. 13). Zuerst eine der drei Walzen im Werk beim Zusammenbau. Die aufgelöste Bauweise ist bei Walzenwehren wirtschaftlich, wenn größere Stauhöhen erreicht werden sollen, bei für Walzen geringen Lichtweiten. So hat die Anlage Solbergfoos drei Walzen von je 20,0 m Lichtweite und 8,75 m Verschlußhöhe (Fig. 14).

weise ist bei Walzenwehren wirtschaftlich, wenn größere Stauhöhen erreicht werden sollen, bei für Walzen geringen Lichtweiten. So hat die Anlage Solbergfoos drei Walzen von je 20,0 m Lichtweite und 8,75 m Verschlußhöhe (Fig. 14).

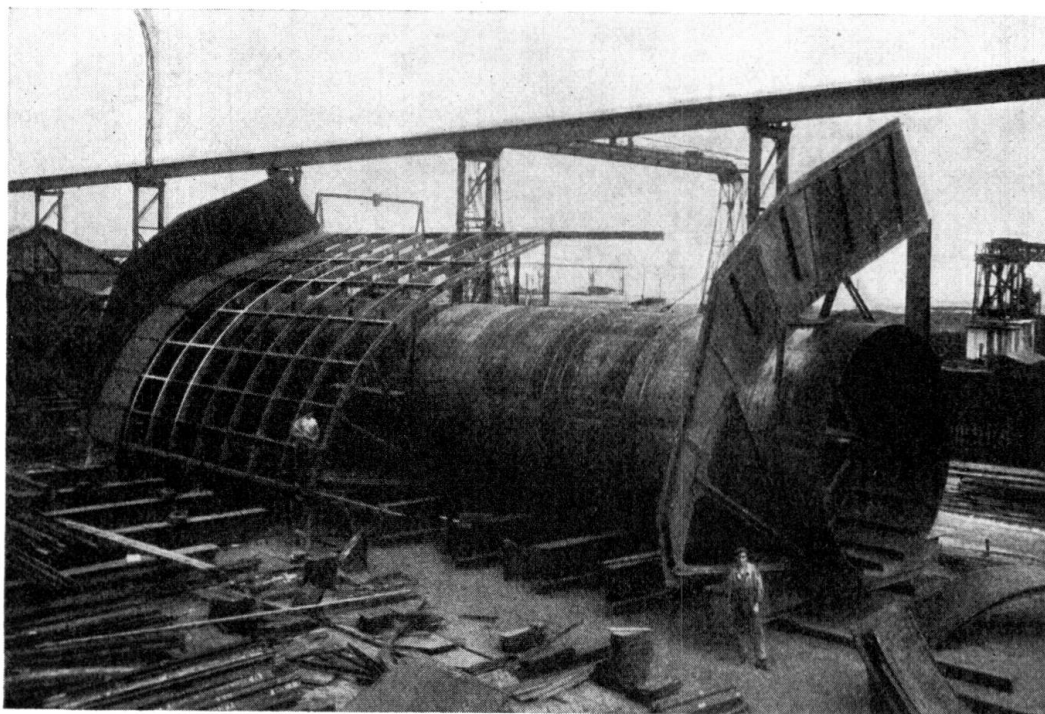


Fig. 13.

Von den großen Wehranlagen mit Doppelschützen bzw. Hakenschützen habe ich Ryburg-Schwörstadt bereits erwähnt. Mit M.A.N.-Doppelschützen ist auch

die große Wehranlage am Donau-Kachlet ausgerüstet, die mit sechs Schützen von 25 m Lichtweite und 11,5 m Höhe überhaupt eine der größten Anlagen der Welt ist. Zum Schluß sei noch die Anlage Pernegg in der Mur gezeigt

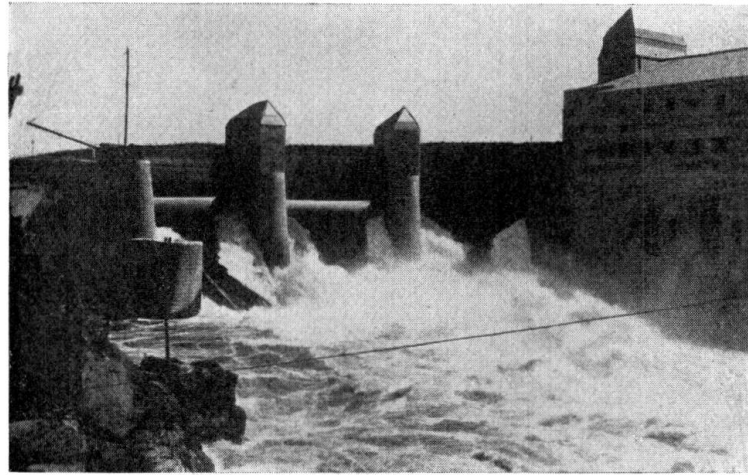


Fig. 14.

(Fig. 15), die auch ein gutes Beispiel der Einfügung moderner Stauanlagen in die Landschaft darstellt. Sie hat drei Doppelschützen von je 15,0 m auf 11,60 m. Die Absenkung bei diesen Doppelschützen beträgt in der Regel ein

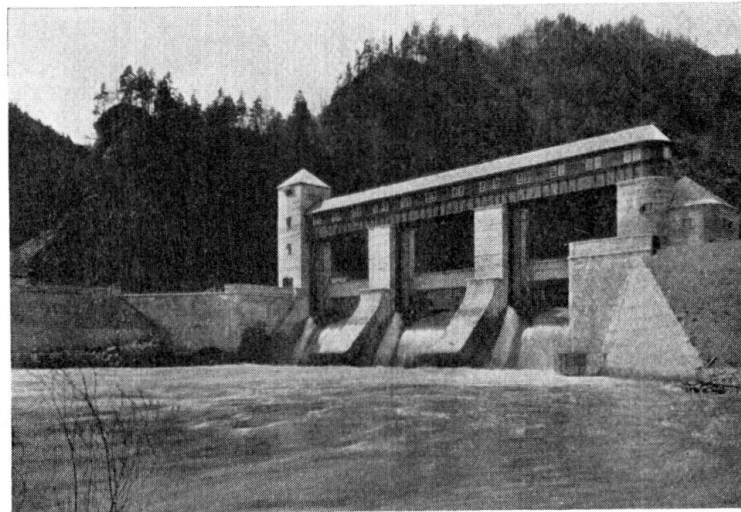


Fig. 15.

Viertel der Gesamthöhe, während die Hakenschützen sogar um ein Drittel der Verschlüsse abgesenkt werden können.

VIIb 2

Anwendung des Stahles im Wasserbau, Allgemeines und Einzelheiten.

Application de l'acier dans la construction hydraulique, généralités et détails.

The Use of Steel in Hydraulic Engineering, General Remarks and Details.

Prof. Dr. K. Dantscher,

Oberbaudirektor der Rhein-Main-Donau A.G., München.

In den beiden deutschen Berichten der Herren *Agatz* und *Burkowitz* ist die Verwendung des Stahls im Wasserbau dargestellt mit der Gruppierung in feste und bewegliche Konstruktionen. Dabei ist der Werkstoff „Stahl“ mit seinen Eigenschaften gerade hinsichtlich der Bedürfnisse des Wasserbaues, ferner dessen Erhaltung in den wasserbaulichen Konstruktionen eingehend behandelt. Die Diskussionsbeiträge sollen die Berichte dahin ergänzen, daß sie die Entwicklung der Eisenkonstruktionen im Wasserbau darstellen und Beispiele des deutschen Eisenwasserbaues hiefür bringen.

Die Werkstoffe, mit denen man im Wasserbau noch vor 100 Jahren arbeitete, waren Steine jeder Art, der Beton, die Faschinen, die dichtenden Erdarten und das Holz. Das letztere wurde vornehmlich zu den beim Wasserbau auftretenden beweglichen Teilen wie Schleusentore, Wehrverschlüsse, bei den Gründungen für Pfahl- und Schwellroste verwendet. Das Eisen fehlte im Wasserbau fast vollständig, nur im Zusammenhang mit den Holzkonstruktionen als Nägel, Schrauben und Bänder findet man es. Später treten dann größere Guß- und Schmiede-Eisenteile auf als stützende und tragende Konstruktionsteile. Im wesentlichen bleibt das so bis gegen das Ende des Jahrhunderts. Nun erst, nachdem Stahl (Flußeisen) in größeren Mengen hergestellt wird und Walzerzeugnisse verschiedenster Form und Größe herauskommen, ändert sich das Bild; das Eisen dringt überraschend schnell als Baustoff im Wasserbau ein, ersetzt dort das Holz nahezu vollständig, bis zu einem gewissen Teil auch die Steinkonstruktion und bringt vielfach auch neue Arbeitsmethoden und Konstruktionsformen. Diese Entwicklung soll kurz geschildert werden, wobei ich von folgender Gruppierung der Wasserbauten ausgehe:

1. Wasserbauten, die der Schifffahrt dienen,
2. Wehrbauten,
3. Bauten, die der Wasserkraftausnutzung dienen,
4. Gründungen.

I. Wasserbauten, die der Schifffahrt dienen.

Hier ist in erster Linie darauf hinzuweisen, daß im Bereich der Schifffahrt das Fahrzeug selbst im Übergang vom Holz zum Eisen seit 50 Jahren begriffen ist. In der Seeschifffahrt ist der Übergang nahezu vollständig, in der Binnenschifffahrt bei uns größtenteils vollzogen. Für den Bau der Schiffe hat der Werkstoff „Eisen“ größere Stabilität und Festigkeit, vor allem aber ein Anwachsen der Dimensionen gebracht, die man sich mit dem bisherigen Baustoff „Holz“ gar nicht denken konnte. Diese Entwicklung wirkte sich auf alle Bauten, die zur Schifffahrt gehören, im gleichen Sinne aus. Ich nehme ein Grundelement des Verkehrs-Wasserbaues heraus, die *Kammerschleuse*. Ihre Tore sind vor ca. 50 Jahren fast alle noch aus Holz, wenn auch vielleicht bei einem oder dem anderen die Rahmenteile in Eisen waren. Lichte Weiten von 6—8 m waren das Normale, Fälle von diesen Ausmaßen waren schon groß. Das 600 t-Schiff forderte bereits 10 m l. W. in den Schleusen, das 1500 t-Schiff 12 m; bei den Seeschleusen gingen die Anforderungen allmählich auf 40—50 m. Tore dieser Größe konnten in Holz nicht mehr hergestellt werden. Einzig und allein die Stahlkonstruktion war in der Lage, diese konstruktiven Probleme zu lösen. So finden wir zunächst in der Binnenschifffahrt den Übergang vom *Holz-Stemmtor* zum *Eisenstemmtor*. Das Stemmtor ist der Verschluß der alten Kammerschleuse und seine Konstruktion war durch jahrhundertlange, handwerksmäßige Erfahrung und mit einem feinen Gefühl für die auftretenden Kräfte so gut durchgebildet, daß auch die Eisenkonstruktion bis heute nichts anderes nachmachen kann, als das alte Holztor mit „Wende- und Schlag-Säule, Riegeln, Druckstrebe und Zugband“. Die Eisenkonstruktion brachte in das Bauhandwerk hervorragend durchgebildete Methoden der Statik, und eine zeitlang hat man auch beim Stemmtor versucht, die statische Unbestimmtheit zu beheben, durch Krümmung der Tore die Biegemomente auszuschließen und dergl.; man ist heute wieder zur typischen Stemmtorform zurückgekehrt. Die Dimensionen sind aber wesentlich größer geworden. Das Stemmtor für 12 m l. W. ist der Normaltyp. Die Stemmtore für die Schleusen am Kachlet an der Donau sind mit 24 m l. W. gebaut, was den Dimensionen der Schleuse des ersten Nordostseekanals entspricht. Selbst bei diesen großen Dimensionen läßt sich gerade bei Stemmtoren so notwendige Steifigkeit durch eine kräftige, gut vernietete, event. doppelte Torhaut beibringen.

Die Entwicklung ist aber mit Einführung des Eisens noch nach anderer Richtung gegangen, es sind auch neue Torformen entwickelt worden. Wenn auch früher dann und wann ein Klapptor oder ein Schiebetor für kleine Verhältnisse und unbedeutende Schleusen zu finden ist, so kann man doch sagen, daß diese Formen der Tore erst mit Hilfe des Stahles gebaut werden konnten.

Ganz neu sind in Eisen die Formen der *Hubtore* und *Segmenttore*. Der zweite Diskussionsredner, Herr Dr. *Becher*, bringt in seinem Beitrag Beispiele hiefür. Mann erkennt aus den *Schiebetoren*, daß die neuen großen Schleusen, die den Eingang zu den Binnenseehäfen vermitteln, gar nicht möglich sind ohne Eisenkonstruktionen. Für die Entwicklung der großen Häfen wie Bremerhaven, Antwerpen, Amsterdam, für eine Wasserstraße wie den deutschen Nordostseekanal, ist es entscheidend, so große Schleusen bauen zu können. Es soll hier nicht näher darauf eingegangen werden, daß mit der Größe der Tore auch

alle Antriebsvorrichtungen gewachsen sind. Diese waren immer in Eisen. Auf eines aber, was mit der Eisenkonstruktion zusammenhängt, muß noch hingewiesen werden: sie hat auch wieder andere Formen in der Füllung der Schleusen gebracht; in der kleinen, primitiven Schleuse geschah die Füllung durch eine kleine Öffnung im hölzernen Stemmtor, später kamen dann die Umläufe in den Seitenmauern. Das wesentlich steifere eiserne Tor gestattet aber sehr große Öffnungen im Tor selbst zu machen, und so finden wir z. B. bei der Neckarkanalisation heute wieder die Füllung durch Öffnungen in den eisernen Toren; diese Öffnungen werden ihrerseits durch Segmente verschlossen. Die beiden Torarten, *Hubtor* und *Segmenttor*, die nur in Eisen auszuführen sind, gestatten das Füllen und Entleeren ohne Umläufe, denn sie können auch gegen den Überdruck des Wassers bewegt werden. Für die Überwindung großer Höhen ist die in Deutschland beliebte *Schachtschleuse* in großen Ausmaßen nicht denkbar ohne eiserne Torverschlüsse. Bei den Hebewerken ist in kleinerem Ausmaß die schiefe Ebene eine der Konstruktionen, bei der Eisen nicht wesentlich benötigt ist. Die Hebewerke sonstiger Art werden zu Eisenkonstruktionen von ganz bedeutender Größe. Gerade auf diesem Gebiet ist der deutsche Eisenbau mit ersten Leistungen vorangegangen mit den beiden Hebewerken in Henrichenburg und Niederfienow.

Bisher habe ich geschildert, wie die alte Holzkonstruktion durch Eisen ersetzt wurde. Es muß noch erwähnt werden, daß auf dem Gebiete des Wasserverkehrs das Eisen auch anfängt den Beton zu verdrängen, und zwar bei den Kammerschleusen, bei den Hafenufern und Kanalwandungen. Die schon im Bericht von Professor Dr. Agatz ausführlich erörterten Stahlbohlen haben sich für diese Zwecke als außerordentlich verwendbar erwiesen. Wir haben schon mehrere Kammerschleusen, die ganz in Stahlbohlen hergestellt sind. Das größte Beispiel hierfür sind die Schleusen bei Griesheim und Eddersheim am Main mit 350 m Länge und 14 m Breite. Die Kammermauern sind dabei vollständig durch eiserne Spundwände ersetzt. Wenn sich bei einem Untergrund eine richtige Rammung durchführen läßt, so liegen die Vorteile dieser Bauweise auf der Hand. Für die Ufereinfassungen bei den Häfen haben wir schon eine große Anzahl von Beispielen und auch schon den Beweis dafür, daß sich die nach rückwärts verankerte Wand in *Stahlbohlen* hierfür auch bewährt. Ein bemerkenswertes Beispiel für die Verwendbarkeit der *Stahlbohle* ist auch die Verbreiterung des Dortmund-Emskanals für einen größeren Schiffstyp. Die Verbreiterung wird auf große Längen dadurch erhalten, daß in die Böschung Wände aus Stahlbohlen gerammt und dann das Material zwischen ihnen herausgenommen wird; in einfacher Weise und ohne Unterbrechung des Betriebes läßt sich auf diese Art das Kanalprofil vergrößern. Die Dichtigkeit solcher Kanalwände ist bei guter Rammarbeit sehr groß.

II. Wehrbauten.

Die Wehre, die im Wasserbau für die verschiedenen Zwecke notwendig sind, waren ehemals meistens feste Wehre; in vielen Fällen war selbst der Wehrkörper aus Holz hergestellt; die Einschnitte für Kies- und Eisabführung waren dann immer mit kleinen Schützen aus Holz versehen. Die Flußkanalisation, die vor 100 Jahren etwa begann, erforderte quer durch den ganzen Fluß bewegliche

Wehre und für diese Bedürfnisse sind damals die *Nadel*-, *Klappen*- und *Trommelwehre* erfunden worden. Die Nadeln und die Stauklappen sind dabei aus Holz und von kleinem Ausmaß, nur die stützenden Teile sind aus Eisen, meistens Gußstücke oder geschmiedet. Die Bedienungsbrücke solcher Wehre mit den *Poirée*'schen Böcken ist ein deutliches Beispiel dafür, wie gering die Konstruktionsmöglichkeiten in Eisen damals waren. Als man mit dem Schmieden weiter kam, wurde die Sache etwas besser, z. B. beim Nadelwehr. Wenn das Klappenwehr von *Chanoine* damals sich nicht durchsetzen konnte, so war das zum guten Teil darin begründet, daß die Konstruktionsmöglichkeiten in Eisen fehlen; sein Wiederaufleben durch *Pasqueau* in den 80er Jahren war bedingt durch die Möglichkeit der besseren Ausführung in Eisen und durch die Formung der Stütze in Stahlguß; sein jetziges Neuaufleben mit der verbesserten Hebevorrichtung ist einzig und allein durch die Konstruktion in Eisen gegeben.

Der weitaus meist verbreitete Wehrverschluß war früher beim Wasserbau das *Schützenwehr*; er kam fast immer nur in Verbindung mit dem festen Wehr vor. Man findet beispielsweise bei den Wehren der Wasserkraftausnützung an gefällereichen Flüssen fast ausnahmslos das feste Wehr, weil man für bewegliche Wehre Verschlüsse nur von begrenztem Ausmaße bauen konnte. Allmählich lockerte sich diese Bauweise, die beweglichen Teile wurden immer größer und schließlich verschwindet in der neueren Entwicklung das feste Wehr auch bei der Wasserkraftausnützung und man geht auch hier zu dem beweglichen Wehr über, nachdem es möglich war, in Eisen große und zuverlässige Verschlüsse zu bauen. Für die Regulierung der Vorflut, für Geschiebe- und Eisabführung bedeutet das einen großen Fortschritt.

Bei der normalen Schützenkonstruktion ist in Holz nicht weiterzukommen als höchstens auf 8 m lichte Weite. Das Bedürfnis war aber immer für größere Weiten vorhanden. Ein solcher Fall lag z. B. vor am Main bei Schweinfurt, wo man wegen der schwierigen Eisabgänge eine Wehröffnung von 30 m l. W. bauen wollte. Bei der Suche nach einem Verschluß hiefür wurde von dem bayerischen Oberbaurat *Eickemeyer* der Eisenzylinder wegen seines großen Widerstandsmomentes als Verschluß vorgeschlagen und *Carstanjen*, der Direktor der Brückenbauanstalt Gustavburg bei Mainz, formte daraus das *Walzenwehr*, einen Wehrkörper, der nur in Eisen denkbar ist. Das Walzenwehr gestattet lichte Weiten im beweglichen Wehr, die mit Schützen niemals möglich sind, es ist einfach und robust und damit gerade für den Wasserbau das gegebene. Bei den Kanalisierungswehren findet das Walzenwehr sehr bald Eingang und hier hat es seine großen Ausführungen erhalten. Nun fordert der Betrieb einer Kanalisierung daß Eis, Geschwemmsel und faules Wasser aus der Haltung abgelassen werden können, ohne daß man den Stau legt. In dieser Hinsicht waren die alten Kanalisierungswehre überlegen. Durch Ausbildung der Versenkwalze und der Walze mit Aufsatzklappe konnte das Walzenwehr auch diesen Anforderungen angepaßt werden. Bei den Schützenwehren kam man früher — wie schon erwähnt — nicht über 6—8 m hinaus, und wenn die Vorflut des Flusses es erforderte, so konnte eine große Durchflußbreite zunächst nur mit beweglichen, losen Ständern erzielt werden. Diese plumpe Konstruktion hat aber bald das Feld räumen müssen. Mit Hilfe des Werkstoffes „Eisen“ wurde die Schütze selbst zu größerer Lichtweite entwickelt; es entsteht die große Eisenschütze mit einer Stauwand

in Eisenblech, die den Wasserdruck auf horizontal liegendes Fachwerk überträgt. Mit dieser Konstruktion war bezüglich der Weiten schon wesentlich weiter zu kommen, aber es wurden nunmehr die Aufzugskräfte sehr groß. Die *Stoney-Schütze* löste das Problem, indem sie für die Auf- und Abwärtsbewegung neben der gleitenden die rollende Reibung einführte. Diese Rollwagen machten auch eine neue Art der Dichtung notwendig; bei der *Stoney-Schütze* wird sie mit dem Dichtungsstab, bei der *Eisenschütze* der MAN mit dem federnden Dichtungsblech durchgeführt.

In Deutschland ist besonders bei den süddeutschen Wasserkraftanlagen das Schützenwehr weiter entwickelt worden; die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (MAN) hat die *Doppelschütze* und *Hakenschütze* ausgebildet, die ein Absenken der oberen Schütze gestatten, die Dortmunder Union die *Dreigurt-schütze* und die *Schützen mit Klappen*. Lichte Weiten mit 40 m und darüber sind schon erreicht, und wenn nicht das Problem der mit großer Weite auftretenden Schwingungen gekommen wäre, so hätten wir heute schon Schützen mit mehr als 50 m lichte Weite.

Diejenigen Wehrverschlüsse, die durch den Wasserdruck betätigt werden, die sog. „selbsttätigen Wehre“, haben von der Einführung des Eisens als Werkstoff besondere Vorteile gezogen. Es ist die alte Bärenfalle des Amerikaners *White* nach hundert Jahren als das *Dachwehr* wieder aufgetaucht, von den vielen Arten von Klappen sind verschiedene sinnreiche Konstruktionen in Eisen zu selbsttätiger Regulierung des Wasserspiegels bei Wasserschlössern und an den Überläufen von Talsperren eingebaut, und die Klappe in der Fischbauchform erobert sich heute die größten Weiten. Das Sektorwehr ist bei uns in Deutschland an der Weser von der MAN zu einem Verschluß von 54 m lichter Weite und 4,5 m Stauhöhe ausgebildet worden, der größte einheitliche Stauverschluß, der überhaupt existiert. Das *Trommelwehr* von *Desfontaines*, ursprünglich nur in schmalen Klappen gebaut, konnte mit der Entwicklung der Eisenkonstruktion bis zur Breite von 12 m ausgebaut werden und bildete für die Floßgassen der Mainkanalisierung einen äußerst brauchbaren Verschluß. Schließlich muß noch das *Segmentwehr* erwähnt werden, ein Verschluß, der nur in Eisen möglich ist, und der bei uns in Deutschland bis zu 30 m lichter Weite ausgeführt wurde.

Somit hat auch auf dem Gebiete des Wehrbaues das Eisen das Holz vollständig ersetzt, es hat ermöglicht, daß wir zu viel größeren Lichtweiten und auch Stauhöhen gekommen sind als bisher, und daß völlig neue Verschlüsse entwickelt wurden.

III. Wasserkraftanlagen.

Soweit das Eisen umwälzend auf die Wehre bei den Wasserkraftanlagen eingewirkt hat, ist es bereits geschildert. Hier soll noch einiges über die Umänderung der Wasserkraftanlagen selbst besprochen werden. Es ist noch nicht so lange her, da war das Wasserrad, das Schnur- und Kropfgerinne und der ganze Unterbau beim Triebwerk aus Holz. Die Turbinen, nur in Eisen herzustellen, haben hier vor ca. 80 Jahren Wandel geschaffen. Seitdem ist das Krafthaus in Beton, seit dieser Zeit können wir auch hohe Gefälle ausnützen, bei denen das Oberwasser in Röhren gefaßt und den Turbinen zugeführt wird. Diese Rohre, zusammengefaßt auf der Rohrbahn, sind ein wesentlicher Teil

einer Hochdruckanlage geworden und hier hat sich das Eisen ein Gebiet erobert, aus dem es wohl kaum mehr zu verdrängen ist. Gewiß sind die Druckrohre auch schon in Holz und in Eisenbeton gemacht worden, aber nur für beschränkte Höhen und Wassermengen. Bei jeder größeren Wasserkraftanlage wird heute die Rohrbahn in Eisen hergestellt. Die Konstruktionsbedingungen der Druckrohre von Wasserkraftanlagen sind durchaus nicht einfach; die Regulierung der Turbinen bringt dauernd Druckschwankungen im Rohr, ein rascher Abschluß kann eine ganz gewaltige Drucksteigerung und damit Beanspruchung der Rohrwandung bringen; es kommen die Temperaturkräfte hinzu, die bei großen Rohren sehr stark werden und die Kräfte, die sich aus der Auflagerung ergeben. Das Gußeisenrohr, das noch bei kleineren Anlagen da und dort zu finden ist, wird bei größeren heute restlos durch Stahl ersetzt. Die deutsche Eisentechnik hat in dem nahtlos gewalzten Rohr (*Mannesmannrohr*) ein Bauelement geschaffen, das für die Kraftanlagen mit ganz hohen Drucken kaum durch etwas anderes zu ersetzen ist. Müssen größere Wassermengen verarbeitet werden, so braucht man große Rohrdurchmesser, die nurmehr aus Walzenblechen hergestellt werden können. Für die Längs- und Querverbindungen ist wohl heute noch die Nietung das Maßgebende, es findet aber auch die Schweißung zunehmende Verwendung. Die Druckrohre bei Kraftanlagen wie das Walchenseewerk, das Schluchseewerk, ferner die der Pumpwerke, wo die Rohre ebenfalls als Steigleitung dienen müssen, sind nur in Stahl denkbar. Bei diesen Rohrleitungen spielen die verschiedenen Arten der Verschlüsse, wie Drosselklappen, Hochdruckschieber usw. eine große Rolle. (Siehe Bericht *Burkowitz*.)

Der Wasserkraftbetrieb hat noch etwas Neues gebracht. Man muß bei diesen Werken immer darauf sehen, möglichst den Stau zu halten, weil sonst der Energieverlust zu groß wird. Um die Wehrverschlüsse instandhalten und reparieren zu können, sind gerade bei den Wehren der Wasserkraftanlagen die provisorischen Verschlüsse entwickelt worden, die ganz beachtenswerte Konstruktionen darstellen. Der alte hölzerne Dammbalken geht bei großen Weiten nicht mehr. Man hat ihn durch einen eisernen ersetzt; seine Lagerung, sein Transport, das Einsetzen und Ausbringen, die Führung, bedingen ganz wesentlich die Gesamtanlage eines neuzeitlichen Wehres. Aber auch der eiserne Dammbalken geht nicht für beliebige Weiten, er wird zu schwer in der Handhabung. Für die großen Wehre bei den Flußkanalisierungen sind deshalb für provisorische Verschlüsse Konstruktionen gefunden worden, die an Ort und Stelle unter Wasser zusammengebaut werden können, beispielsweise der Verschluß des Ingenieurs *Schön*, der von der Firma *Noell-Würzburg* ausgeführt wird. Die Abschlußwand, die sich auf eiserne Böcke stützt, besteht entweder in Tafeln oder in Larssendiehlen, die gleich den Nadeln des Nadelwehres gesetzt werden.

Erwähnt seien noch die schwimmenden provisorischen Verschlüsse, eiserne Hohlkörper, die für die Absperrung eingeschwemmt und versenkt werden. Am Kachletwehr sind solche für 24 m lichte Weite vorhanden.

IV. Gründungen.

Über die Verwendung des Stahles bei Gründungen hat Herr *Agatz* ganz ausführlich berichtet. Die Verwendung geht hier nach zweierlei Richtung, einmal wird der Stahl in Form von Eisenspundwänden zur Bildung der Baugruben ver-

wendet, dann auch im Fundament als bleibender Konstruktionsteil gegen Unterspülung und zur Druckübertragung.

Bei den Gründungen war das Eisen bisher verwendet worden, wenn man mit der Taucherglocke und dem Caisson gründete. Dann und wann kamen in besonderen Fällen Eisenrohre als Pfähle zur Verwendung. Seitdem der Bremer Stadtbaumeister *Larssen* zusammen mit der Dortmunder Union das erste eiserne Spundwandprofil herausgebracht hat, hat sich das Bild bei den Gründungen der Wasserbauten ganz wesentlich geändert. Die Gründung in offener Baugrube war immer die von den Ingenieuren angestrebte Lösung gewesen. Mit Holzspundwänden, Fangdämmen umschloß man die Baugrube und legte sie trocken; bei Tiefen über 5—6 m führte das meist schon zu den größten Schwierigkeiten. In der eisernen Spundwand hat die Bautechnik ein Mittel, mit der Rammung tiefer in den Boden zu kommen und eine *dichte* Wand zu erzeugen. Dazu erwies sich diese Wand wesentlich steifer als Holzspundwände. Wenn man vor ca. 30 Jahren bei Gründungstiefen von 6—7 m schon daran denken mußte, evtl. zur Luftdruckgründung überzugehen, kann man heute Tiefen von 12—14 m in offener Baugrube mit Eisenspundwand leicht erreichen, Tiefen über 20 m sind schon erreicht worden. Die Baugrube von großem Ausmaß und größeren Tiefen, wie z. B. für einen Pfeiler in einem großen Strom, umfährt bei dieser Gründungstechnik nicht mehr wie bisher den Grundriß des Bauobjektes sondern rund wie ein Brunnen wegen der Versteifung und führt schachtmäßig bis zur notwendigen Tiefe. Durch die Ausbildung der Schlösser und Eckbohlen ist eine gute Dichtigkeit gewährleistet.

Bei Wehren und Talsperren handelt es sich immer darum, daß Wassersickerungen unter dem Bauwerk hintangehalten werden, die den Untergrund im Laufe der Zeit verschlechtern könnten. Der wasserundurchlässige Untergrund mußte bisher entweder mit dem Fundament selbst oder mit Herdmauern erreicht werden; bei vielen Wehren ist man hierzu mit hohen Kosten und großem Zeitaufwand zur pneumatischen Fundierung übergegangen. Gerade hier hat die eiserne Spundwand große Hilfe gebracht, man kann mit ihr in den meisten Fällen den undurchlässigen Untergrund auch in beträchtlichen Tiefen noch erreichen. Eine solche eiserne Spundwand ist bei guter Rammung dichter als die pneumatisch abgesenkte Betonwand. Die Einführung der Stahlbohle bei den Gründungen hat es also mit sich gebracht, daß wir heute bei den Wehrfundamenten die gefährlichen Wasseradern viel leichter hintanhaltend können und daß dadurch alle Wehre besser fundiert werden als früher.

Über die Verwendung von gewalzten Konstruktionen als stützende und tragende Pfähle hat Herr *Agatz* berichtet. Wir stehen hier am Anfang einer Entwicklung; vorerst herrscht hier noch das Holz vor; auch der Eisenbeetonpfahl hat es noch nicht zu verdrängen vermocht; wie weit das dem Stahlpfahl gelingt, bleibt abzuwarten.

Für die hohen Stauwerke ist bei uns im letzten Jahrzehnt gerne der aus Erde geschüttete Staudamm gewählt worden. Die Dichtung wird hierbei durch eine Eisenbetonwand im Kerne des Dammes erreicht. Für die Ausführung dieser Dichtungswand wird neuerdings auch die Stahlbohle verwendet. Der Kern entsteht damit zwischen Stahlwänden. Die Beanspruchungen, die der Kern während des Aufschüttens und Setzens des Dammes erleidet, können sehr groß werden

und nur ein Material mit den elastischen Eigenschaften des Stahles kann sie ertragen, ohne Risse zu bekommen.

V. Die Haltbarkeit der Eisenkonstruktionen im Wasserbau.

Beim Übergang zum Werkstoff „Eisen“ im Wasserbau entsteht die große Frage, welche Lebensdauer solchen Konstruktionen zuzumessen ist. Hiezu hat sich der Bericht *Agatz* ausgesprochen; wir können heute noch nichts Endgültiges sagen, die Erfahrungen sind noch zu kurz. Es ist kaum anzunehmen, daß Konstruktionen in Eisen im Wasser dieselbe Lebensdauer haben werden, wie die Aquädukte der Römer und die Holzpfähle, wenn sie dauernd unter Wasser sind; man wird ihnen aber eine Dauer zusprechen können etwa wie Betonbauwerken und sicher gleich der der Eisenbetonbauten im Wasserbau. Über die Mittel, die notwendig sind, um Stahl im Wasserbau haltbar zu machen, ist in den deutschen Berichten sehr viel gebracht. Die Frage des Anstrichs ist bei den deutschen Eisenwasserbauten weitgehend auch untersucht worden. Wir sind hier noch nicht zu einem endgültigen Ergebnis gekommen.

VIIb 3

Schweißkonstruktionen im Stahlwasserbau.

La soudure dans les travaux hydrauliques.

Welding in Hydraulic Engineering.

G. Wittenhagen,

Oberingenieur der Dortmunder Union Brückenbau A.G., Dortmund.

Bisher hat das Schweißverfahren im Stahlwasserbau, im Gegensatz zum Hoch- und Brückenbau, noch verhältnismäßig wenig Anwendung gefunden. Man kann jedoch feststellen, daß im steigenden Maße der Ingenieur auch auf diesem Sondergebiet bestrebt ist, sich die offensichtlichen, konstruktiven, technischen und wirtschaftlichen Vorteile des Schweißens nutzbar zu machen.

Im Stahlwasserbau liegen z. B. bei Notverschlüssen, Dammbalken, Schleusentoren usw. in der Hauptsache rein statische Beanspruchungen vor. Für diese Konstruktionen ist die Schweißtechnik wie beim Stahlhochbau sehr geeignet und auch wirtschaftlich.

Dagegen spielen bei den beweglichen Wehrverschlüssen die dynamischen Kräfte eine ausschlaggebende Rolle. Die Vorgänge sind hier noch schwieriger zu erfassen, als bei den ebenfalls hauptsächlich dynamisch beanspruchten Brücken. Die entstehenden dynamischen Kräfte sind beim Wehrbau rechnerisch nur schwer zu erfassen und außerdem oft auch wissenschaftlich noch nicht einwandfrei geklärt. Je nach den Anforderungen müssen diese Wehre gegen den vollen Wasserdruck bewegt werden und das Wasser kann somit den Wehrkörper entweder unterströmen oder überströmen. Die bei der Bewegung des Wassers auftretenden Wasserwirbel und Walzen sowie Luftdruckschwankungen begünstigen das Entstehen von unter Umständen gefährlichen Schwingungsvorgängen. Solange man die Ursache dieser Schwingungen und damit die Mittel zu ihrer Beseitigung noch nicht vollständig kennt, erscheint es ratsam, den Wehrkörper so steif und so schwer wie möglich auszuführen.

Von den führenden Wehrbaufirmen sind zwar in enger Zusammenarbeit mit Hochschulen und Versuchsanstalten in jahrelanger Arbeit eingehende Versuche und wissenschaftliche Forschungen durchgeführt worden, um die Ursache der Schwingungen festzustellen und Wege zur Vermeidung derselben aufzuzeigen. Die bisherigen Ergebnisse sind auch recht zufriedenstellend. Sie zeigen, daß es sehr wohl möglich ist durch richtige Formgebung und andere Maßnahmen wenigstens solche Schwingungen, die für das Bauwerk gefährlich werden können, zu vermeiden. Eine restlose Klärung dieses wichtigen Problems ist aber noch nicht gefunden worden. Es kommt noch immer wieder vor, daß trotz aller

Sorgfalt bei Entwurf und Ausführung im Betriebe Schwingungen entstehen, deren Einflüsse allerdings mit Sicherheit soweit herabgemindert werden können, daß eine Gefährdung des Baues nicht eintreten wird. Um nun diese zunächst theoretisch noch nicht erfaßbaren Schwingungen so unwirksam wie möglich zu machen, ist der Konstrukteur vorläufig noch gezwungen, neben einer großen Steifigkeit auch eine möglichst große Massenträgheit anzustreben. Mit der wirtschaftlich wünschenswerten Verminderung des Eigengewichtes, wie sie durch das Schweißen möglich wäre, kann also der Ingenieur zur Zeit noch nicht viel anfangen. Aus dem gleichen Grunde vermeidet man heute übrigens auch die sonst wirtschaftliche Anwendung hochwertiger Baustähle bei Wehrbauten.

Wenn man also augenblicklich davon absehen wird, einen Wehrverschluß vollständig zu schweißen, so lassen sich doch wenigstens einzelne Bauglieder vorteilhaft in Schweißkonstruktion ausführen. Bei den meisten von der Dortmunder Union in den letzten Jahren ausgeführten Dreigurtgeschütze wurden z. B. die Endschotten, die Gurtungen und die Stauklappen geschweißt, alles übrige genietet.

Die Endschotte lassen sich bei geschweißter Ausführung in einfacher Weise dem Querschnitt des Wehres anpassen. Die eintretende Gewichtsverminderung spielt mit Rücksicht auf die Schwingungen keine Rolle, weil die Endschotte über den Auflagern liegen.

Die geschweißte Ausführung der Gurtungen mit angeschweißten Knotenblechen gestattet eine einfache Konstruktion, bequeme Anschlüsse und einfache Anordnung der Dichtungshölzer.

Die Stauklappen müssen bei größeren Lichtweiten torsionsstief ausgeführt werden. Das für die Aufnahme der Torsionskräfte angeordnete Rohr läßt sich bei geschweißter Konstruktion in einfacher Weise stoßen und mit der übrigen Tragkonstruktion verdrehungsstief verbinden. Bei der zur Vermeidung von Schwingungen notwendigen gebogenen Form der Blechhaut wird die genietete Konstruktion teurer. Außerdem vermeidet man beim Schweißen der Blechhaut die vorstehenden Nietköpfe, die der Gefahr der Abnutzung durch Sandschliff unterliegen.

Im Gegensatz zu diesen dynamisch beanspruchten Wehrkonstruktionen wird, wie ich eingangs erwähnte, die Schweißtechnik bei solchen Wasserbauten, die in der Hauptsache statische Beanspruchungen erhalten, mit besonderem Vorteil verwendet.

Einfachste statische Bedingungen liegen bei Dammbalken vor. Die Dortmunder Union hat deshalb die Dammbalken für das Maschinenhaus der Wehranlage Albbruck—Dogern in geschweißter Ausführung geliefert. Sie bestehen in der Hauptsache aus Nasenlamellen mit Stehblechen. Die Gewichtsersparnis gegenüber genieteter Konstruktion wurde zu etwa 14 % festgestellt. Diese Gewichtsersparnis wirkt sich hier günstig auf die Hebevorrichtungen aus.

Ein weiteres Beispiel für die zweckmäßige Verwendung von Schweißkonstruktionen zeigt das von der Dortmunder Union zur Zeit ausgeführte Hubtor der Schleuse Niegripp. Die Hauptriegel und die Endpfosten sind als geschweißte Vollwandträger mit Nasenlamellen konstruiert. Die Baustellenstöße der Blechhaut sind genietet. Die erzielte Gewichtsersparnis gegenüber genieteter Konstruktion beträgt etwa 11 %. Um diesen Betrag kann auch das Gegengewicht

verringert werden. Dadurch ergeben sich kleinere Belastungen des Windwerkes und der Hubgerüste.

Eine neuartige und besonders interessante Anwendung der Schweißtechnik im Stahlwasserbau zeigen die zur Zeit im Bau befindlichen Schwimmer von 10 m \varnothing und 35 m Höhe für das Schiffshebewerk Rothensee für den Elbeabstieg des Mittellandkanales. Der erste Schwimmer wird augenblicklich montiert. Auch hier ist die Einsparung am Eigengewicht beträchtlich; sie beträgt etwa 10—12 %.

Wenn auch die bisherigen Erfolge der Schweißkonstruktionen im Stahlwasserbau nicht so augenfällig sind, wie im Brücken- oder Hochbau, so sind sie doch sehr beachtlich. Denn die Schwierigkeiten, mit denen der Wasserbau zu kämpfen hat, sind besonders groß.

VIIb 4

Stahldamm.

Barrages d'acier.

Steel Dams.

Prof. G. Krivochéine,
General-Major, Prag.

Ein Gebiet, das eine größere Verwendungsmöglichkeit des Stahles als Baumaterial erlaubt, ist der Talsperrenbau.

Es ist bekannt, daß in Nord-Amerika von tausenden von Talsperren aus Stein, Beton und Eisenbeton nur 4—5 eiserne Talsperren existieren.

Die Talsperren, die aus Stein, Beton oder Eisenbeton gebaut sind, sind nicht ganz wasserdicht; dagegen können eiserne Talsperren vollkommen wasserdicht ausgeführt werden.

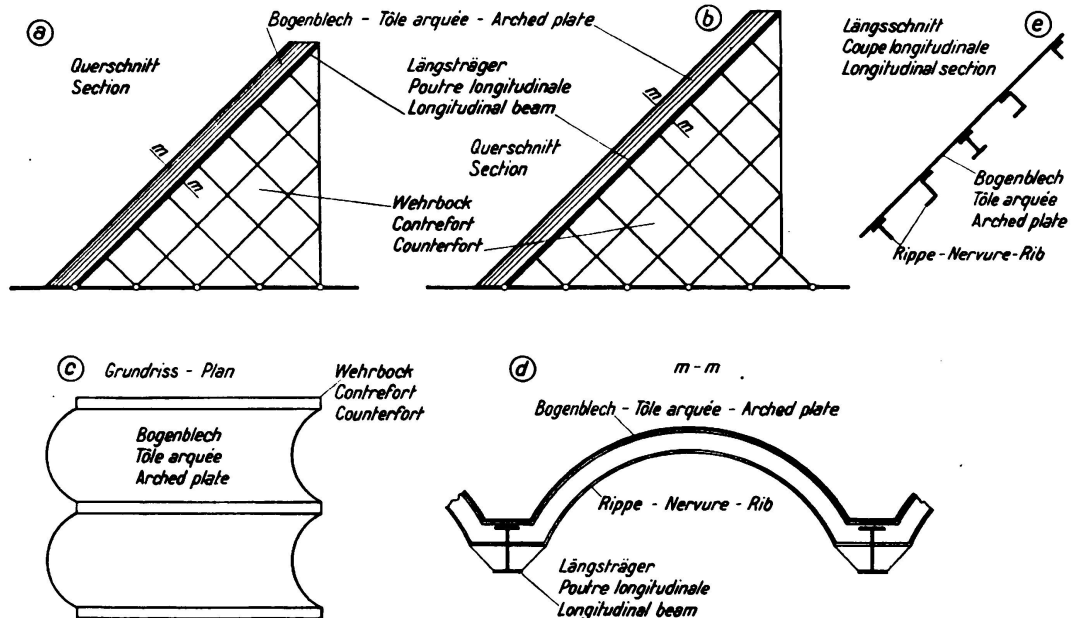


Fig. 1.

Das System der Talsperre nach dem Patent¹ von Ing. Fultner, Ing. Dr. Sekla und Prof. Krivochéine (Fig. 1 a, b, c, d) besteht aus einer Reihe von gewölbten geneigten Stahlblechen großer Spannweiten (ca. 8—15 m), die mit Rippen verstärkt sind.

¹ D.R.P. No. 653411.

Die auf diese Weise ausgebildeten gewölbten Stahlbleche liegen mittels schiefen Längsträgern, ohne irgend welche Querträger, auf den senkrechten netzwerkartigen Wehrböcken.

Diese Wehrböcke haben eine originelle und ganz neue Form und zwar die eines dreieckigen Netzwerkes ohne Diagonalen. Ein solches Fachwerk mit theoretischen Gelenken in den Knotenpunkten ist steif und statisch bestimmt.

Die bogenförmige Konstruktion einer Stauwand nach dieser Erfindung ist vollkommen elastisch und gestattet bei Temperaturänderung eine fugenlose Dilatation. Ein weiterer, sehr wichtiger technischer Vorteil der Erfindung besteht in einer bedeutenden Verkleinerung der Sohlenbreite an ihrer Basis.

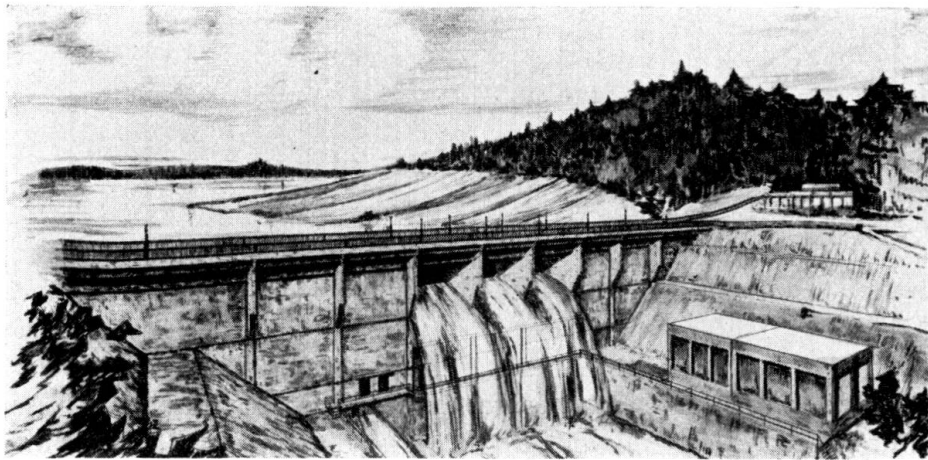


Fig. 2.

Entwurf des Stahldamms auf dem Fluß „Svratka“ bei „Kniničky“, Tschechoslowakei.

Patent von Ing. J. Fultner, Prof. Krivochéine und Ing. Dr. J. Sekla.

Bei einem Wettbewerb in der Tschechoslowakei haben wir Gelegenheit gehabt, ein Angebot auf eine solche eiserne Talsperre bei „Kniničky“ in der Umgebung von Brünn, Fig. 2² zu machen.

Das Angebot, das die Witkowitz Werke auf diese eiserne Stauwand nach dem oben beschriebenen Patent eingereicht hatten, war um 22 bis 53 % billiger, als die 15 Angebote auf steinerne oder betonierte Staumauern.

² Die eiserne Staumauer in Brünn war mit Monier-Eisenbeton-Platten bekleidet.

VIIb 5

Wandstärke und Abrostung bei stählernen Spundwänden.

L'épaisseur et l'oxydation des palplanches métalliques.

The Thickness and Rusting of Steel Sheet Piles.

Dipl. Ing. W. Pellny,
Hamburg.

Das weite Gebiet der stählernen Spundwand mit seinen vielfachen Anwendungen hat sich im Laufe von wenigen Jahren zu einer besonderen Wissenschaft entwickelt und kann heute bereits als ein wesentlicher Zweig des Wasserbaus betrachtet werden. Bei der Vielgestaltigkeit des technischen Wissens ist es dem Ingenieur tatsächlich nicht mehr möglich, die Entwicklung auf allen Fachgebieten zu verfolgen und den letzten Stand der Technik, und sei es auch nur aus dem Schrifttum, zu kennen. Schon aus diesem Grunde, ganz abgesehen von dem Nutzen für die Volkswirtschaft, sollte alles in der Technik auf eine einfache und klare Form gebracht werden, um dem Ingenieur unnötige und zeitraubende Überlegungen zu ersparen.

Deshalb war es sehr zu begrüßen, daß bei den vier maßgebenden deutschen Walzwerken eine Angleichung der Profilreihen für die stählernen Spundbohlen erfolgt ist. War das Profil eines Werkes früher zufälligerweise im Widerstandsmoment um 50 cm^3 größer oder vielleicht um 4 kg/m^2 leichter, so konnte dies ausschlaggebend sein. Die entsprechenden Bohlen haben heute bei allen Werken den gleichen Querschnitt, das gleiche Widerstandsmoment W_x und damit das gleiche Gewicht G , also auch die gleiche Güteziffer $W_x : G$. Ferner ist die Fracht die gleiche und wird von allen Werken für die Entfernung ab Bahnhof Oberhausen bzw. Hafen Duisburg-Ruhrort berechnet.

Ein Punkt macht jedoch dem gewissenhaften Ingenieur noch immer viel Kopfzerbrechen, das ist die Wandstärke und deren Abrostung. Zwar besteht kein Zweifel, daß die meisten technischen Bauten bisher wegen betriebstechnischer Mängel erneuert werden mußten, weil die Einrichtungen veraltet, die Leistungsfähigkeit nicht mehr ausreichte oder die Betriebskosten zu hoch waren, dagegen selten, weil die Bauwerke wirklich baufällig erschienen. Immerhin ist man bestrebt, den letzten Grund ganz auszuschalten oder wenigstens den Verfall zeitlich möglichst weit hinauszuschieben und bevorzugt deshalb begrifflicherweise die dicken Wandstärken.

Viele glauben in dieser Hinsicht einen Unterschied zwischen den verschiedenen Profilen zu erkennen. Sie stützen sich dabei auf die listenmäßigen Angaben der Werke, die in dem einen Fall vielleicht 13 mm und in einem andern Fall 11 mm betragen. Es wäre aber nun ein schwerer Irrtum, anzunehmen, daß sich allein aus diesem Grunde die erste Wand unter starker Abrostung auch günstiger verhielte als die mit dünneren Flanschen, aber gleichem W_x . Dies muß einmal ganz klar ausgesprochen werden, weil viele Ingenieure, die mit Spundwänden zu tun haben, diesen, allerdings naheliegenden, Trugschluß bisher zogen und oft Schwierigkeiten sahen, die gar nicht vorhanden sind.

Wenn man von der Wandstärke spricht, dann vergißt man, daß die Z-Profile im Flansch neben der listenmäßigen Wandstärke noch einen zusätzlichen starken Querschnitt im Schloß besitzen. Die hauptsächlichsten Profilreihen der deutschen Walzwerke sind im Beton-Kalender 1937, Teil II, S. 33 und 34 unter den Bezeichnungen 5 bis 8 wiedergegeben, worauf die Fachleute hingewiesen sein mögen. Umgerechnet oder verteilt auf die ganze Flanschbreite, würde der Schloßquerschnitt einen zusätzlichen Streifen von rd. 5 mm Stärke ergeben. Führt man diese Umrechnung für die entsprechenden Profile der verschiedenen Walzformen durch, dann kommt man zu dem Ergebnis, daß diese rechnerischen, beziehungsweise *wirksamen Wandstärken bei allen entsprechenden Profilen der verschiedenen Walzwerke nahezu gleich sind*. Hierbei kann zur Vereinfachung für die Betrachtung mit genügender Genauigkeit das Widerstandsmoment gleich der Fläche der Flanschen mal ihren Abstand von der Null-Linie gerechnet werden.

Maßgebend für die Untersuchung bzw. Bewertung einer stählernen Spundwand nach einer Lebensdauer von 50 oder 100 Jahren ist aber nicht die ursprüngliche Wandstärke und deren Abrostung, sondern lediglich das *verbliebene Widerstandsmoment*.

Eine Abrostung von 1 mm bedeutet für *alle* entsprechenden Profile die gleiche Verminderung des Widerstandsmomentes, wobei die Profile mit niedriger Bauhöhe nach dem vorhergesagten wiederum etwas günstiger abschneiden. Die stärkste Abrostung, die überhaupt möglich ist, entspricht der dünnsten Stelle im Steg und beträgt vielleicht 8 mm gegenüber der Wandstärke im Flansch von 13 mm. Bei einer noch stärkeren Abrostung muß die Bohle im Steg zerfallen. Eine Abrostung von 8 mm ergibt aber bei allen Spundbohlen von Profil III der verschiedenen Walzformen, die $W_x = 1600 \text{ cm}^3$ aufweisen, eine *gleichmäßige Schwächung des Flansches* um eine Schicht von 8 mm Stärke. Dies bedeutet die gleiche Verringerung des Widerstandsmomentes von 1600 cm^3 auf $\frac{13-8}{13} 1600 = 610 \text{ cm}^3$. Eine derartig weitgehende Verminderung des W_x wird jedoch nur selten Bedeutung haben.

Die starke Abrostung beschränkt sich der Höhe nach auf den schmalen Streifen des wechselnden Wasserstandes bzw. liegt dicht darunter. Glücklicherweise tritt die größte Biegebungsbeanspruchung, für welche die Spundwand berechnet wurde, in den meisten Fällen an einer Stelle auf, die wesentlich tiefer liegt als der Streifen der größten Abrostung, so daß schon eine weitgehende Schwächung durch Abrostung eintreten kann, bevor die Wand gefährdet ist.

Sorgfältige Beobachtungen und Messungen haben ergeben, daß wir unter gewöhnlichen Verhältnissen in Europa in 80 Jahren eine Abrostung von etwa 2 mm zu erwarten haben. (Vgl. Prof. *Agatz* im Vorbericht zum Zweiten Internationalen Kongreß für Brücken- und Hochbau, S. 1438 . . . an der Wesermündung 0,2 mm in 8 Jahren.) Aber auch eine wesentlich stärkere Abrostung würde noch nicht gegen, sondern für den Stahl sprechen.

Die Folgerungen in der Schlußsitzung der Arbeitstagung am 7. Oktober 1936 in der Kroll-Oper über den Abschnitt: Anwendung des Stahls im Wasserbau enthalten folgenden Satz: „Die bisherigen Erfahrungen lassen erfreulicherweise erkennen, daß z. B. die Rostbeständigkeit unserer Stahlspundwände größer ist, als bei ihrer Einführung angenommen worden war“.

Wenn man nun weiß, welches geringste W_x an der stark abgerosteten Stelle erhalten bleiben muß, bei einer vorgeschriebenen Sicherheit, dann kann man sehr schnell die Lebensdauer der Spundwand ausrechnen, oder kann aus der geforderten Lebensdauer die Wandstärke errechnen, bzw. das Profil bestimmen.

Im Laufe der Jahre tritt bei der Hinterfüllung eine Verfestigung des Bodens ein, so daß der *wirkliche* Erddruck abnimmt und erheblich kleiner wird als der *rechnerische* Erddruck, der dem Entwurf zugrunde gelegt wurde. Demnach sollten keine Bedenken bestehen, den Sicherheitszuschlag für ein altes Bauwerk unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse weitgehend herabzusetzen. Während bei einem neuen Bauwerk der Sicherheitswert vielleicht mit 2 oder 3 gewählt wird, da man die verschiedenen späteren Auswirkungen noch nicht übersehen kann, das Verhalten von ähnlichen Bauwerken noch nicht genügend kennt und das Anwachsen der Verkehrslasten noch ungewiß ist usw., man also auf Überraschungen gefaßt sein muß, fallen bei einem alten Bauwerk alle diese Gesichtspunkte fort. Man kann dort getrost etwas weniger besorgt sein, vorausgesetzt, daß die tragenden Bauteile einer Überwachung zugänglich sind und der Baustoff selbst seine Eigenschaften nicht ändert. Beide Voraussetzungen sind für Stahl meistens erfüllt.

Die Sicherheit besteht einmal in der gewählten oder zugelassenen niedrigen Spannung für den Stahl. Prof. *Agatz* empfiehlt, in klar liegenden Fällen beim Wasserbau bis an die Grenze des elastischen Bereichs zu gehen. Da der Stahl die verlangten Mindestwerte hinsichtlich Streckgrenze und Festigkeit überschreitet, ist man meistens auch hier auf der sicheren Seite.

Ferner gewährt die Berechnung des Erddrucks eine erhebliche Sicherheit, sofern mit einer dreieckförmigen Verteilung des Erddrucks gerechnet wird und man von der Abgrenzung durch eine Kurve absieht. Voraussetzung bleibt natürlich die richtige Wahl des Reibungswinkels.

Was die Abrostung selbst anbetrifft, so müssen wir scharf unterscheiden zwischen einer scheinbaren und wirklichen Abrostung. Vielfach bestehen die Ablätterungen, die fälschlich als Rost bezeichnet werden nur aus dicken Lagen Schlick oder anderen Schwebestoffen, die durch ablaufendes Rostwasser gekittet, an der Spundwand sitzen. Ebenso könnte durch elektrolytische Vorgänge eine Anreicherung von Rost an bestimmten Stellen stattfinden. Der Ursprung dieser Rostteilchen ist unter Umständen ganz wo anders zu suchen. Dr. Ing. *Klie* spricht die Vermutung aus, daß die Treibölreste der Schiffe, welche eine unangenehme

Verunreinigung der Hafenwässer bedeuteten, die Spundwände im Bereich des wechselnden Wasserstandes schützen könnten.

Dies sind alles Fragen, die noch geklärt werden müssen. In metallisches Eisen umgerechnet, bedeuten diese Rostschichten, die oft mehrere Millimeter stark sein können, Verluste an Wandstärke, die nur der Bruchteil von einem Millimeter sind. Wenn man also die Abrostung an Bauwerken beobachten will, dann muß man die ursprüngliche und die verbleibende Wandstärke messen. Andernfalls entstehen Eindrücke, die zwangsläufig zu falschen Ergebnissen führen.

VIIb 6

**Stahlrohre für Druckleitungen mit großem Durchmesser
und hohem Innendruck.**

**Tuyaux en acier pour conduites forcées de grand
diamètre, sous de hautes pressions intérieures.**

Steel Pipes of Large Diameter Subject to Heavy Internal Pressure.

Dr. Ing. h. c. M. Roš,

Professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale et Président de la Direction du Laboratoire
Fédéral d'Essai des Matériaux et Institut de recherches pour l'Industrie, le Génie Civil et les
Arts et Métiers, Zurich.

Die in den Jahren 1930 bis 1935 an der Eidg. Materialprüfungsanstalt bis zum Bruch durchgeführten Spannungs- und Verformungsmessungen an Stahlrohren mit hohem Innendruck ermöglichen, über die Spannungsverteilung und über die Verformungen wertvolle Kenntnisse zu sammeln. Die an Rohren von $D = 1,8$ bis $4,6$ m Durchmesser, Druckhöhen H bis 1750 m und Leistungskoeffizienten $H \cdot D^2 = 1500$ bis 3000 und an den Materialien gemachten Versuche erlaubten die Festsetzung folgender Sicherheitsgrade:

Rohrart	Rechnerische Sicherheitsgrade gegenüber		
	dem statischen Bruch	der Fließgrenze	dem Dauerbruch
1. Normal- oder schraubenförmig geschweißte Rohre, Type „Sulzer“ Winterthur Normaler Baustahl Zugfestigkeit $\beta_z = 38-42 \text{ kg/mm}^2$	3,5	2,4	1,6
Hochwertiger Baustahl Zugfestigkeit $\beta_z = 42-48 \text{ kg/mm}^2$	3,5	2,4	1,4
2. Warm umschnürte Rohre, Type „Ferrum“ Kattowitz Zugfestigkeit: Rohr $\beta_z \cong 38 \text{ kg/mm}^2$ Umschnürungen $\beta_z \cong 60 \text{ kg/mm}^2$	3,4	2,3	—
3. Kaltreckung durch Innendruck nach der Umschnürung, Type „Autofrettage G. Ferrand“, Bouchayer & Viallet, Grenoble Zugfestigkeit: Rohr $\beta_z \cong 38 \text{ kg/mm}^2$ Umschnürungen $\beta_z \cong 94 \text{ kg/mm}^2$	3,9	2,0	—
4. Durch Stahldraht umschnürte Rohre (Spule), Type „Monteux“ Paris Zugfestigkeit: Rohr $\beta_z \cong 42 \text{ kg/mm}^2$ Stahldraht $\beta_z \cong 197 \text{ kg/mm}^2$	4,5	2,0	—

Die vier untersuchten Typen bekämpfen sich gegenseitig in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht und in noch höherem Maße durch die Einführung der schraubenförmigen Schweißung. Jede dieser Typen hat ihre technischen und wirtschaftlichen Vorteile (Gewichtersparnis, Gefahr der Rostbildung, Unterhalt, Sicherheit), die in jedem Sonderfall auf Grund von vergleichenden Studien bestimmt werden müssen.

Für komplizierte Formen (Abzweigungen, Verteilungsleitung, Zuleitungsrohre zu den Turbinen, Mannlöcher großer Abmessungen, Rohrstutzen) gestatten nur mehraxige Spannungs- und Dehnungsmessungen mit ausreichender Genauigkeit auf die Beanspruchung und auf die wirkliche Sicherheit zu schließen. Auch die Methode der Rißbildungen in einer aufgetragenen Lackschicht zeitigt wertvolle Ergebnisse (Fließfiguren). Mit Hilfe von Ermüdungsversuchen und photoelastischen Untersuchungen lassen sich die Abminderungen der Spannungsspitzen erkennen. Der Spannungs- und Verformungszustand darf im Betrieb die Fließgrenze nirgends erreichen. Einzig und allein durch die Anwendung und gleichzeitige Verbesserung aller Versuchsmethoden gelingt es, die wirkliche Sicherheit der Druckleitungen zu beurteilen.

Leere Seite
Blank page
Page vide